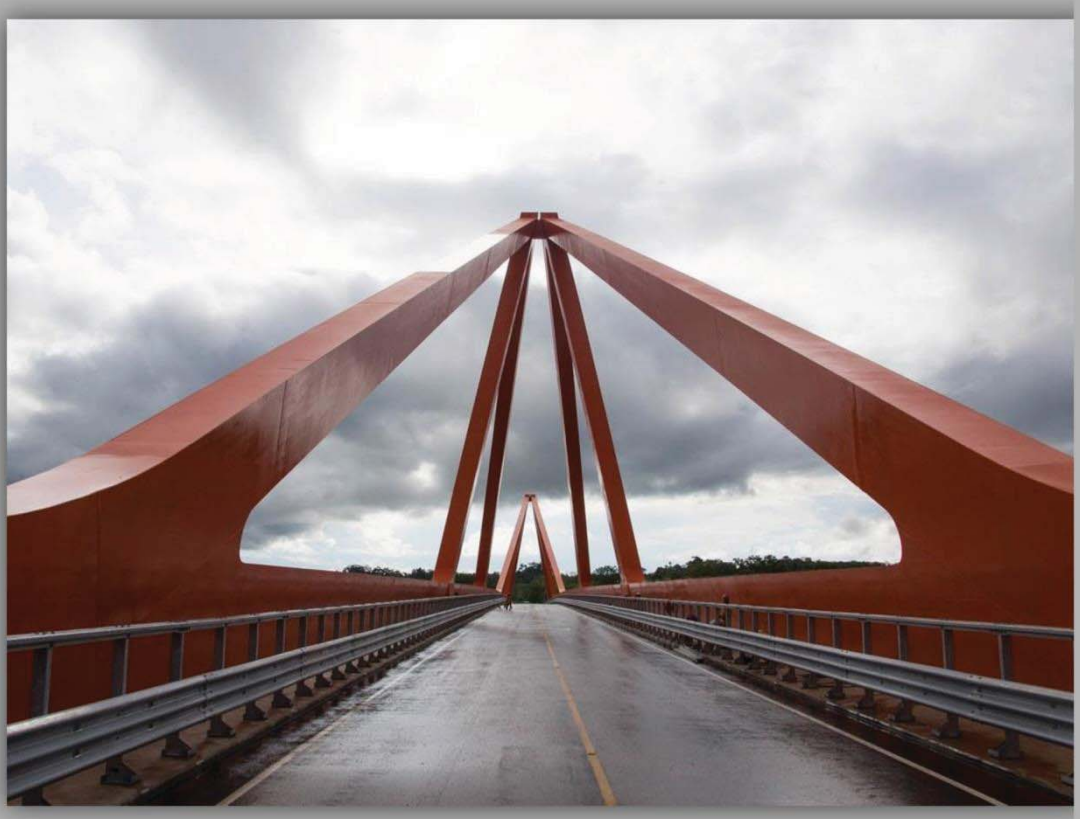
PERÚ | Ministerio de Transportes y Comunicaciones | Viceministerio de Transportes | Dirección General de Caminos y Ferrocarriles

MANUAL DE PUENTES



DICIEMBRE - 2016

ÍNDICE

PRESENTACIÓN 50

INTRODUCCIÓN AL MANUAL DE PUENTES 51

I GLOSARIO DE TERMINOS 52

II UNIDADES Y SÍMBOLOS 53

TITULO I 54

DE LA INGENIERÍA BÁSICA 55

1.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS 55

1.1.1 Objetivos y Alcances 55

1.1.2 Instrumentación 55

1.1.3 Documentación 55

1.2 ESTUDIOS DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA 57

1.2.1 Objetivos 57

1.2.2 Alcances 57

1.2.2a Estudios y Trabajos Previos 58

1.2.3 Consideraciones para el Diseño 59

1.2.3a Cálculos de la Socavación 59

1.2.4 Interrelación con los Estudios Geológicos y Geotécnicos 60

1.2.5 Información de Apoyo 60

1.2.6 Documentación Requerida 61

1.3 ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTECNICOS 62

1.3.1 Estudios Geológicos 62

1.3.1.1 Objetivos 62

1.3.1.2 Alcance 62

1.3.2 Estudios Geotécnicos 62

1.3.2.1 Objetivos 62

1.3.2.2 Alcances 62

1.3.2.3 Sondajes 63

1.3.2.4 Ensayos de Campo 63

1.3.2.5 Ensayos de Laboratorio 63

1.3.3 Interrelación con los Estudios Hidrológicos 64

1.3.4 Documentación 64

1.4 ESTUDIO SÍSMICO 65

1.4.1 Estudio de Peligro Sísmico 65

1.4.2 Requisitos Mínimos 65

1.4.3 Requerimiento de los Estudios 65

1.4.4 Alcances 66

1.4.5 Métodos de Análisis 66

1.4.6 Documentación 66

1.5 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL 68

1.5.1 Enfoque 68

1.5.2 Objetivos y Alcances 68

1.5.3 Requerimiento de los Estudios 68

1.6 ESTUDIOS DE TRÁFICO 69

1.6.1 Objetivo 69

1.6.2 Metodología. 69

1.6.3 Documentación 69

1.7 ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS 70

1.7.1 Objetivos 70

1.7.2 Alcances 70

1.7.3 Documentación 70

1.8 ESTUDIOS DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS 71

1.8.1 Objetivos 71

1.8.2 Alcances 71

1.8.3 Documentación 71

1.9 ESTUDIOS DE ALTERNATIVAS A NIVEL DE ANTEPROYECTO 72

1.9.1 Objetivos 72

1.9.2 Alcances 72

1.9.3 Documentación 72

1.10 CLASIFICACION DE PUENTES 73

TITULO II 79

DEL PROYECTO DE INGENIERÍA 80

2.1 ELEMENTOS DEL PROYECTO 80

2.1.1 Generalidades 80

2.1.1.1 Información de la Ingeniería Básica 80

2.1.1.2 Elementos Básicos del Proyecto. 80

2.1.2 Información de la Ingeniería Básica 80

2.1.3 Elementos Básicos del Proyecto 80

2.1.3.1 Definición 80

2.1.3.2 Normas Generales 80

2.1.3.3 Materiales 81

2.1.3.3.1 Concreto 81

2.1.3.3.2 Acero 81

2.1.3.3.2.1 Acero Preesforzado 81

2.1.3.3.3 Elastómeros 82

2.1.4 Geometría 82

2.1.4.1 Generalidades 82

2.1.4.2 Geometría General y Proyecto Geométrico 82

2.1.4.2.1 Desarrollo en perfil Longitudinal 82

2.1.4.2.2 Desarrollo en Planta 82

2.1.4.3 Geometría de Detalles 83

2.1.4.3.1 Generalidades 83

2.1.4.3.2 Secciones Transversales del Tablero 83

2.1.4.3.3 Gálibos o Alturas Mínimas 84

2.1.4.3.3.1 Altura Libre Sobre el Nivel del Agua de los Ríos 85

2.1.4.3.4 Dispositivos Básicos de Protección 85

2.1.4.3.4.1 Barreras de Concreto 85

2.1.4.3.4.1.1 Superficies de Rodadura 85

2.1.4.3.4.2 Barandas 85

2.1.4.3.4.2.1 Barandas de Tráfico Vehicular 86
2.1.4.3.4.2.1.1 Sistema de Barandas 86
2.1.4.3.4.2.1.1.1 Requisitos Generales 86
2.1.4.3.4.2.1.1.2 Fuerza de Diseño para las Barandas para Tráfico Vehicular 86
2.1.4.3.4.2.1.2 Barandas de Aproximación al Puente. 87
2.1.4.3.4.2.1.3 Tratamiento de los Extremos 87
2.1.4.3.4.2.2 Criterios para Seleccionar el Nivel de Ensayo 87
2.1.4.3.4.2.3 Diseño de las Barandas 89
2.1.4.3.4.2.3.1 Requisitos Generales 89
2.1.4.3.4.2.3.1.1 Aplicación de Sistemas Previamente Ensayados 89
2.1.4.3.4.2.3.1.2 Sistemas Nuevos 89
2.1.4.3.4.2.3.2 Altura del Parapeto o Baranda para Tráfico Vehicular 89
2.1.4.3.4.2.4 Barandas para Peatones 90
2.1.4.3.4.2.4.1 Geometría 90
2.1.4.3.4.2.4.2 Sobrecargas de Diseño 91
2.1.4.3.4.2.5 Barandas para Ciclistas 92
2.1.4.3.4.2.5.1 Requisistos Generales 92
2.1.4.3.4.2.5.2 Geometría 92
2.1.4.3.4.2.5.3 Sobrecargas de Diseño. 92
2.1.4.3.4.2.6 Barandas Combinadas. 93
2.1.4.3.4.2.6.1 Requisitos Generales. 93
2.1.4.3.4.2.6.2 Geometría 93
2.1.4.3.4.2.6.3 Sobrecargas de Diseño 93
2.1.4.3.4.2.7 Sardineles y Veredas (Aceras) 93
2.1.4.3.4.2.7.1 Requisitos Generales. 93
2.1.4.3.4.2.7.2 Veredas 94
2.1.4.3.4.2.7.3 Tratamiento de los Extremos y Barandas Divisorias 94
2.1.4.3.5 Dispositivos Básicos de Transición y Contención 94
2.1.4.3.5.1 Losas de Transición 94
2.1.4.3.5.2 Estribos 94

2.1.4.3.5.3 Cortinas 94

2.1.4.3.5.4 Alas 95

2.1.4.3.6 Juntas de Dilatación 95

2.1.4.3.7 Principios Básicos para el Drenaje 95

2.1.4.3.7.1 Condiciones Geométricas 95

2.1.4.3.7.2 Elementos de Captación 95

2.1.4.3.7.3 Drenaje de las Partes Internas de la Estructura 95

2.1.4.3.7.4 Drenaje en Estribos 95

2.1.4.3.7.5 Drenaje del Tablero de Rodadura del Puente 95

2.1.4.3.8 Pavimentación 96

2.1.4.3.9 Aparatos de Apoyo 96

2.1.5 Señalización 96

2.2 PRESENTACIÓN DEL PROYECTO 97

2.2.1 Memoria Descriptiva y Justificación 97

2.2.2 Memoria de Cálculo 97

2.2.3 Planos 97

2.2.4 Especificaciones Particulares 98

2.2.5 Metrados 98

2.3 CONSIDERACIONES GENERALES DEL PROYECTO 99

2.3.1 Objetivos del Proyecto 99

2.3.2 Filosofía de Diseño 99

2.3.2.1 Requisitos Generales 99

2.3.2.2 Estados Límite 99

2.3.2.2.1 Requisitos Generales 99

2.3.2.2.2 Estado Límite de Servicio 100

2.3.2.2.3 Estados Límite de Fatiga y Fractura 100

2.3.2.2.4 Estado Límite de Resistencia 100

2.3.2.2.5 Estado Límite de Evento Extremo 101

2.3.2.3 Ductilidad 101

2.3.2.4 Redundancia 102

2.3.2.5 Importancia Operativa 103

2.4 CARGAS Y FACTORES DE CARGAS 104

2.4a Campo de Aplicación 104

2.4.1 Clasificación y Definición 104

2.4.1.1 Definición de Cargas Permanentes 104

2.4.1.2 Definición de Cargas Variables 104

2.4.1.3 Definición de Cargas Excepcionales 104

2.4.2 Determinación de Cargas Permanentes 104

2.4.2.1 Cargas Muertas: DC, DW, y EV 104

2.4.2.2 Cargas de Suelo: EH, ES, y DD 105

2.4.2.3 Deformaciones Impuestas 106

2.4.3 Cargas Variables 106

2.4.3.1 Cargas Durante la Construcción 106

2.4.3.1.a Factores para las Cargas Durante la Construcción 106

2.4.3.2 Cargas Vivas de Vehículos 106

2.4.3.2.1 Número de Vías 106

2.4.3.2.2 Diseño con Cargas Vivas de Vehículos 107

2.4.3.2.2.1 Generalidades 107

2.4.3.2.2.2 Camión de Diseño 107

2.4.3.2.2.3 Tándem de Diseño 107

2.4.3.2.2.4 Sobrecarga Distribuida (Carga del Carril de Diseño) 108

2.4.3.2.2.5 Área de Contacto de los Neumáticos 108

2.4.3.2.2.6 Presencia Múltiple de Sobrecargas 108

2.4.3.2.3 Aplicación de las Cargas Vivas Vehiculares 109

2.4.3.2.3.1 Generalidades 109

2.4.3.2.3.2 Carga para la Evaluación Opcional de la Deflexión por Sobrecarga 109

2.4.3.2.3.3 Cargas de Diseño para Tableros, Sistemas de Tableros y Losas Superiores de Alcantarillas Rectangulares 110

2.4.3.2.3.4 Carga para el Voladizo del Tablero 110

2.4.3.2.4 Carga de Fatiga 110

2.4.3.2.4.1 Magnitud y Configuración 110
2.4.3.2.4.2 Frecuencia 111
2.4.3.2.4.3 Distribución de Cargas para Fatiga 112
2.4.3.2.4.3.a Métodos de Análisis Refinados 112
2.4.3.2.4.3.a1 Requisitos Generales 112
2.4.3.2.4.3.b Métodos Aproximados 112
2.4.3.3 Carga Dinámica Permitida: IM 112
2.4.3.3.1 Requisitos Generales 112
2.4.3.3.2 Componentes Enterrados 113
2.4.3.3.3 Componentes de Madera 113
2.4.3.4 Fuerzas Centrífugas 113
2.4.3.5 Fuerzas de Frenado: BR 114
2.4.3.5.1 Fuerzas de Colisión Vehicular 114
2.4.3.5.1.1 Protección de las Estructuras 114
2.4.3.5.1.2 Colisión de Vehículos con las Barreras 115
2.4.3.6 Cargas sobre Veredas, Barandas y Sardineles 115
2.4.3.6.1 Cargas Peatonales sobre Veredas 115
2.4.3.6.2 Fuerzas Sobre Sardineles 115
2.4.3.6.3 Fuerzas de Diseño para las Barandas para Tráfico Vehicular 115
2.4.3.6.3.1 Criterios para Seleccionar el Nivel de Ensayo 117
2.4.3.7 Cargas en Puentes Peatonales 117
2.4.3.8 Empuje de Agua y Subpresiones 117
2.4.3.8.1 Presión Hidrostática 117
2.4.3.8.2 Subpresiones 117
2.4.3.8.3 Presión de Flujo 118
2.4.3.8.3.1 En Dirección Longitudinal 118
2.4.3.8.3.2 En Dirección Lateral 118
2.4.3.8.3.3 Carga de Oleaje 119
2.4.3.8.3.3.1 Empuje Hidrodinámico 119
2.4.3.8.3.4 Cambio de las Fundaciones Debido al Estado Límite para Socavación 119

2.4.3.9 Solicitaciones Provocadas por Deformaciones Superpuestas: TU, TG, SH, CR, SE, PS 120
2.4.3.9.1 Requisitos Generales 120
2.4.3.9.2 Rangos de Temperatura 120
2.4.3.9.3 Diseño de la Variación Térmica 120
2.4.3.9.3.1 Gradiente de Temperatura 120
2.4.3.9.4 Contracción Diferencial (Shrinkage) 121
2.4.3.9.5 Fluencia Lenta (Creep) 121
2.4.3.9.6 Asentamiento 121
2.4.3.9.7 Fuerzas Secundarias de Elementos Postensados: PS 121
2.4.3.9.8 Fuerzas Friccionales: FR 121
2.4.3.10 Cargas de Viento WL y WS 121
2.4.3.10.1 Presión Horizontal del Viento 121
2.4.3.10.1.1 Generalidades 121
2.4.3.10.1.2 Presiones de Viento Sobre Estructuras: WS 122
2.4.3.10.1.2.1 Generalidades 122
2.4.3.10.1.2.2 Cargas de las Superestructuras 123
2.4.3.10.1.2.3 Fuerzas Aplicadas Directamente a la Subestructura 124
2.4.3.10.1.3 Presiones del Viento Sobre los Vehículos: WL 124
2.4.3.10.2 Presión Vertical del Viento 124
2.4.3.10.3 Inestabilidad Aeroelástica 125
2.4.3.10.3.1 Requisitos Generales 125
2.4.3.10.3.2 Fenómenos Aeroelásticos 125
2.4.3.10.3.3 Control de Respuestas Dinámicas 125
2.4.3.10.3.4 Ensayos en Túnel de Viento 125
2.4.3.11 Efectos de Sísmo: EQ 126
2.4.3.11.1 Generalidades 126
2.4.3.11.2 Peligro Sísmico 126
2.4.3.11.2.0 Procedimiento General 127
2.4.3.11.2.1 Efectos de Sitio 127

2.4.3.11.2.1.1 Definiciones de Clases de Sitio 127
2.4.3.11.2.1.2 Factores de Sitio 128
2.4.3.11.3 Caracterización del Peligro Sísmico 129
2.4.3.11.3.1 Diseño del Espectro de Respuesta 129
2.4.3.11.3.2 Coeficiente de Respuesta Sísmico Elástico 129
2.4.3.11.4 Categorías Según la Importancia del Puente 130
2.4.3.11.5 Zonas Sísmicas 131
2.4.3.11.6 Factores de Modificación de Respuesta 131
2.4.3.11.6.1 Generalidades 131
2.4.3.11.6.2 Aplicación 132
2.4.3.11.7 Combinación de Solicitaciones Sísmicas 132
2.4.3.11.8 Calculo de Fuerzas de Diseño 133
2.4.3.11.8.1 Generalidades 133
2.4.3.11.8.2 Zona Sísmica 1 133
2.4.3.11.8.3 Zona Sísmica 2 133
2.4.3.11.8.4 Zona Sísmica 3 y 4 134
2.4.3.11.8.4.1 Generalidades 134
2.4.3.11.8.4.2 Fuerzas de Diseño Modificadas 134
2.4.3.11.8.4.3 Fuerzas de Rotulación Inelástica 134
2.4.3.11.8.4.3a Generalidades 134
2.4.3.11.8.4.3b Columnas y Pilares Individuales 135
2.4.3.11.8.4.3c Pilares con Dos o Más Columnas 135
2.4.3.11.8.4.3d Fuerzas de Diseño para Pilares de Pilotes y Columnas 136
2.4.3.11.8.4.3e Fuerzas de Diseño para Pilares 136
2.4.3.11.8.4.3f Fuerzas de Diseño para Cimentaciones 137
2.4.3.11.8.5 Restrictivos Longitudinales 137
2.4.3.11.8.6 Dispositivos de Amarre 137
2.4.4 Requisitos para Puentes Temporarios y Puentes Construidos por Etapas 138
2.4.4.1 Empuje del Suelo: EH, ES, LS y DD 138
2.4.4.1.1 Requisitos Generales 138

2.4.4.1.2 Compactación 138

2.4.4.1.3 Presencia de Agua 139

2.4.4.1.4 Efecto Sísmico 139

2.4.4.1.5 Empuje del Suelo: EH 139

2.4.4.1.5.1 Empuje Lateral del Suelo 139

2.4.4.1.5.2 Coeficiente de Empuje Lateral en Reposo, k_o 140

2.4.4.1.5.3 Coeficiente de Empuje Lateral Activo, k_a 140

2.4.4.1.5.4 Coeficiente de Empuje Lateral Pasivo, k_p 142

2.4.5 Factores de Cargas y Combinaciones de Cargas 144

2.4.5.1 Alcance 144

2.4.5.2 Cargas y Denominación de las Cargas 144

2.4.5.3 Factores de Carga y Combinaciones 145

2.4.5.3.1 Factores de Carga y Combinaciones de Carga 145

2.4.5.4 Factores de Carga para Cargas Constructivas 150

2.4.5.4.1 Evaluación en el Estado Límite de Resistencia 150

2.4.5.4.2 Evaluación de la Deflexión en el Estado Límite de Servicio 150

2.4.5.5 Factores de Carga para Fuerzas de Tesado y Postensado 150

2.4.5.5.1 Fuerza de Tesado 150

2.4.5.5.2 Fuerza para las Zonas de Anclaje de Postensado 151

2.4.5.6 Factores de Carga para Tableros Ortotropicos. 151

2.5 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES 152

2.5.1 Generalidades 152

2.5.2 Acero de Refuerzo 152

2.5.2.1 Generalidades 152

2.5.2.1.1 Refuerzo sin Recubrir 152

2.5.2.2 Módulo de Elasticidad 152

2.5.2.3 Aplicaciones Especiales 153

2.5.2.4 Acero para Preesforzado 153

2.5.2.4.1 Generalidades 153

2.5.2.4.2 Módulo de Elasticidad 153

2.5.2.4.3 Dispositivo de Anclaje y Acoplamiento para Postensado 154
2.5.2.4.4 Ductos para los Tendones 154
2.5.2.4.4.1 Generalidades 154
2.5.2.4.4.2 Tamaño de los Ductos (Vainas) 155
2.5.2.4.4.3 Vainas en Bloques Desviadores 155
2.5.3 Aceros para Estructuras Metálicas 155
2.5.3.1 Aceros Estructurales 155
2.5.3.2 Pines, Rodillos y Balancines 156
2.5.3.3 Pernos, Tuercas y Arandelas 157
2.5.3.3.1 Pernos 157
2.5.3.3.2 Tuercas 157
2.5.3.3.2.1 Tuercas Usadas con Seguros Estructurales 157
2.5.3.3.2.2 Tuercas Usadas con Pernos de Anclaje 158
2.5.3.3.2.3 Arandelas 158
2.5.3.4 Conectores de Corte Tipo Perno (Studs) 158
2.5.3.5 Metal de Soldadura 158
2.5.3.6 Metal Fundido 158
2.5.3.6.1 Acero Fundido y Fierro Dúctil 158
2.5.3.6.2 Fundiciones Maleables 158
2.5.3.6.3 Hierro Fundido 159
2.5.3.7 Acero Inoxidable 159
2.5.3.8 Cables 159
2.5.3.8.1 Alambre Brillante 159
2.5.3.8.2 Alambre Galvanizado 159
2.5.3.8.3 Alambre con Recubrimiento Epoxi 159
2.5.3.8.4 Cables para Puentes 159
2.5.4 Concreto 159
2.5.4.1 Clase de Concreto 159
2.5.4.2 Coeficiente de Expansión Térmica 161
2.5.4.3 Acortamiento de Fragua y Fluencia Lenta 161

2.5.4.3.1 Requisitos Generales 161

2.5.4.3.1.1 Fluencia Lenta (Deformación plástica) (Creep) 162

2.5.4.3.1.2 Contracción (Shrinkage) 163

2.5.4.4 Módulo de Elasticidad 163

2.5.4.5 Módulo de Poisson 163

2.5.4.6 Módulos de Ruptura 163

2.5.4.7 Resistencia a la Tracción 164

2.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL 165

2.6.1 Generalidades 165

2.6.2 Métodos Aceptables de Análisis Estructural 165

2.6.3 Modelos Matemáticos 165

2.6.3a Generalidades 165

2.6.3.1 Comportamiento Estructural del Material 166

2.6.3.1.1 Comportamiento Elástico Versus Comportamiento Inelástico 166

2.6.3.1.2 Comportamiento Elástico 166

2.6.3.1.3 Comportamiento Inelástico 166

2.6.3.2 Geometría 167

2.6.3.2.1 Teoría de las Pequeñas Deflexiones 167

2.6.3.2.2 Teoría de las Grandes Deflexiones 168

2.6.3.2.2.1 Generalidades 168

2.6.3.2.3 Métodos Aproximados 168

2.6.3.2.3a Generalidades 168

2.6.3.2.3b Magnificación de Momentos, Elementos Viga – Columna 168

2.6.3.2.3c Magnificación de Momentos – Arcos 170

2.6.3.2.4 Métodos Refinados 171

2.6.3.3 Modelamiento de Condiciones de Borde 171

2.6.3.4 Miembros Equivalentes 171

2.6.4 Análisis Estático 171

2.6.4.1 Influencia de la Geometría en Planta 171

2.6.4.1.1 Relación de Aspecto en Planta 171

2.6.4.1.2 Estructuras de Planta Curva 172

2.6.4.1.2.1 Generalidades 172

2.6.4.1.2.2 Superestructuras de una Sola Viga Torsionalmente Rígida 172

2.6.4.1.2.3 Puentes de Vigas Cajón de Concreto. 172

2.6.4.1.2.4 Superestructuras de Vigas Múltiples de Acero 172

2.6.4.1.2.4a Generalidades 172

2.6.4.1.2.4b Vigas I 173

2.6.4.1.2.4c Vigas Cajón Cerrado y Vigas Tubulares 173

2.6.4.2 Métodos Aproximados de Análisis 174

2.6.4.2.1 Tableros 174

2.6.4.2.1.1 Generalidades 174

2.6.4.2.1.1a Análisis Transversal 174

2.6.4.2.1.2 Aplicabilidad 174

2.6.4.2.1.3 Ancho Equivalente de Franjas Interiores 175

2.6.4.2.1.4 Ancho de las Franjas Equivalentes en los Bordes de las Losas 176

2.6.4.2.1.4a Requisitos Generales 176

2.6.4.2.1.4b Bordes Longitudinales 176

2.6.4.2.1.4c Bordes Transversales 177

2.6.4.2.1.5 Distribución de las Cargas de Rueda 177

2.6.4.2.1.6 Cálculo de Solicitaciones 177

2.6.4.2.1.7 Acción de Pórtico de la Sección Transversal 178

2.6.4.2.1.8 Solicitaciones Debidas a la Carga Viva en Emparrillados con Vanos Total y Parcialmente Llenos y para Tableros Emparrillados con Vanos No Llenos Compuestos con Losas de Concreto Armado 178

2.6.4.2.1.9 Análisis Inelástico 179

2.6.4.2.2 Puentes Losa – Viga 179

2.6.4.2.2.1 Aplicación 179

2.6.4.2.2.2 Método del Factor de Distribución para Momentos y Cortes 185

2.6.4.2.2.2a Vigas Interiores con Tableros de Madera 185

2.6.4.2.2.2b Vigas Interiores con Tableros de Concreto 186

2.6.4.2.2.2c Vigas Interiores con Tableros de Acero Corrugados 187

2.6.4.2.2.2d Vigas Exteriores 188

2.6.4.2.2.2e Puentes Esviajados 189

2.6.4.2.2.2f Momentos Flectores y Cortantes en Vigas Transversales de Piso 189

2.6.4.2.2.3 Métodos del Factor de Distribución para Corte 190

2.6.4.2.2.3a Vigas Interiores 190

2.6.4.2.2.3b Vigas Exteriores 191

2.6.4.2.2.3c Puentes Esviajados 192

2.6.4.2.2.4 Puentes Curvos de Acero 193

2.6.4.2.2.5 Cargas Especiales Actuando Junto con Otro Tipo de Tráfico 193

2.6.4.2.3 Anchos de Faja Equivalentes para Puentes Tipo Losa 194

2.6.4.2.4 Puentes Reticulados y Puentes en Arco 195

2.6.4.2.5 Valores del Factor de Longitud Efectiva, K 195

2.6.4.2.6 Ancho de Ala Efectivo 196

2.6.4.2.6.1 Generalidades 196

2.6.4.2.6.2 Vigas Cajón de Concreto Segméntales y Vigas Cajón de Una Sola Célula Llenadas en Sitio 197

2.6.4.2.6.3 Superestructuras de Múltiples Celdas Llenadas en Sitio 200

2.6.4.2.6.4 Tableros Ortotrópicos de Acero 200

2.6.4.2.6.5 Vigas de Piso Transversales y Capiteles Integrales 201

2.6.5 Análisis Dinámico 201

2.6.5.1 Requisitos Básicos de la Dinámica Estructural 201

2.6.5.1.1 Requisitos Generales 201

2.6.5.1.2 Distribución de Masas 201

2.6.5.1.3 Rigidez 201

2.6.5.1.4 Amortiguamiento 201

2.6.5.1.5 Frecuencias Naturales 202

2.6.5.2 Respuestas Dinámicas Elásticas 202

2.6.5.2.1 Vibración Inducida por los Vehículos 202

2.6.5.2.2 Vibración Inducida por el Viento 202

2.6.5.2.2.1 Velocidades del Viento 202

2.6.5.2.2.2 Efectos Dinámicos 202

2.6.5.2.2.3 Consideraciones de Diseño 202

2.6.5.3 Respuestas Dinámicas Inelásticas 203

2.6.5.3.1 Requisitos Generales 203

2.6.5.3.2 Rótulas Plásticas y Líneas de Fluencia 203

2.6.5.4 Cargas Sísmicas para el Análisis 203

2.6.5.4.1 Requisitos Generales 203

2.6.5.4.2 Puentes de Un Solo Tramo 203

2.6.5.4.3 Puentes de Múltiples Tramos 204

2.6.5.4.3.1 Selección del Método de Análisis 204

2.6.5.4.3.2 Métodos de Análisis Unimodales 205

2.6.5.4.3.2a Requisitos Generales 205

2.6.5.4.3.2b Método Espectral Unimodal 205

2.6.5.4.3.2c Método de la Carga Uniforme 206

2.6.5.4.3.3 Método Espectral Multimodal 208

2.6.5.4.3.4 Método de Tiempo - Historia 208

2.6.5.4.4 Requisitos Mínimos para Longitudes de Soportes 209

2.6.5.4.5 P-Δ Requisitos 210

2.6.5.4.6 Análisis para Cargas de Colisión 211

2.6.5.4.7 Análisis de Efectos de Explosión 211

2.6.5.5 Disposiciones para el Diseño Sísmico 211

2.6.5.5.1 Generalidades 211

2.6.5.5.2 Zona Sísmica 1 211

2.6.5.5.3 Zona Sísmica 2 212

2.6.5.5.4 Zona Sísmica 3 y 4 212

2.6.5.5.4.1 Requisitos para Columnas 212

2.6.5.5.4.1a Refuerzo Longitudinal 212

2.6.5.5.4.1b Resistencia a la Flexión 212

2.6.5.5.4.1c Cortante en Columna y Refuerzo Transversal 212

2.6.5.5.4.1d Armadura Transversal de Confinamiento para las Rótulas Plásticas 213

2.6.5.5.4.1e Separación de la Armadura Transversal de Confinamiento 216
2.6.5.5.4.1f Empalmes 216
2.6.5.5.4.2 Requisitos para Pilares Tipo Pared 217
2.6.5.5.4.3 Conexiones de las Columnas 217
2.6.5.5.4.4 Juntas de Construcción en Pilares y Columnas 218
2.6.5.6 Longitud de Desarrollo y Empalmes del Acero de Refuerzo 218
2.6.5.6.1 Requisitos Generales 218
2.6.5.6.1.1 Requisitos Básicos 218
2.6.5.6.1.2 Refuerzo para Flexión 218
2.6.5.6.1.2.1 Requisitos Generales 218
2.6.5.6.1.2.2 Refuerzo de Momento Positivo 219
2.6.5.6.1.2.3 Refuerzo de Momento Negativo 219
2.6.5.6.1.2.4 Uniones Resistentes al Momento 219
2.6.5.6.2 Longitud de Desarrollo del Refuerzo (Anclaje) 219
2.6.5.6.2.1 Barras y Alambres Deformados en Tracción 220
2.6.5.6.2.1.1 Longitud de Desarrollo en Tracción 220
2.6.5.6.2.1.2 Factores de Modificación que Aumenta ℓd 220
2.6.5.6.2.1.3 Factores de Modificación que Disminuyen ℓd 221
2.6.5.6.2.2 Barras Deformadas en Compresión 221
2.6.5.6.2.2.1 Longitud de Desarrollo en Compresión 221
2.6.5.6.2.2.2 Factores de Modificación 222
2.6.5.6.2.3 Paquete de Barras 222
2.6.5.6.2.4 Ganchos Estándar en Tracción 222
2.6.5.6.2.4.1 Longitud de Desarrollo en Ganchos Básicos 222
2.6.5.6.2.4.2 Factores de Modificación 223
2.6.5.6.2.4.3 Estribos para Barras Terminadas en Ganchos 223
2.6.5.6.3 Longitud de Desarrollo - Acero de Pretensar 224
2.6.5.6.3.1 Requisitos Generales 224
2.6.5.6.3.2 Cables Adheridos 224
2.6.5.6.3.3 Cables Parcialmente Desadheridos 226

2.6.5.6.4 Empalme de las Barras de Refuerzo 226
2.6.5.6.4.1 Detalles 226
2.6.5.6.4.2 Requisitos Generales 226
2.6.5.6.4.2.1 Empalmes Solapados 226
2.6.5.6.4.2.2 Conexiones Mecánicas 227
2.6.5.6.4.2.3 Empalmes Soldados 227
2.6.5.6.4.3 Empalmes de Refuerzos en Tracción 227
2.6.5.6.4.3.1 Empalmes Solapados Solicitados a Tracción 227
2.6.5.6.4.3.2 Conexiones Mecánicas o Empalmes Soldados Solicitados a Tracción 228
2.6.5.6.4.4 Empalmes en Tirantes Traccionados 228
2.6.5.6.4.5 Empalme en las Barras Solicitadas a Compresión 228
2.6.5.6.4.5.1 Empalmes Solapados Solicitados a Compresión 228
2.7 VERIFICACION DE SEGURIDAD 229
2.7.1 Resistencia de los Materiales en los Estados Límites 229
2.7.1.1 Concreto y Armadura 229
2.7.1.1.1 Generalidades 229
2.7.1.1.2 Estado Límite de Servicio 229
2.7.1.1.3 Estado Límite de Fatiga 229
2.7.1.1.3.1 Generalidades 229
2.7.1.1.3.2 Barras de Refuerzo 230
2.7.1.1.3.3 Cables de Preesforzado 230
2.7.1.1.3.4 Empalmes Soldados o Mecánicos de los Refuerzo 230
2.7.1.1.4 Estado Límite de Resistencia 231
2.7.1.1.4.1 Generalidades 231
2.7.1.1.4.2 Factores de Resistencia 231
2.7.1.1.4.2a Construcción Convencional 231
2.7.1.1.4.2b Construcción por Segmentos 233
2.7.1.1.4.2c Requerimientos Especiales para Zonas Sísmicas 2, 3 y 4 233
2.7.1.1.4.3 Estabilidad 233
2.7.1.1.5 Estados Límites de Eventos Extremos 234

2.7.2 Consideraciones de Diseño 234

2.7.2.1 Generalidades 234

2.7.2.2 Efectos de las Deformaciones Impuestas 234

2.7.2.3 Modelo de Bielas y Tirantes 234

2.7.2.3.1 Requisitos Generales 234

2.7.2.3.2 Modelado de las Estructuras 234

2.7.2.3.3 Dimensionamiento de las Bielas Comprimidas 236

2.7.2.3.3.1 Resistencia de una Biela no Armada 236

2.7.2.3.3.2 Área Efectiva de la Sección Transversal de una Biela 236

2.7.2.3.3.3 Tensión de Compresión Limitante en una Biela 237

2.7.2.3.3.4 Biela Armada 237

2.7.2.3.4 Dimensionamiento de los Tirantes Traccionados 237

2.7.2.3.4.1 Resistencia de un Tirante 237

2.7.2.3.4.2 Anclaje de un Tirante 238

2.7.2.3.5 Dimensionamiento de las Zonas Nodales 238

2.7.2.3.6 Armadura para Limitar la Fisuración 238

2.7.2.4 Diseño para Flexión y Carga Axial 239

2.7.2.4.1 Hipótesis para los Estados Límites de Servicio y Fatiga 239

2.7.2.4.2 Hipótesis para los Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo 240

2.7.2.4.2.1 Requisitos Generales 240

2.7.2.4.2.2 Distribución Rectangular de los Esfuerzos 242

2.7.2.4.3 Miembros Solicitados a Flexión 242

2.7.2.4.3.1 Esfuerzo en el Acero de Pretensado en la Resistencia Nominal a la Flexión 242

2.7.2.4.3.1.1 Elementos con Tendones Adherentes 242

2.7.2.4.3.1.2 Componentes con Tendones no Adherentes 243

2.7.2.4.3.1.3 Componentes con Ambos, Adherentes y No Adherentes, tendones 244

2.7.2.4.3.1.3a Análisis detallado 244

2.7.2.4.3.1.3b Análisis Simplificado 244

2.7.2.4.3.2 Resistencia a la Flexión 245

2.7.2.4.3.2.1 Resistencia a la Flexión Factorada 245

2.7.2.4.3.2.2 Sección con Alas 245
2.7.2.4.3.2.3 Secciones Rectangulares 246
2.7.2.4.3.2.4 Otras Secciones Transversales 246
2.7.2.4.3.2.5 Enfoque Basado en la Compatibilidad de las Deformaciones 246
2.8 CIMENTACIONES 247
2.8.0 Alcance 247
2.8.0.1 Propiedades del Suelo y Rocas 247
2.8.0.2 Información Necesaria 247
2.8.0.3 Exploración del Subsuelo 248
2.8.0.4 Factores de Resistencia 250
2.8.0.4.1 Estado Límite de Servicio 250
2.8.0.4.2 Estado Límite de Resistencia 250
2.8.0.4.3.1 Generalidades 250
2.8.0.4.3.2 Zapatas Extendidas 251
2.8.0.4.3.3 Pilotes Hincados 251
2.8.0.4.3.4 Pilotes Perforados 251
2.8.0.4.3.5 Micropilotes 252
2.8.0.4.3 Estados Límite Extremos 253
2.8.0.4.3.1 Generalidades 253
2.8.0.4.3.2 Socavación 253
2.8.0.4.3.3 Otros Estados Límites Extremos 253
2.8.1 Zapatas (Spread Footing: Cimiento Extendido) 253
2.8.1.1 Consideraciones Generales 253
2.8.1.1.1 Aplicación 253
2.8.1.1.2 Presiones de Contacto 254
2.8.1.1.3 Cimentaciones No Rectangulares 254
2.8.1.1.4 Nivel de Cimentación 254
2.8.1.1.5 Consideración del Nivel Freático 254
2.8.1.1.6 Fuerzas de Levantamiento 254
2.8.1.1.7 Anclaje de Zapatas Inclinadas 254

2.8.1.1.8 Cercanía a Estructuras Existentes 255

2.8.1.1.9 Propiedades del Suelo y de la Roca 255

2.8.1.1.10 Dimensiones Efectivas de Cimentación 255

2.8.1.1.11 Distribución de Esfuerzos de Apoyo 256

2.8.1.1.12 Capacidad de Carga y Estabilidad en el Estado Límite de Resistencia 256

2.8.1.1.12.1 Requisitos Generales 256

2.8.1.1.12.2 Capacidad de Carga 257

2.3.1.1.12.3 Límites de Excentricidad 259

2.3.1.1.12.4 Erosión Subsuperficial 259

2.8.1.1.12.5 Resistencia Pasiva 259

2.8.1.1.12.6 Deslizamiento 259

2.8.1.1.13 Seguridad Contra las Fallas Estructurales 261

2.8.1.1.14 Diseño Sísmico de Estribos y Muros de Contención Convencionales 262

2.8.1.1.14.1 Generalidades 262

2.8.1.1.14.2 Cálculo de los Coeficientes de Aceleración Sísmica para Diseño de los Muros 263

2.8.1.1.14.2.1 Caracterización de la Aceleración en la Base del Muro de Contención 263

2.8.1.1.14.2.2 Estimación de la Aceleración que Actúa Sobre la Masa del Muro. 264

2.8.1.1.14.3 Calculo de Presiones Sísmicas Activas del Suelo 264

2.8.1.1.14.4 Cálculo de las Presiones Sísmicas del Suelo para Estribos y Muros Inmóviles 265

2.8.1.1.14.5 Cálculo de la Presión Sísmica Pasiva del Suelo. 266

2.8.1.1.14.6 Detalles del Muro para un Mejor Desempeño Sísmico 266

2.8.1.2 Diseño en el Estado Límite de Servicio 267

2.8.1.2.1 Generalidades 267

2.8.1.2.2 Movimientos Tolerables 267

2.8.1.2.3 Movimientos Tolerables y Criterios de Movimiento 267

2.8.1.2.4 Cargas 268

2.8.1.2.5 Análisis de los Asentamientos 269

2.8.1.2.5.1 Generalidades 269

2.8.1.2.5.2 Asentamientos de las Zapatas en Suelos no Cohesivos 270

2.8.1.2.5.3 Asentamientos de las Zapatas en Suelos Cohesivos 273

2.8.1.2.6 Estabilidad Global 277
2.8.1.2.7 Capacidad Resistente en el Estado Límite de Servicio 277
2.8.1.2.7.1 Valores Presuntos para la Capacidad Resistente 277
2.8.1.3 Diseño en el Estado Límite de Resistencia 278
2.8.1.3.1 Capacidad de Carga de los Suelos 278
2.8.1.3.1.1 Generalidades 278
2.8.1.3.1.2 Estimación Teórica 278
2.8.1.3.1.2a Formulación Básica 278
2.8.1.3.1.2b Punzonamiento 282
2.8.1.3.1.2c Consideraciones para Zapatas Apoyadas en Taludes. 282
2.8.1.3.1.2d Consideraciones para Cuando Haya Dos Estratos de Terreno-Profundidad Crítica 285
2.8.1.3.1.2e Sistema de Dos Estratos de Suelo, en Condición de Carga No Drenada 285
2.8.1.3.1.2f Sistema de Dos Estratos de Suelo, en Condición de Carga Drenada 287
2.8.1.3.1.3 Procedimientos Semiempiricos 287
2.8.1.3A Cimentaciones con Zapatas 288
2.8.1.3A.1 Generalidades 288
2.8.1.3A.2 Cargas y Reacciones 289
2.8.1.3A.3 Factores de Resistencia 289
2.8.1.3A.4 Momentos en las Zapatas 289
2.8.1.3A.5 Distribución del Refuerzo de Momento 289
2.8.1.3A.6 Corte en Losas y Zapatas 290
2.8.1.3A.6.1 Secciones Críticas para Corte 290
2.8.1.3A.6.2 Comportamiento en Una Dirección 291
2.8.1.3A.6.3 Comportamiento en Dos Direcciones 291
2.8.1.3A.6.4 Zapatas sobre Pilotes o Pilares Excavados 292
2.8.1.3A.7 Anclaje del Refuerzo 292
2.8.1.3A.8 Transferencia de Fuerzas en la Base de la Columna 293
2.8.1.3A.9 Cimentaciones con Pedestales 293
2.8.1.3A.9.1 Dimensionamiento 293

2.8.1.3A.9.2 Esfuerzos. 293

2.8.1.4 Apoyo (Aplastamiento) 293

2.8.1.4.1 Elementos Traccionados 294

2.8.1.4.1.1 Resistencia a la Tracción Factorada 294

2.8.1.4.1.2 Resistencia a la Combinación de Tracción y Flexión 295

2.8.1.5 Transferencia de Corte en las Interfaces−Corte por Fricción 295

2.8.1.5.1 Requisitos Generales 295

2.8.1.5.2 Calculo de las Fuerzas de Corte Factoradas para el Interface, Vui, para Puentes vigas/ losa 297

2.8.1.5.3 Factores de Cohesión y Fricción 297

2.8.1.5.4 Área Mínima de Armadura para Corte en el Interface 298

2.8.1.5.5 Resistencia Nominal al Corte en Vigas Cajón Segmentadas 299

2.8.2 Cimentaciones Profundas con Pilotes 300

2.8.2.1 Pilotes Hincados 300

2.8.2.1.1 Generalidades 300

2.8.2.1.1.1 Uso 300

2.8.2.1.1.2 Separación, Luces Libres y Longitud Embebida de los Pilotes 300

2.8.2.1.1.3 Profundidad de los Pilotes 301

2.8.2.1.1.4 Batería de Pilotes 301

2.8.2.1.1.5 Requisitos para Diseño de Pilotes 301

2.8.2.1.1.6 Determinación de Cargas en Pilotes 302

2.8.2.1.1.6.1 Generalidades 302

2.8.2.1.1.6.2 Downdrag (Friccion Superficial Negativa) 302

2.8.2.1.1.6.2.1 Downdrag (Evaluación) 302

2.8.2.1.1.6.3 Levantamiento Debido a los Suelos Expansivos 304

2.8.2.1.1.6.4 Estructuras Cercanas 304

2.8.2.1.1.6.5 Diseño en el Estado Límite de Servicio 304

2.8.2.1.1.6.5.1 Generalidades 304

2.8.2.1.1.6.5.2 Movimientos Tolerables 304

2.8.2.1.1.6.5.3 Asentamientos 304

2.8.2.1.1.6.5.3.1 Analogia de la Zapata Equivalente 304
2.8.2.1.1.6.5.3.2 Grupo de Pilotes en Suelos Cohesivos 306
2.8.2.1.1.6.5.4 Movimiento Horizontal en Fundación de Pilotes 307
2.8.2.1.1.6.5.5 Asentamiento Debido a la Friccion Negativa 308
2.8.2.1.1.6.5.6 Compresión Lateral 308
2.8.2.1.1.6.6 Diseño en el Estado Límite de Resistencia 308
2.8.2.1.1.6.6.1 Generalidades 308
2.8.2.1.1.6.6.2 Fórmula Dinámica 309
2.8.2.1.1.6.6.3 Análisis Estático 310
2.8.2.1.1.6.6.3a Generalidades 310
2.8.2.1.1.6.6.3b Método α 312
2.8.2.1.1.6.6.3c Método βv 313
2.8.2.1.1.6.6.3d Método λ 314
2.8.2.1.1.6.6.3e Resitencia de Punta en Suelos Cohesivos 315
2.8.2.1.1.6.7 Resistencia de Grupo de Pilotes en Compresión 315
2.8.2.1.1.6.8 Resistencia Contra el Levantamiento de Pilotes Individuales 317
2.8.2.1.1.6.9 Resistencia Contra el Levantamiento de Grupo de Pilotes 317
2.8.2.1.1.6.10 Efecto del Asentamiento del Terreno y Cargas de Fricción Negativa 319
2.8.2.1.1.6.11 Nivel Freático y Sub-presiones 319
2.8.2.1.1.6.12 Protección Contra el Deterioro 319
2.8.2.1.2 Pilotes de Concreto Armado 319
2.8.2.1.2.1 Generalidades 319
2.8.2.1.2.1a Pandeo y Estabilidad Lateral de los Pilotes 320
2.8.2.1.2.2 Empalmes 321
2.8.2.1.2.3 Pilotes Prefabricados de Concreto Armado 321
2.8.2.1.2.3.1 Dimensiones de los Pilotes 321
2.8.2.1.2.3.2 Armadura 321
2.8.2.1.2.4 Pilotes Prefabricados de Concreto Pretensado 321
2.8.2.1.2.4.1 Dimensiones de los Pilotes 321
2.8.2.1.2.4.2 Calidad del Concreto 322

2.8.2.1.2.4.3 Armadura 322

2.8.2.1.2.5 Pilotes Colados en Sitio 322

2.8.2.1.2.5.1 Dimensiones de los Pilotes 323

2.8.2.1.2.5.2 Armadura 323

2.8.2.1.2.6 Requisitos Sísmicos 323

2.8.2.1.2.6.1 Zona Sísmica 1 323

2.8.2.1.2.6.2 Zona Sísmica 2 324

2.8.2.1.2.6.2a Requisitos Generales 324

2.8.2.1.2.6.2b Pilotes de Concreto Vaciados In Situ 324

2.8.2.1.2.6.2c Pilotes Prefabricados de Concreto Armado 324

2.8.2.1.2.6.2d Pilotes Prefabricados de Concreto Pretensado 324

2.8.2.1.2.6.3 Zonas Sísmicas 3 y 4 325

2.8.2.1.2.6.3a Requisitos Generales 325

2.8.2.1.2.6.3b Longitud de Confinamiento 325

2.8.2.1.2.6.3c Cuantía Volumétrica para Confinamiento 325

2.8.2.1.2.6.3d Pilotes de Concreto Vaciados In Situ 325

2.8.2.1.2.6.3e Pilotes Prefabricados 325

2.8.2.1.3 Pilotes Metálicos 325

2.8.2.1.3.1 Pilotes con Sección en H 325

2.8.2.1.3.1.1 Espesores 325

2.8.2.1.3.1.2 Empalmes 326

2.8.2.1.3.1.3 Cabezales 326

2.8.2.1.3.1.4 Adición de Puntas de Acero 326

2.8.2.1.3.2 Pilotes con Sección Tubular 326

2.8.2.1.3.2.1 Espesores 326

2.8.2.1.3.2.2 Empalmes 326

2.8.2.1.3.2.3 Hincado 326

2.8.2.1.3.2.4 Comportamiento Como Columna 326

2.8.2.1.4 Pilotes Perforados (Drilled Shafts) 326

2.8.2.1.4.1 Disposiciones Generales 326

2.8.2.1.4.1.1 Alcances 326
2.8.2.1.4.1.2 Espaciamiento de los Pilotes, Distancia Libre y Longitud Embebida de los Pilotes 327
2.8.2.1.4.1.3 Diámetro del Pilote y Ampliación de su Base 327
2.8.2.1.4.1.4 Pilotes Perforados Inclinados (batería de Pilotes) 327
2.8.2.1.4.1.5 Resistencia de los Pilotes Excavados 327
2.8.2.1.4.1.6 Determinación de Cargas que Actúan Sobre los Pilotes 329
2.8.2.1.4.1.6.1 Disposiciones Generales 329
2.8.2.1.4.1.6.2 Downdrag (Fricción Superficial Negativa) 329
2.8.2.1.4.1.6.3 Levantamiento (uplift) 329
2.8.2.1.4.1.7 Diseño en el Estado Límite de Servicio 330
2.8.2.1.4.1.7.1 Movimientos Tolerables 330
2.8.2.1.4.1.7.2 Asentamientos 330
2.8.2.1.4.1.7.2.1 Disposiciones Generales 330
2.8.2.1.4.1.7.2.2 Asentamiento de un Solo Pilote Excavado 330
2.8.2.1.4.1.7.2.3 Asentamiento en Geo Materiales Intermedios (IGMs) 333
2.8.2.1.4.1.7.2.4 Asentamiento de Grupo de Pilotes Perforados 333
2.8.2.1.4.1.7.3 Movimientos Horizontales de Pilotes y Grupo de Pilotes 333
2.8.2.1.4.1.7.4 Asentamiento Debido a la Fricción Negativa 333
2.8.2.1.4.1.7.5 Compresión Lateral 333
2.8.2.1.4.1.8 Diseño en el Estado Límite de Resistencia 333
2.8.2.1.4.1.8.1 Disposiciones Generales 333
2.8.2.1.4.1.8.2 Efectos del agua Subterranea y de la Flotación 334
2.8.2.1.4.1.8.3 Socavación 334
2.8.2.1.4.1.8.4 Fricción Negativa 334
2.8.2.1.4.1.8.5 Resistencia Nominal a la Comprexión Axial de Pilotes Perforados Individuales 334
2.8.2.1.4.1.8.5.1 Estimación de la Resistencia de Pilotes Perforados en Suelos Cohesivos 335
2.8.2.1.4.1.8.5.1a Generalidades 335
2.8.2.1.4.1.8.5.1b Resistencia Friccional (Lateral) 335

2.8.2.1.4.1.8.5.1c ..... Resistencia de Punta de Pilotes en Suelos Cohesivos 336

2.8.2.1.4.1.8.5.2 Estimación de la Resistencia de Pilotes Excavados en Suelos No Cohesivos 336

2.8.2.1.4.1.8.5.2a Generalidades 336

2.8.2.1.4.1.8.5.2b Resistencia Lateral (Friccional) 337

2.8.2.1.4.1.8.5.2c Resistencia de Punta de Pilotes en Suelos no Cohesivos 337

2.8.2.1.4.1.8.5.3 Pilotes en Suelos Resistentes que Están Encima de Suelos Débiles y Compresibles. 338

2.8.2.1.4.1.8.5.4 Estimación de la Resistencia de los Pilotes Excavados en Roca 338

2.8.2.1.4.1.8.5.4a Generalidades 338

2.8.2.1.4.1.8.5.4b Resistencia Lateral (Friccional) 338

2.8.2.1.4.1.8.5.4c Resistencia de Punta de Pilotes Excavados en Roca 339

2.8.2.1.4.1.8.5.4d Combinación de Resistencia lateral (Friccional) y de Punta, Pilote Excavado 340

2.8.2.1.4.1.8.6 Resistencia de Grupo de Pilotes 340

2.8.2.1.4.1.8.6.1 Generalidades 340

2.8.2.1.4.1.8.6.2 En Suelos Cohesivos 340

2.8.2.1.4.1.8.6.3 En Suelos no Cohesivos 340

2.8.2.1.4.1.8.6.4 Grupo de Pilotes en Suelos Resistentes que Están Encima de Suelos Débiles y Compresibles 341

2.8.2.1.4.1.8.7 Resistencia al Levantamiento 341

2.8.2.1.4.1.8.7.1 Generalidades 341

2.8.2.1.4.1.8.7.2 Resistencia Contra el Levantamiento de un Pilote excavado Individual 342

2.8.2.1.4.1.8.7.3 Resistencia Contra el Levantamiento de un Grupo de Pilotes Excavados 343

2.8.2.1.5 Pruebas en Pilotes 343

2.8.2.1.6 Notaciones 343

2.9 SUPERESTRUCTURAS 344

2.9.1 Superestructuras de Concreto 344

2.9.1.1 Generalidades 344

2.9.1.2 Consideraciones Generales 344

2.9.1.3. Diseño de Superestructuras Tipo Losa y Vigas 344

2.9.1.3.2 Desarrollo de Secciones Típicas 344

2.9.1.3.2.1 Vigas 344

2.9.1.3.2.2 Requisitos Generales 344

2.9.1.3.2.3 Vigas Prefabricadas 344

2.9.1.3.2.3.1 Condiciones Anteriores a la Puesta en Servicio 344

2.9.1.3.2.3.2 Dimensiones Extremas 344

2.9.1.3.2.3.3 Dispositivos de Izado 345

2.9.1.3.2.3.4 Diseño de los Detalles 345

2.9.1.3.2.3.5 Resistencia del Concreto 345

2.9.1.3.2.4 Vigas Prefabricadas Empalmadas 345

2.9.1.3.2.4.1 Generalidades 345

2.9.1.3.2.4.2 Juntas de Construcción entre Segmentos. 346

2.9.1.3.2.4.2a Requisitos Generales 346

2.9.1.3.2.4.2b Detalles de Juntas de Cierre 346

2.9.1.3.2.4.2c Detalles de Juntas Match-Cast 346

2.9.1.4 Vigas Tipo Cajón y Vigas T vaciados “in situ” 347

2.9.1.4.1 Espesores de las Alas y del Alma 347

2.9.1.4.1a Ala o Losa Superior 347

2.9.1.4.1b Ala o Losa Inferior 348

2.9.1.4.1c Almas 348

2.9.1.4.2 Peralte 348

2.9.1.4.3 Refuerzo 348

2.9.1.4.3a Refuerzo de la Losa del Tablero en Vigas T y Vigas Cajón Vaciada “in situ” ... 348

2.9.1.4.3b Refuerzo de la Losa Inferior de Vigas Cajón Vaciada “in situ” 348

2.9.1.4.4 Límites para las Armaduras 349

2.9.1.4.4.1 Armadura Máxima 349

2.9.1.4.4.2 Refuerzo Mínimo 349

2.9.1.4.4.3 Control de la Fisuración mediante Distribución de la Armadura 350

2.9.1.4.4.4 Redistribución de Momentos 351

2.9.1.4.4.5 Deformaciones 351

2.9.1.4.4.5.1 Requisitos Generales 351
2.9.1.4.4.5.1a Disposiciones 352
2.9.1.4.4.5.1b Criterio por Deflexíon 352
2.9.1.4.4.5.1c Criterios Opcionales para Relaciones Longitud de Tramo-Profundidad 353
2.9.1.4.4.5.1d Consideraciones de Futuros Ensanchamientos 355
2.9.1.4.4.5.1d.1 Vigas Exteriores Sobre Puente con Sistema de Vigas 355
2.9.1.4.4.5.1d.2 Subestructura 355
2.9.1.4.4.5.2 Flechas y Contraflechas 355
2.9.1.4.4.5.3 Deformación Axial 356
2.9.1.4.4.5.4 Flexión Biaxial 356
2.9.1.4.4.5.5 Espirales y Zunchos 357
2.9.1.4.5 Detalles del Refuerzo 358
2.9.1.4.5.1 Recubrimiento de Concreto 358
2.9.1.4.5.2 Ganchos y Doblado de la Armadura 358
2.9.1.4.5.2.1 Ganchos Normales 358
2.9.1.4.5.2.2 Ganchos Sismorresistentes 358
2.9.1.4.5.2.3 Diámetro Mínimo de Doblado 358
2.9.1.4.5.3 Espaciamiento del Refuerzo 359
2.9.1.4.5.3.1 Mínimo Espaciamiento de la Barras de Refuerzo 359
2.9.1.4.5.3.1.1 Concreto Colado (Llenado) en Sitio 359
2.9.1.4.5.3.1.2 Concreto Prefrabricado 359
2.9.1.4.5.3.1.3 Capas Múltiples 359
2.9.1.4.5.3.1.4 Empalmes 360
2.9.1.4.5.3.1.5 Paquetes de Barras 360
2.9.1.4.5.3.2 Máximo Espaciamiento de las Barras de Refuerzo 360
2.9.1.4.5.3.3 Mínima Separación de los Tendones y Ductos (vainas) de Pretensado 360
2.9.1.4.5.3.3.1 Cables de Pretensado 360
2.9.1.4.5.3.3.2 Ductos de Postensado Rectos en el Plano Horizontal 361
2.9.1.4.5.3.3.3 Ductos de Vigas Postensadas Curvas en Planta 362
2.9.1.4.5.3.4 Máximo Espaciamiento de Tendones Pretensados y Ductos en Losas 362

2.9.1.4.5.4 Confinamiento de los Tendones 362
2.9.1.4.5.4.1 Requisitos Generales 362
2.9.1.4.5.4.2 Desviación de las Vainas de Pretensado en las Losas 362
2.9.1.4.5.4.3 Efectos de los Tendones Curvos 362
2.9.1.4.5.4.3.1 Diseño para Solicitaciones en el plano 363
2.9.1.4.5.4.3.1a Solicitaciones en el Plano 363
2.9.1.4.5.4.3.1b Resistencia al Corte del Concreto Contra el Arrancamiento. 364
2.9.1.4.5.4.3.1c Agrietamiento del Recubrimiento del Concreto 365
2.9.1.4.5.4.3.1d Flexión Regional 366
2.9.1.4.5.4.3.2 Solicitaciones Fuera del Plano 367
2.9.1.4.5.5 Apoyo de los Tendones Externos 367
2.9.1.4.5.6 Refuerzo Transversal para Miembros en Compresión 368
2.9.1.4.5.6.1 Generalidades 368
2.9.1.4.5.6.2 Espirales 368
2.9.1.4.5.6.3 Estribos Cerrados 368
2.9.1.4.5.7 Armadura Transversal para Elementos Solicitados a Flexión 369
2.9.1.4.5.8 Refuerzos por Temperatura y Acortamiento de Fragua 369
2.9.1.4.5.9 Zonas de Anclaje Postensado 370
2.9.1.4.5.9.1 Requisitos Generales 370
2.9.1.4.5.10 Zonas de Anclaje Pretensadas 371
2.9.1.4.5.10.1 Resistencia al Desgarramiento 371
2.9.1.4.5.10.2 Armadura de Confinamiento 372
2.9.1.4.6 Losas de Tableros de Concreto Armado 372
2.9.1.4.6.1 Generalidades 372
2.9.1.4.6.1.1 Peralte Mínimo y Recubrimiento 372
2.9.1.4.6.1.2 Acción Compuesta 372
2.9.1.4.6.1.3 Tableros Oblicuos (Esviajados) 372
2.9.1.4.6.1.4 Apoyo de los Bordes 373
2.9.1.4.6.1.5 Diseño de Losas en Voladizo 373
2.9.1.4.6.2 Diseño Empirico 373

2.9.1.4.6.2.1 Generalidades 373
2.9.1.4.6.2.2 Aplicación 373
2.9.1.4.6.2.3 Longitud Efectiva 373
2.9.1.4.6.2.4 Condiciones de Diseño 374
2.9.1.4.6.2.5 Requerimientos de Reforzamiento 375
2.9.1.4.6.2.6 Tableros con Encofrados Perdidos 375
2.9.1.4.6.3 Diseño Tradicional 376
2.9.1.4.6.3.1 Generalidades 376
2.9.1.4.6.3.2 Armadura de Distribución 376
2.9.1.4.6.4 Diseño de Superestructuras Tipo Losa 376
2.9.1.4.6.4.1 Generalidades 376
2.9.1.4.6.4.2 Comprobación del Peralte Mínimo Recomendado 376
2.9.1.4.6.4.3 Determinación del Ancho de Franja para la Carga Viva 376
2.9.1.4.6.4.4 Aplicabilidad de la Carga Viva a los Tableros y Sistemas de Tablero 376
2.9.1.4.6.4.5 Diseño de Vigas de Borde 376
2.9.1.4.6.4.6 Superestructuras de Losas Macizas Coladas In Situ 376
2.9.1.4.6.4.7 Superestructuras de Losas Aligeradas (Huecas) Coladas In Situ 377
2.9.1.4.6.4.7.1 Dimensiones de la Sección Transversal 377
2.9.1.4.6.4.7.2 Mínimo Número de Apoyos 378
2.9.1.4.6.4.7.3 Secciones Macizas en los Extremos 378
2.9.1.4.6.4.7.4 Requisitos Generales de Diseño 378
2.9.1.4.6.4.7.5 Zonas Comprimidas en Áreas de Momento Negativo 378
2.9.1.4.6.4.7.6 Drenaje de los Vacíos 378
2.9.1.4.6.4.8 Armadura de Distribución 378
2.9.1.5 Pretensado 379
2.9.1.5.1 Consideraciones Generales de Diseño 379
2.9.1.5.1.1 Requisitos Generales 379
2.9.1.5.1.2 Resistencias Especificadas del Concreto 379
2.9.1.5.1.3 Pandeo 379
2.9.1.5.1.4 Propiedades de las Secciones 379

2.9.1.5.1.5 Control de la Fisuración 380
2.9.1.5.1.6 Tendones con Puntos de Quiebre o Tendones Curvos 380
2.9.1.5.2 Esfuerzos Debidos a Deformaciones Impuestas 380
2.9.1.5.3 Límites para Los Esfuerzos en los Tendones de Pretensado 381
2.9.1.5.4 Esfuerzos Límites para los Concretos 382
2.9.1.5.4.1 Para Esfuerzos Temporarios Antes de las Pérdidas − Elementos Totalmente Pretensados 382
2.9.1.5.4.1.1 Esfuerzos de Compresión 382
2.9.1.5.4.1.2 Esfuerzos de Tracción 382
2.9.1.5.4.2 Para Esfuerzos en Estado Límite de Servicio Después de las Pérdidas − Elementos Totalmente Pretensados 384
2.9.1.5.4.2.1 Esfuerzos de Compresión 384
2.9.1.5.4.2.1.1 Relacion de Esbeltez de Miembros Rectangulares Huecos a Compresion 384
2.9.1.5.4.2.1.2 Limitaciones para la Aplicación del Método del Block Rectangular de Esfuerzos 385
2.9.1.5.4.2.1.2a Requisitos Generales 385
2.9.1.5.4.2.1.2b Método Refinado para Ajustar el Límite de Máxima Deformación Específica Utilizable 385
2.9.1.5.4.2.1.2c Método Aproximado para Ajustar la Resistencia Factorada 385
2.9.1.5.4.2.2 Esfuerzos de Tracción 386
2.9.1.5.4.3 Anulado (AASHTO LRFD BRIDGE 2012) 387
2.9.1.5.4.4 Pérdidas de Pretensado 387
2.9.1.5.4.4.1 Pérdidas de Pretensado Total 387
2.9.1.5.4.4.2 Pérdida Instantaneas 387
2.9.1.5.4.4.2.1 Acuñamiento de los Anclajes 387
2.9.1.5.4.4.2.2 Por Fricción 388
2.9.1.5.4.4.2.2a Construcciones Pretensadas 388
2.9.1.5.4.4.2.2b Construcciones Postesadas 388
2.9.1.5.4.4.2.3 Por Acortamiento Elástico 389
2.9.1.5.4.4.2.3a Elementos Pretensados 389
2.9.1.5.4.4.2.3b Elementos Postensados 390

2.9.1.5.4.4.2.3c Combinacion de Pretesado y Postesado 391
2.9.1.5.4.4.3 Estimación Aproximada de las Pérdidas Dependientes del Tiempo 391
2.9.1.5.5 Investigación de Durabilidad 392
2.9.1.5.5.1 Requisitos Generales 392
2.9.1.5.5.2 Agregados Reactivos - Reacción Álcali-Sílice 392
2.9.1.5.5.3 Recubrimiento de Concreto 393
2.9.1.5.5.4 Recubrimiento Protector 394
2.9.1.5.5.5 Protección de los Tendones de Pretensado 394
2.9.1.5.6 Cortante y Torsión 394
2.9.1.5.6.1 Procedimientos de Diseño 394
2.9.1.5.6.1.1 Regiones Solicitadas a Flexión 394
2.9.1.5.6.1.2 Regiones Próximas a Discontinuidades 395
2.9.1.5.6.1.3 Regiones de Interfase 395
2.9.1.5.6.1.4 Losas y Zapatas 395
2.9.1.5.6.1.5 Almas de Vigas de Puente tipo Cajón Postensionadas, Curvas 395
2.9.1.5.6.2 Consideraciones Generales 395
2.9.1.5.6.2.1 Requisitos Generales 395
2.9.1.5.6.2.2 Modificaciones para Concretos de Baja Densidad 397
2.9.1.5.6.2.3 Longitudes de Transferencia y Anclaje 397
2.9.1.5.6.2.4 Regiones que Requieren Armadura Transversal 397
2.9.1.5.6.2.5 Mínima Armadura Transversal 397
2.9.1.5.6.2.6 Tipos de Armadura Transversal 398
2.9.1.5.6.2.7 Máxima Separación de la Armadura Transversal 398
2.9.1.5.6.2.8 Requisitos de Diseño y Detalles 399
2.9.1.5.6.2.9 Esfuerzos de Corte en el Concreto 399
2.9.1.5.6.3 Modelo de Diseño por Secciones 401
2.9.1.5.6.3.1 Requisitos Generales 401
2.9.1.5.6.3.2 Secciones Próximas a los Apoyos 401
2.9.1.5.6.3.3 Resistencia Nominal al Corte 402
2.9.1.5.6.3.4 Procedimiento Para la Determinación de la Resistencia al Corte 403

2.9.1.5.6.3.4.1 Procedimiento simplificado para Secciones no Pretensadas 404
2.9.1.5.6.3.4.2 Procedimiento General 404
2.9.1.5.6.3.4.3 Procedimiento Simplificado para Secciones Pretensadas y No Pretensadas .. 407
2.9.1.5.6.3.5 Refuerzo Longitudinal 408
2.9.1.5.6.3.6 Secciones Solicitadas a Combinaciones de Corte y Torsión 410
2.9.1.5.6.3.6.1 Armadura Transversal 410
2.9.1.5.6.3.6.2 Resistencia a la Torsión 410
2.9.1.5.6.3.6.3 Armadura Longitudinal 410
2.9.1.5.6.4 Transferencia de Corte en las Interfaces − Corte por Fricción 411
2.9.2 Estructuras de Acero 411
2.9.2.1 Campo de Aplicación 411
2.9.3 Materiales 411
2.9.4 Estados Límites 411
2.9.4.1 Disposiciones Generales 411
2.9.4.2 Estado Límite de Servicio 411
2.9.4.3 Estado Límite de Fatiga y Fractura 411
2.9.4.4 Estado Límite de Resistencia 412
2.9.4.4.1 Disposiciones Generales 412
2.9.4.4.2 Factores de Resistencia 412
2.9.4.5 Estado Límite de Eventos Extremos 413
2.9.4.6 Consideraciones Sobre el Estado Límite de Fatiga y Fractura 413
2.9.4.6.1 Fatiga 413
2.9.4.6.1.1 Disposiciones Generales 413
2.9.4.6.1.2 Fatiga Inducida por las Cargas 413
2.9.4.6.1.2.1 Aplicación 413
2.9.4.6.1.2.2 Criterios de Diseño 414
2.9.4.6.1.2.3 Resistencia a la Fatiga 414
2.9.4.6.1.3 Fatiga Inducida por Distorsión 417
2.9.4.6.1.3.1 Placas de Unión Transversales 417
2.9.4.6.1.3.2 Placas de Unión Laterales 418

2.9.4.6.1.3.3 Tableros Ortótropos 419
2.9.4.6.2 Fractura 419
2.9.4.7 Requisitos Generales de Dimensionamiento y Detallado 421
2.9.4.7.1 Longitud de Tramo Efectiva 421
2.9.4.7.2 Contraflechas para Compensar los Efectos de las Cargas Permanentes 421
2.9.4.7.3 Mínimo Espesor del Acero 421
2.9.4.7.4 Diafragmas y Marcos Transversales 421
2.9.4.7.4.1 Disposiciones Generales 421
2.9.4.7.4.2 Secciones doble T 422
2.9.4.7.4.3 Secciones Tipo Cajón 423
2.9.4.7.4.4 Celosías y Arcos 424
2.9.4.7.5 Arriostramiento Lateral 424
2.9.4.7.5.1 Disposiciones Generales 424
2.9.4.7.5.2 Miembros de Seccion Doble T 424
2.9.4.7.5.3 Seccion Tipo Omega Invertida 425
2.9.4.7.5.4 Celosía (Trusses) 425
2.9.4.7.6 Pasadores (Pins) 425
2.9.4.7.6.1 Ubicación 425
2.9.4.7.6.2 Resistencia 425
2.9.4.7.6.2.1 Combinación de Flexión y Corte 425
2.9.4.7.6.2.2 Aplastamiento 426
2.9.4.7.6.3 Mínimo Tamaño del Pasador para Barra de Ojo 426
2.9.4.7.6.4 Pasadores y Tuercas para Pasadores 426
2.9.4.7.7 Vigas Laminadas y Vigas de Planchas Soldadas, Curvadas al Fuego 427
2.9.4.7.7.1 Alcance 427
2.9.4.7.7.2 Limitaciones Geométricas 427
2.9.4.7.7.3 Contraflecha 427
2.9.4.8 Elementos Traccionados 428
2.9.4.8.1 Disposiciones Generales 428
2.9.4.8.2 Resistencia a la Tracción 428

2.9.4.8.2.1 Disposiciones Generales 428
2.9.4.8.2.2 Factor de Reducción, U 429
2.9.4.8.2.3 Combinación de Tracción y Flexión 429
2.9.4.8.3 Área Neta 430
2.9.4.8.4 Relación de Esbeltez Límite 430
2.9.4.9 Elementos Comprimidos 431
2.9.4.9.1 Disposiciones Generales 431
2.9.4.9.2 Resistencia a la Compresión. 431
2.9.4.9.2.1 Compresión Axial 431
2.9.4.9.2.2 Combinación de Compresión Axial y Flexión 431
2.9.4.9.3 Relación de Esbeltez Límite 432
2.9.4.9.4 Miembros no Compuestos (solo acero) 432
2.9.4.9.4.1 Resistencia Nominal a la Compresión 432
2.9.4.9.4.1.1 Disposiciones Generales 432
2.9.4.9.4.1.2 Resistencia Elástica al Pandeo por Flexión 433
2.9.4.9.4.1.3 Pandeo Torsional Elastico y Resistencia al Pandeo por flexo torsión 434
2.9.4.9.4.2 Elementos Componentes Esbeltos y no Esbeltos 435
2.9.4.9.4.2.1 Elementos Componentes No Esbeltos 435
2.9.4.9.4.2.2 Elementos Componentes Esbeltos 437
2.9.4.9.4.3 Miembros Ensamblados 440
2.9.4.9.4.3.1 Generalidades 440
2.9.4.9.4.3.2 Placas Perforadas, Miembros a Compresión 440
2.9.4.9.5 Miembros Compuestos 441
2.9.4.9.5.1 Resistencia Nominal a la Compresión 441
2.9.4.9.5.2 Limitaciones 442
2.9.4.9.5.2.1 Dispositivos Generales 442
2.9.4.9.5.2.2 Tubos Rellenos de Concreto 442
2.9.4.9.5.2.3 Perfiles Revestidos de Concreto 442
2.9.5.0 Miembros de Seccion Doble T (I) Solicitados a Flexion 443
2.9.5.0.1 Disposiciones Generales 443

2.9.5.0.1.1 Secciones Compuestas 443
2.9.5.0.1.1.1 Esfuerzos 443
2.9.5.0.1.1.1a Secuencia de Carga 443
2.9.5.0.1.1.1b Esfuerzos para Secciones en Flexión Positiva 444
2.9.5.0.1.1.1c Esfuerzos para Secciones en Flexión negativa 444
2.9.5.0.1.1.1d Esfuerzos en el Tablero de Concreto 444
2.9.5.0.1.1.1e Ancho Efectivo del Tablero de Concreto 445
2.9.5.0.1.2 Secciones No Compuestas 445
2.9.5.0.1.3 Secciones Híbridas 445
2.9.5.0.1.4 Secciones de Profundidad de Alma Variable 445
2.9.5.0.1.5 Rigidez 446
2.9.5.0.1.6 Esfuerzos en las Alas y Momentos Flectores en los Elementos 446
2.9.5.0.1.7 Mínima Armadura para Flexión Negativa en el Tablero de Concreto 447
2.9.5.0.1.8 Fractura de Sección Neta 448
2.9.5.0.1.9 Resistencia al Pandeo Flexional del Alma 448
2.9.5.0.1.9.1 Almas sin Rigidizadores Longitudinales 448
2.9.5.0.1.9.2 Almas con Rigidizadores Longitudinales 449
2.9.5.0.1.10 Factores de Reducción de la Resistencia de las Alas 449
2.9.5.0.1.10.1 Factor de Hibridez, R_h 449
2.9.5.0.1.10.2 Factor de Balanceo de las Cargas, R_b 450
2.9.5.0.2 Límites Aplicables a las Dimensiones de la Sección Transversal 451
2.9.5.0.2.1 Proporciones del Alma 451
2.9.5.0.2.1.1 Almas sin Rigidizadores Longitudinales 451
2.9.5.0.2.1.2 Almas con Rigidizadores Longitudinales 451
2.9.5.0.2.2 Proporciones de las Alas 451
2.9.5.0.3 Construibilidad 452
2.9.5.0.3.1 Disposiciones Generales 452
2.9.5.0.3.2 Flexión 452
2.9.5.0.3.2.1 Alas con Arriostramiento Discreto Solicitadas a Compresión 452
2.9.5.0.3.2.2 Alas con Arriostramiento Discreto Solicitadas a Tracción 453

2.9.5.0.3.2.3 Alas con Apoyo Lateral Continuo Solicitadas a Tracción o Compresión 453
2.9.5.0.3.2.4 Tablero de Concreto 453
2.9.5.0.3.3 Corte 453
2.9.5.0.3.4 Colocación del Tablero 454
2.9.5.0.3.5 Deflexión por Carga Permanente 454
2.9.5.0.4 Estado Límite de Servicio 454
2.9.5.0.4.1 Deformaciones Elásticas 454
2.9.5.0.4.2 Deformaciones Permanentes 454
2.9.5.0.4.2.1 Disposiciones Generales 454
2.9.5.0.4.2.2 Flexión 455
2.9.5.0.5 Estado Límite de Fatiga y Fractura 456
2.9.5.0.5.1 Fatiga 456
2.9.5.0.5.2 Fractura 456
2.9.5.0.5.3 Requisito Especial Sobre Fatiga Aplicable a las Almas 456
2.9.5.0.6 Estado Límite de Resistencia 456
2.9.5.0.6.1 Disposiciones Generales 456
2.9.5.0.6.2 Flexión 457
2.9.5.0.6.2.1 Disposiciones Generales 457
2.9.5.0.6.2.2 Secciones Compuestas en Flexión Positiva 457
2.9.5.0.6.2.3 Secciones Compuestas en Flexión Negativa y Secciones No Compuestas 457
2.9.5.0.6.3 Corte 458
2.9.5.0.6.4 Conectores de Corte 458
2.9.5.0.7 Resistencia a la Flexión - Secciones Compuestas en en Flexión Positiva 458
2.9.5.0.7.1 Secciones Compactas 458
2.9.5.0.7.1.1 Disposiciones Generales 458
2.9.5.0.7.1.2 Resistencia Nominal a la Flexión 459
2.9.5.0.7.2 Secciones No Compactas 460
2.9.5.0.7.2.1 Disposiciones Generales 460
2.9.5.0.7.2.2 Resistencia Nominal a la Flexión 460
2.9.5.0.7.3 Requisito de Ductilidad 460

2.9.5.0.8 Resistencia a la Flexión –Secciones Compuestas en Flexión Negativa y Secciones No Compuestas 461
2.9.5.0.8.1 Disposiciones Generales 461
2.9.5.0.8.1.1 Alas en Compresión Discretamente Arriostradas 461
2.9.5.0.8.1.2 Alas en Tracción Discretamente Arriostradas 461
2.9.5.0.8.1.3 Alas solicitadas a Tracción o Compresión con Arriostramiento Continuo 461
2.9.5.0.8.2 Resistencia a la Flexión del Ala de Compresión 462
2.9.5.0.8.2.1 Disposiciones Generales 462
2.9.5.0.8.2.2 Resistencia al Pandeo Local 462
2.9.5.0.8.2.3 Resistencia al Pandeo Lateral Torsional 463
2.9.5.0.8.3 Resistencia a la Flexión del Ala de Tracción 465
2.9.5.0.9 Resistencia al Corte 465
2.9.5.0.9.1 Disposiciones Generales 465
2.9.5.0.9.2 Resistencia Nominal de las Almas no Rigidizadas 466
2.9.5.0.9.3 Resistencia Nominal de las Almas Rigidizadas 466
2.9.5.0.9.3.1 Disposiciones Generales 466
2.9.5.0.9.3.2 Paneles Interiores 466
2.9.5.0.9.3.3 Paneles Extremos 468
2.9.5.10 Conectores de Corte 468
2.9.5.10.1 Disposiciones Generales 468
2.9.5.10.1.1 Tipos 468
2.9.5.10.1.2 Separación de Conectores de Corte en Dirección de la Carga (Pitch) 469
2.9.5.10.1.3 Separación Transversal de Conectores 470
2.9.5.10.1.4 Recubrimiento de Concreto y Penetración 470
2.9.5.10.2 Resistencia a la Fatiga 470
2.9.5.10.3 Requisitos Especiales para Puntos de Contraflexión Bajo Carga Permanente 471
2.9.5.10.4 Estado Límite de Resistencia. 472
2.9.5.10.4.1 Disposiciones Generales 472
2.9.5.10.4.2 Fuerza de Corte Nominal 472
2.9.5.10.4.3 Resistencia Nominal al Corte 473

2.9.5.11 Rigidizadores 474

2.9.5.11.1 Rigidizadores Transversales Intermedios 474

2.9.5.11.1.1 Disposiciones Generales 474

2.9.5.11.1.2 Ancho Saliente 474

2.9.5.11.1.3 Momento de Inercia 475

2.9.5.11.2 Rigidizadores de Apoyo 476

2.9.5.11.2.1 Disposiciones Generales 476

2.9.5.11.2.2 Ancho Saliente 477

2.9.5.11.2.3 Resistencia al Aplastamiento 477

2.9.5.11.2.4 Resistencia Axial de los Rigidizadores de Apoyo 477

2.9.5.11.2.4a Disposiciones Generales 477

2.9.5.11.2.4b Sección Efectiva 477

2.9.5.11.3 Rigidizadores Longitudinales 478

2.9.5.11.3.1 Disposiciones Generales 478

2.9.5.11.3.2 Ancho Saliente 478

2.9.5.11.3.3 Momento de Inercia y Radio de Giro 479

2.9.5.12 Cubreplacas (Platabandas; Cubrejuntas) 479

2.9.5.12.1 Disposiciones Generales 479

2.9.5.12.2 Requisitos Aplicables a los Extremos de los Cubreplacas 480

2.9.5.12.2.1 Disposiciones Generales 480

2.9.5.12.2.2 Extremos Soldados 480

2.9.5.12.2.3 Extremos Empernados 480

2.9.6 Elementos de Seccion Tipo Cajon Solicitados a Flexion 481

2.9.6.1 Disposiciones Generales 481

2.9.6.1.1 Determinación de los Esfuerzos 481

2.9.6.1.2 Apoyos 482

2.9.6.1.3 Uniones entre Ala y Alma 482

2.9.6.1.4 Bocas de Acceso y Drenaje 483

2.9.6.2 Límites aplicables a las Dimensiones de la Sección Transversal 483

2.9.6.2.1 Dimensiones del Alma 483

2.9.6.2.1.1 Disposiciones Generales 483
2.9.6.2.1.2 Almas sin Rigidizadores Longitudinales 483
2.9.6.2.1.3 Almas con Rigidizadores Longitudinales 483
2.9.6.2.2 Dimensiones de las Alas 483
2.9.6.2.3 Restricciones Especiales Aplicables al uso del Factor de Distribución de las Sobrecargas Vivas en el Caso de las Secciones Tipo Cajón Múltiple. 484
2.9.6.3 Construibilidad 484
2.9.6.3.1 Disposiciones Generales 484
2.9.6.3.2 Flexión 485
2.9.6.3.3 Corte 486
2.9.6.4 Estado Límite de Servicio 486
2.9.6.5 Estado Límite de Fatiga y Fractura 486
2.9.6.6 Estado Límite de Resistencia 487
2.9.6.6.1 Disposiciones Generales 487
2.9.6.6.2 Flexión 487
2.9.6.6.2.1 Disposiciones Generales 487
2.9.6.6.2.2 Secciones en Flexión Positiva 487
2.9.6.6.2.3 Secciones en Flexión Negativa 488
2.9.6.6.3 Corte 488
2.9.6.6.4 Conectores de Corte 488
2.9.6.7 Resistencia a la Flexión-Secciones en Flexión Positiva 488
2.9.6.7.1 Secciones Compactas 488
2.9.6.7.1.1 Disposiciones Generales 488
2.9.6.7.1.2 Resistencia Nominal a la Flexión 489
2.9.6.7.2 Secciones No Compactas 489
2.9.6.7.2.1 Disposiciones Generales 489
2.9.6.7.2.2 Resistencia Nominal a la Flexión 489
2.9.6.8 Resistencia a la Flexión- Secciones en Flexión Negativa 490
2.9.6.8.1 Disposiciones Generales 490
2.9.6.8.1.1 Alas de Secciones Tipo Cajón Solicitadas a Compresión 490

2.9.6.8.1.2 Alas con Apoyo Lateral Continuo Solicitadas a Tracción 491
2.9.6.8.2 Resistencia a la Flexión de las Alas de las Secciones Tipo Cajón Solicitadas a Compresión 491
2.9.6.8.2.1 Disposiciones Generales 491
2.9.6.8.2.2 Alas No Rigidizadas 491
2.9.6.8.2.3 Alas Rigidizadas Longitudinalmente 493
2.9.6.8.3 Resistencia a la Flexión del Ala de Tracción 493
2.9.6.9 Resistencia al Corte 494
2.9.6.10 Conectores de Corte 494
2.9.6.11 Rigidizadores 495
2.9.6.11.1 Rigidizadores de Alma 495
2.9.6.11.2 Rigidizadores Longitudinales de las Alas de Compresión 495
2.9.7 Diversos Miembros Solicitados a Flexión 496
2.9.8 Uniones y Epalmes 496
2.9.9 Requisitos para Diferentes Tipos de Estructuras 496
2.9.9.1 Puentes de Vigas con Tablero Inferior 496
2.9.9.2 Puentes Celosía (Reticulados) 496
2.9.9.2.1 Disposiciones Generales 496
2.9.9.2.2 Elementos de las Celosías 496
2.9.9.2.3 Esfuerzos Secundarios 497
2.9.9.2.4 Diafragmas 497
2.9.9.2.5 Contraflecha 497
2.9.9.2.5.1 Placas Perforadas 497
2.9.9.2.6 Líneas de Trabajo y Ejes de Gravedad 497
2.9.9.2.7 Arriostramiento Transversal y Contravientos 498
2.9.9.2.7.1 Disposiciones Generales 498
2.9.9.2.7.2 Puentes de Celosía con Tablero Inferior 498
2.9.9.2.7.3 Puentes de Celosía con Tablero Superior 498
2.9.9.2.8 Placas de Empalme 498
2.9.9.2.9 Puentes de Armadura Rebajada (Reticulados) 498

2.9.9.2.10 Resistencia Factorada 499

2.9.9.3 Superestructuras con Tableros Ortótropos 499

2.9.9.3.1 Disposiciones Generales 499

2.9.9.3.2 Ancho Efectivo del Tablero 499

2.9.9.3.3 Superposición de Efectos Globales y Locales 500

2.9.9.3.4 Tableros en Compresión Global 500

2.9.9.3.4.1 Generalidades 500

2.9.9.3.4.2 Pandeo Local 500

2.9.9.3.4.3 Pandeo de Panel 500

2.9.9.3.5 Flexion Transversal (6.14.3.4 AASHTO 2010 Anulado en AASHTO 2012) 501

2.9.9.3.6 Diafragmas (6.14.3.5 AASHTO 2010 anulado en AASHTO 2012) 501

2.9.9.4 Arcos de Alma Maciza 501

2.9.9.4.1 Amplificación de Momentos para Considerar las Flechas 501

2.9.9.4.2 Esbeltez de las Almas 501

2.9.9.4.3 Estabilidad de las alas 502

2.9.10 Pilotes 502

2.9.10.1 Disposiciones Generales 502

2.9.10.2 Resistencia Estructural 502

2.9.10.3 Resistencia a la Compresión 504

2.9.10.3.1 Resistencia a la Compresión Axial 504

2.9.10.3.2 Combinación de Compresión Axial y Flexión 504

2.9.10.3.3 Pandeo 504

2.9.10.4 Maximos Esfuerzos Admisibles en el Hincado de Pilotes 504

2.9.11.1 Generalidades. 505

2.9.11.2 Materiales 505

2.9.11.3 Requerimientos de Diseño para Zona Sismica 1 506

2.9.11.4 Requerimientos de Diseño para Zona Sismicas 2, 3 o 4 506

2.9.11.4.1 Generalidadaes 506

2.9.11.4.2 Tablero 506

2.9.11.4.3 Conectores de Corte 507

2.9.11.4.4 Superestructuras Elásticas 509
2.10 REQUISITOS PARA APOYOS 510
2.10.1 Generalidades 510
2.10.2 Caracteristicas 510
2.10.2.1 Solicitaciones a Consecuencia de la Restricción del Movimiento en el Apoyo 511
2.10.2.1.1 Fuerza Horizontal y Movimiento 511
2.10.2.1.2 Momento 512
2.10.3 Apoyos Elastoméricos Reforzados con Láminas de Acero: Método B 513
2.10.3.1 Generalidades 513
2.10.3.2 Propiedades del Material 514
2.10.3.3 Requisitos de Diseño 514
2.10.3.3.1 Alcance 514
2.10.3.3.2 Deformaciones por Corte 515
2.10.3.3.3 Combinación de Compresión, Rotación,y Corte 515
2.10.3.3.3.1 Elastoméricos Blocs (Pads) y Apoyos Elastoméricos Reforzados con Acero 517
2.10.3.3.4 Estabilidad de los Apoyos Elastoméricos 518
2.10.3.3.5 Refuerzo 518
2.10.3.3.6 Deflexión por Compresión 519
2.10.3.3.7 Provisiones para Sísmo y Otros Eventos Extremos 520
2.10.3.3.8 Criterios de Diseño 520
2.10.3.4 Anclajes para Apoyos Sin Placas Externas Adheridas 520
2.10.4 Blocs Elastomericos y Apoyos Elastomericos con Refuerzo de Acero- Método A 521
2.10.4.1 Generalidades 521
2.10.4.2 Propiedades de los Materiales 521
2.10.4.3 Requisitos para Diseño 522
2.10.4.3.1 Alcance 522
2.10.4.3.2 Esfuerzos de Compresión 522
2.10.4.3.3 Deflexión por Compresión 523
2.10.4.3.4 Cortante 524

2.10.4.3.5 Rotación 524
2.10.4.3.5a Generalidades 524
2.10.4.3.5b Rotación de CDP 524
2.10.4.3.6 Estabilidad 525
2.10.4.3.7 Refuerzo 525
2.10.4.3.8 Disposiciones para Sísmos y Otros Eventos Extremos 526
2.11 DISEÑO DE BARRERAS DE SONIDO 527
2.11.1 Alcance 527
2.11.2 Notación 527
2.11.3 Caracteristicas Generales 527
2.11.3.1 Requerimientos Funcionales 527
2.11.3.1.1 Generalidades 527
2.11.3.1.2 Distancia Libre Lateral 527
2.11.3.2 Drenaje 527
2.11.3.4 Asentamiento Diferencial de Fundaciones 528
2.11.4 Estados Límites y Factores de Resistencia 528
2.11.4.1 Generalidades 528
2.11.4.2 Estado Límite de Servicio 528
2.11.4.3 Estado Límite de Resistencia 528
2.11.5 Dispositivos de Expansión 528
2.11.5.1 Generalidades 528
2.11.5.2 Barrera de Sonido Montada Sobre Estructura 529
2.11.5.3 Barrera de Sonido Montada Sobre Tierra 529
2.11.6 Barreras de Sonido Instaladas en Puentes Existentes 529
2.11.7 Cargas 530
2.11.7.1 Generalidades 530
2.11.7.2 Cargas de Viento 530
2.11.7.3 Carga del Suelo 530
2.11.7.4 Fuerzas de Colisión Vehicular 530
2.11.8 Diseño de Fundación 532

2.11.8.1 Generalidades 532
2.11.8.2 Determinación de las Propiedades de los Suelos y Roca 532
2.11.8.3 Estados Límites 532
2.11.8.4 Requisitos de Resistencia 532
2.11.8.5 Factores de Resistencia 533
2.11.8.6 Carga 533
2.11.8.7.1 Movimiento 533
2.11.8.7.2 Estabilidad Total 533
2.11.8.8 Seguridad Contra la Falla Geotecnica en el Estado Límite de Resistencia 533
2.11.8.9 Diseño Sísmico 533
2.11.8.10 Protección ante la Corrosión 533
2.11.8.11 Drenaje 534
2.12 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS 535
2.12.1 Movimiento de Tierras 535
2.12.1.1 Generalidades 535
2.12.1.2 Excavaciones 535
2.12.1.2.1 Descripción 535
2.12.1.2.2 Ejecución 535
2.12.1.2.3 Sobreexcavaciones 536
2.12.1.2.4 Excavaciones en Roca 536
2.12.1.2.5 Control del Nivel Freático 537
2.12.1.3 Rellenos de Ingeniería 537
2.12.1.3.1 Descripción 537
2.12.1.3.2 Material de Relleno 537
2.12.1.3.3 Ejecución 537
2.12.1.3.4 Rellenos de Ingeniería Adyacentes a Estructuras 538
2.12.1.3.5 Enrocados de Protección 538
2.12.1.4 Eliminación de Material Excedente 539
2.12.1.4.1 Descripción 539
2.12.1.4.2 Ejecución 539

2.12.1.5 Material de Préstamo para Relleno de Ingeniería 539
2.12.1.5.1 Descripción 539
2.12.1.5.2 Ejecución 539
2.12.2 Falso-Puente 539
2.12.2.1 Generalidades 539
2.12.2.2 Material de Construcción 540
2.12.2.3 Construcción 540
2.12.2.4 Retiro del Falso - puente 540
2.12.3 Encofrados 540
2.12.3.1 Generalidades 540
2.12.3.2 Materiales 541
2.12.3.3 Construcción 541
2.12.3.4 Encofrado de Superficies No Visibles 542
2.12.3.5 Encofrado de Superficies Visibles 542
2.12.3.6 Encofrados Prefabricados en el Intradós 542
2.12.3.7 Tolerancias 542
2.12.3.8 Desencofrado 543
2.12.3.8.1 Tiempos de Desencofrado 543
2.12.3.8.2 Excepciones 544
2.12.4 Obras de Concreto 544
2.12.4.1 Generalidades 544
2.12.4.2 Materiales 544
2.12.4.2.1 Cemento 544
2.12.4.2.2 Agua 545
2.12.4.2.3 Agregados 545
2.12.4.2.3.1 Generalidades 545
2.12.4.2.3.2 Agregado Fino 546
2.12.4.2.3.3 Agregado Grueso 547
2.12.4.2.3.4 Agregado Ciclópio 548
2.12.4.2.4 Aditivos 549

2.12.4.3 Mezclado 549

2.12.4.4 Transporte 550

2.12.4.5 Colocación 550

2.12.4.5.1 Generalidades 550

2.12.4.5.2 Cimentaciones 551

2.12.4.5.3 Superestructuras 552

2.12.4.5.4 Arcos 552

2.12.4.6 Juntas de Construcción 552

2.12.4.7 Curado y Protección 552

2.12.4.8 Control de Calidad 553

2.12.4.8.1 Agregados 553

2.12.4.8.2 Concreto 553

2.12.5 Armadura de Refuerzo 554

2.12.5.1 Generalidades 554

2.12.5.2 Transporte y Almacenamiento 555

2.12.5.3 Lista de Materiales 555

2.12.5.4 Construcción 555

2.12.5.5 Tolerancias 556

2.12.6 Estructuras Metálicas 557

2.12.6.1 Generalidades 557

2.12.6.2 Materiales 557

2.12.6.3 Fabricación 558

2.12.6.3.1 Planos y Dibujos 558

2.12.6.3.2 Ejecución 558

2.12.6.3.3 Soldadura 560

2.12.6.3.3.1 Ingeniería de Soldadura 560

2.12.6.4 Transporte 561

2.12.6.5 Ensamblaje 561

2.12.6.6 Instalación 562

2.12.7 Pre-esforzado 563

2.12.7.1 Generalidades 563
2.12.7.2 Acero de Pre-Esfuerzo 563
2.12.7.3 Ductos y Tubos Auxiliares 564
2.12.7.4 Colocación del Acero de Pre-Esfuerzo 564
2.12.7.5 Ejecución del Tesado 564
2.12.7.6 Inyección de Mortero 565
2.12.8 Acabados 565
2.12.8.1 Superficies de Concreto 565
2.12.8.2 Superficies Metálicas 566
2.12.9 Pruebas en Pilotes 566
2.12.9.1 Prueba de Capacidad de Carga 566
2.12.9.2 Pruebas de Integridad 567
2.12.10 Aspectos de la Supervisión 567
2.12.10.1 Revisión de Actualización del Proyecto 567
2.12.10.2 Pruebas y Control de Calidad 567
2.12.11 Prueba de Carga de Puentes Recién Construidos 568

APÉNDICES 569

APENCICE A3 570
METODOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN DE ESPECTROS DE DISEÑO 570
APÉNDICE B5 579
PROCEDIMIENTO GENERAL PARA DISEÑO POR CORTE UTILIZANDO TABLAS 579
APÉNDICE A6 585
RESISTENCIA A LA FLEXION – SECCIONES COMPUESTAS EN FLEXIÓN NEGATIVA Y SECCIONES NO COMPUESTAS CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS 585
APÉNDICE B6 592
REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS A PARTIR DE LAS PILAS INTERIORES EN SECCIONES DOBLE T EN PUENTES CONTINUOS 592
APÉNDICE D6 599
CALCULOS FUNDAMENTALES PARA ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN 599
APÉNDICE A11 608
DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN 608

APÉNDICE P 620

PUENTES PEATONALES 620

APÉNDICE R 643

APÉNDICE DE REFERENCIAS 643

PRESENTACIÓN

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones en su calidad de órgano rector a nivel nacional en materia de transporte y tránsito terrestre, es la autoridad competente para dictar las normas correspondientes a la gestión de la infraestructura vial y fiscalizar su cumplimiento.

La Dirección General de Caminos y Ferrocarriles es el órgano de línea de ámbito nacional encargada de normar sobre la gestión de la infraestructura de caminos, puentes y ferrocarriles; así como de fiscalizar su cumplimiento.

*El **Manual de Puentes** forma parte de los **Manuales de Carreteras** establecidos por el Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial, aprobado por D.S. N° 034-2008-MTC, y constituye uno de los documentos técnicos de carácter normativo, que rige a nivel nacional y es de cumplimiento obligatorio, por los órganos responsables de la gestión de la infraestructura vial de los tres niveles de gobierno: Nacional, Regional y Local.*

La presente norma es una actualización del Manual de Diseño de Puentes aprobado por Resolución Ministerial 589-2003-MTC/02 del 31 de julio de 2003, dicha actualización se elaboró incorporando en gran parte las Especificaciones Técnicas de las Normas Americanas AASHTO LRFD, Septima Edición del año 2014.

*Las disposiciones del presente Manual deben cumplirse sin modificación alguna, y en lo que respecta al **Capitulo 2.12 Disposiciones Constructivas,** su aplicación debe tener concordancia con las disposiciones del Manual de Carreteras: Especificaciones Técnicas Generales para Construcción, EG – vigente.*

Teniendo en consideración que como toda ciencia y técnica, la ingeniería vial se encuentra en permanente cambio e innovación, es necesario que el presente documento sea revisado y actualizado periódicamente por el órgano normativo de la infraestructura vial del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Lima, diciembre de 2016

INTRODUCCIÓN AL MANUAL DE PUENTES

El Manual de Puentes brinda las pautas necesarias para el planeamiento, el análisis y el diseño, de puentes carreteros. Se especifican en cada caso los requisitos mínimos, quedando a criterio del ingeniero estructural utilizar los límites más estrictos o complementar estas especificaciones en lo que resulte pertinente.

El Título I del Manual, se refiere a los aspectos de ingeniería básica, que incluyen los estudios; topográficos, hidrológicos e hidráulicos, geológicos, geotécnicos, sísmico, impacto ambiental, tráfico, alternativas de diseño vial, alternativas de anteproyecto y factibilidad; sin los cuales no sería posible desarrollar el proyecto. Estos aspectos tienen singular importancia, más aún por las condiciones muy variadas y a menudo difícilmente impuestas por la geografía y los desastres naturales.

El Titulo II del Manual, presenta los aspectos de diseño que son, en gran parte, una adaptación del AASHTO en su versión LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS del año 2014, Septima Edición. Asimismo la entidad y/o propietario podrá considerar las actualizaciones que realice la AASTHO LRFD BRIDGE DESIGN a su Septima Edicióm

La AASHTO LRFD, ha sido tradicionan.mente las más utilizadas, desde hace más de 70 años, por los profesionales peruanos dedicados al diseño y a la construcción de puentes.

En aspectos tales como las sobrecargas de camiones se mantienen las ideas básicas de las especificaciones AASHTO. La sobrecarga especificada en este Manual corresponde a la denominada AASHTO HL-93.

El formato adoptado para este Manual es el de "Cargas y Resistencias Factoradas" (LRFD), lo que permite la consideración adecuada de la variabilidad tanto en las cargas como en las propiedades de los elementos resistentes. Los puentes se diseñan para satisfacer una serie de condiciones, límite de seguridad y de servicio, todas ellas de igual importancia, teniendo en cuenta, también aspectos constructivos, de posibilidad de inspección, de estética y de economía. El formato LRFD es más racional que el tradicional diseño en condiciones de servicio, lo que explica la tendencia mundial hacia la adopción de códigos en ese formato.

Para la evaluación del Peligro Sísmico se ha incluido el Apéndice A3 donde se presentan tres mapas de isoaceleraciones espectrales para el Perú, que se requieren para para la elaboración del espectro de diseño en el área del proyecto del puente, siguiendo las especificaciones de AASHTO LRFD 2014.

En el Apéndice P se presenta la guía de especificaciones para el diseño de puentes peatonales, versión AASHTO LRFD de Diciembre del 2009.

En el Manual tambien se ha incluido el capitulo 2.12 de Disposiciones Constructivas, que es un compendio de las especificaciones importantes del vasto campo de la construcción de puentes.

I GLOSARIO DE TERMINOS

La definición de los términos usados en el presente documento corresponde al "Glosario de Términos de Uso Frecuente en Proyectos de Infraestructura Vial", vigente. Así mismo, se incluye los siguientes términos que en algunos casos complementan los del glosario antes indicado y que son de uso exclusivo para el presente Manual:

- ***ANCHO DEL PUENTE:*** *Es el ancho total de la superestructura e incluye, calzadas, veredas o aceras, ciclo vías, barreras y/o barandas.*
- ***ANTEPROYECTO:*** *Conjunto de estudios iniciales que hacen posible la evaluación de una solución propuesta, antes de su desarrollo definitivo*
- ***CALZADA DEL PUENTE:*** *Es la parte de la superficie del tablero, destinada al tránsito vehicular cuyo ancho se mide en forma perpendicular al Eje Longitudinal del Puente. Se compone de un cierto número de carriles más las bermas que constituyen el acceso de la carretera al puente. Ver Artículo 2.1.4.3.2.*
- ***DISPOSITIVOS DE APOYO:*** *Son elementos sobre los que se apoya el sistema de vigas o losas del tablero y que permite el traspaso de las cargas de la superestructura a la subestructura. Generalmente son metálicos o de elastómeros.*
- ***DRENAJE PLUVIAL:*** *Elementos que permiten evacuar las aguas de lluvias que fluyen sobre la calzada y aceras del puente.*
- ***ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA DE PUENTES:*** *Conjunto de estudios para obtener los datos necesarios para la elaboración de los anteproyectos y proyectos del puente. Los Estudios que pueden ser necesarios dependiendo de la magnitud y complejidad de la obra son:*
  - *Estudios Topográficos.*
  - *Estudios Hidrológicos e Hidráulicos.*
  - *Estudios Geológicos y Geotécnicos.*
  - *Estudios de Riesgo Sísmico.*
  - *Estudios de Impacto Ambiental.*
  - *Estudios de Tráfico.*
  - *Estudios Complementarios.*
  - *Estudios de Trazos de la Vía.*
  - *Entre otros.*
- ***JUNTA DE EXPANSIÓN:*** *Elemento cuyo propósito es permitir las deformaciones longitudinales debidas a cambios de temperatura, o sismos u otras acciones.*
- ***LONGITUD DEL TABLERO:*** *Es la longitud medida, en el eje longitudinal del tablero, entre los bordes extremos de la losa del tablero.*
- ***LUZ DE CÁLCULO:*** *Es la longitud que se utiliza para el cálculo de la estructura y/o elementos estructurales y se mide, generalmente entre centros de apoyo del elemento estructural materia de cálculo.*
- ***LUZ DEL TRAMO DEL PUENTE:*** *Distancia longitudinal entre los ejes de apoyo de cada tramo que constituye la superestructura de un puente. Ver Fig. 1.10-a, Fig. 1.10-b y Fig. 1.10-c. del Artículo 1.10 Clasificación de Puentes.*
- ***OBRAS DE ARTE ESPECIALES:*** *Conjuntos estructurales tales como puentes, viaductos, pasarelas, túneles, muros de gran tamaño y otras obras de magnitud, tal que, por sus*

proporciones y características, requieren proyectos específicos desarrollados por ingenieros calificados, construidos bajo la responsabilidad de profesionales de experiencia y con la supervisión constante y adecuada en todas las fases de la construcción.

- ***OBRAS DE ARTE MENORES:*** *Son aquellas obras cuya luz libre es menor que 6.00 m (20 ft).*
- ***PUENTE:*** *Estructura requerida para atravesar un accidente geográfico o un obstáculo natural o artificial.*

II UNIDADES Y SÍMBOLOS

La actualización del Manual de Puentes se ha realizado utilizando las unidades americanas, sin embargo en el desarrollo de los distintos capítulos se han colocado adyacentes a los símbolos de las unidades americanas los símbolos equivalentes de las unidades del sistema internacional (SI). Para ser utilizadas en las fórmulas que en su conformación se mantienen idénticas para ambos tipos de unidades en la versión AASHTO 2007, con las versiones AASHTO 2010, 2012 y 2014.

TITULO I

DE LA INGENIERÍA BASICA

TITULO I

DE LA INGENIERÍA BÁSICA

1.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

1.1.1 Objetivos y Alcances

Los estudios topográficos tendrán como objetivos:

- *Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos*
- *Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y sus efectos en el medio ambiente.*
- *Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.*
- *Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.*

Los estudios topográficos deberán comprender como mínimo lo siguiente:

- *Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1 m y comprendiendo por lo menos 100 m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).*
- *Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con planos a escala entre 1/100 y 1/250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1 m y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal. Los planos deberán indicar los accesos del puente, (ver trazo y diseño de accesos en Artículo 1.8 del presente Manual), así como autopistas, caminos, vías férreas y otras posibles referencias. Deberá igualmente indicarse con claridad la vegetación existente.*
- *En el caso de puentes sobre cursos de agua deberá hacerse un levantamiento detallado del fondo. Será necesario indicar en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas, así como los observados en eventos de carácter excepcional. Cuando las circunstancias lo ameriten, deberán indicarse los meandros del río.*
- *Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y término de tramos curvos; ubicación o colocación de Bench Marks.*
- *Levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente, cuando existan edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos o que requieran ser expropiadas.*

1.1.2 Instrumentación

La instrumentación y el grado de precisión empleados para los trabajos de campo y el procesamiento de los datos deberán ser consistentes con la dimensión del puente y sus accesos y con la magnitud del área estudiada. En cualquier caso los instrumentos y los procedimientos empleados deberán corresponder a la mejor práctica de la ingeniería.

1.1.3 Documentación

La topografía de la zona donde se ubicará el puente deberá documentarse mediante planos con curvas de nivel y fotografías, registros digitales e informes.

Los informes deberán detallar las referencias preliminares consultadas, la descripción y las características técnicas del equipo utilizado para la toma de datos, la metodología seguida para el procesamiento de los datos de campo y la obtención de los resultados.

Si se dispusiera de estudios topográficos previos, de zonas adyacentes o que involucren el área del proyecto, éstos deberán ser revisados a fin de verificar la compatibilidad de la información obtenida.

Los planos serán presentados en láminas de formatos apropiados a la magnitud de la obra con escala gráficas, en formato A3 para la revisión y en A1 para la presentación final, excepto cuando las dimensiones de la estructura hagan indispensable el uso de un formato distinto.

Los registros digitales serán entregados en CD o DVD, en un formato compatible con los programas especializados utilizados por la Entidad (MTC).

1.2 ESTUDIOS DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA

1.2.1 Objetivos

Los objetivos de los estudios son establecer los caudales de diseños y los factores hidráulicos fluviales, que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- *Ubicación óptima integral del cruce (hidráulico fluvial, geotécnico y de trazo vial).*
- *Caudal de Diseño en la ubicación del puente.*
- *Comportamiento Hidráulico en el tramo fluvial de ubicación del puente.*
- *Áreas de inundación vinculadas a la ubicación del puente.*
- *Nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) en la ubicación del puente.*
- *Gálibo recomendable para el tablero del puente.*
- *Profundidad de Socavación Potencial Total en la zona de ubicación de apoyos del puente.*
- *Profundidad mínima de desplante recomendable de los apoyos.*
- *Obras de protección y de encauzamiento necesarias.*
- *Previsiones para la construcción del puente.*

Por la compleja geografía física, el Perú tiene cursos de agua (ríos, quebradas, otros) de características morfológicas distintas, así se diferencian los cursos de agua de la costa, de la sierra, de montaña, de la vertiente oriental de los andes, de la baja amazonia y de la cuenca del lago Titicaca. Muchos de estos cursos de agua transportan en épocas de avenidas grandes cantidades de sedimentos, lodo, bolonerías, flujo de escombros, palizadas y troncos de árboles grandes, lo cual debe ser considerado en la elaboración y cálculos del proyecto.

1.2.2 Alcances

El programa de estudios debe considerar la recolección de información, los trabajos de campo y los trabajos de gabinete, cuya cantidad y alcance será determinado en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y el nivel de riesgo considerado.

Los estudios hidrológicos e hidráulicos comprenderán lo siguiente:

- *Evaluación de estudios similares realizados en la zona de ubicación del puente; en el caso de reemplazo de un puente colapsado antiguo, seria conveniente obtener, de existir, los parámetros de diseño que se utilizaron en su estudio, sin que esto sea obstáculo para la iniciación de la ejecución inmediata de los nuevos estudios.*
- *Visita de campo; consiste en el reconocimiento del lugar tanto en la zona de cruce como de la cuenca global, a fin de identificar y evaluar los sectores críticos y potenciales, de origen hídrico como deslizamientos, derrumbes, huaycos, áreas inundables, entre otros.*
- *Recolección y análisis de información hidrométrica y meteorológica existente; que puede ser obtenida de entidades locales o nacionales, por ejemplo: Ministerio de Agricultura, ANA, SENAMHI, o entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos del lugar.*
- *Caracterización hidrológica de la cuenca, considerada hasta el cruce del curso de agua; en base a la determinación de las características de respuesta lluvia - escorrentía, y considerando aportes adicionales de flujo en la cuenca. Se analizará la aplicabilidad de los distintos métodos de estimación del caudal de diseño.*

- *Selección de los métodos de estimación de caudales maximos de diseño, para el cálculo del caudal de diseño a partir de datos de lluvia se tienen: el método racional, métodos en base a hidrogramas unitarios sintéticos, métodos empíricos, modelamiento hidrológico, etc., cuya aplicabilidad depende de las características de la cuenca restricciones de cada método. En caso de contarse con registros hidrométricos de calidad comprobada, puede efectuarse un análisis de frecuencia que permitirá obtener directamente valores de caudal máximo para distintas probabilidades de ocurrencia (periodos de retorno).*
- *Estimación de los caudales máximos para diferentes periodos de retorno y según distintos métodos probabilisticos; en todos los casos se recomienda llevar a cabo una prueba de bondad de ajuste de los distintos métodos de análisis de frecuencia (Gumbel, Log - Pearson Tipo III, Log – Normal, etc.) para seleccionar la mejor distribución. Adicionalmente, pueden corroborarse los resultados bien sea mediante factores obtenidos a partir de un análisis regional o, de ser posible, evaluando las huellas de nivel de la superficie de agua dejadas por avenidas extraordinarias recientes.*
- *Evaluación de las estimaciones de los caudales debidamente calibrados, elección del resultado que, a criterio ingenieril, se estima confiable y lógico.*
- *Determinación del periodo de retorno y la descarga máxima de diseño; el periodo de retorno dependerá de la importancia de la estructura y del riesgo admisible de falla, debiéndose garantizar un caudal mayor para el diseño de la cimentación del puente que el usualmente requerido para el dimensionamiento del área de flujo a ser confinada por el puente.*
- *Caracterización morfológica del cauce; es especialmente importante la determinación de la dinámica e inestabilidad del cauce, y asimismo, el aporte de escombros desde la cuenca, los cuales permitirán pre-establecer las condiciones a las que estará expuesta la estructura.*
- *Determinación de las características físicas del cauce, estas incluyen la pendiente del cauce en el tramo de estudio, diámetro medio del material del lecho tomado a partir de varias muestras del cauce, coeficientes de rugosidad considerando la presencia o no de vegetación, materiales cohesivos, etc.*
- *Selección de secciones transversales representativas del cauce y obtención del perfil longitudinal; la longitud del tramo a ser analizado dependerá de las condiciones de flujo previstas, por ejemplo, alteraciones aguas arriba o aguas abajo que debieran considerarse.*
- *Determinación del perfil de flujo ante el paso del caudal de diseño a lo largo del cauce; se sugiere la utilización de softwares, como por ejemplo HEC-RAS o similares con la autorización del propietario de la obra.*
- *Determinación de las características hidráulicas del flujo; estas comprenden la velocidad media, ancho superficial, área de flujo, pendiente de la línea de energía, nivel de la superficie de agua, etc., cuyos valores son necesarios para la determinación de la profundidad de socavación.*
- *Determinación y evaluación de las profundidades de socavación total, que es la sumatoria de la socavación general, por contracción y local.*
- *Recomendaciones de protección y/o consideraciones de diseño adicionales.*

1.2.2a Estudios y Trabajos Previos

Se tienen los siguientes estudios y trabajos básicos principales previos a los estudios de hidráulica:

- *Levantamiento topográfico para el estudio hidráulico debe comprender lo siguiente:*
  - *En ríos con amplias llanuras de inundación, donde el puente produzca contracción del flujo de avenida, el levantamiento abarcara 12 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 6 veces hacia aguas abajo.*

- *En cursos de agua donde el puente no produzca contracción del flujo de avenida y presente una pendiente pronunciada, el levantamiento topográfico abarcara 8 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 4 veces hacia aguas abajo. El levantamiento topográfico no debe ser menor a 150 m. aguas arriba y 150 m aguas abajo del eje del puente propuesto.*
- *En caso que el eje del puente propuesto se ubique cerca de la desembocadura a un rio principal, lago o mar el levantamiento topográfico deberá incluir la zona de confluencia.*
- *En los planos de topografía se debe indicar lo siguiente: los límites de las llanuras de inundación, los tirantes mínimos y máximos, ambos definidos según evidencias encontradas en campo y consultas a los pobladores de la zona, y se debe colocar también los niveles de agua encontrados durante el trabajos de campo.*

- *Estudios del material de cauce, peso específico, análisis granulométrico. Una vez definido el eje del puente las muestras del material del cauce deben ser tomadas al menos en cuatro puntos, dos en el eje del puente cercanos a los apoyos (estribos), B metros aguas arriba y 0.5B aguas abajo, donde B es el ancho promedio del rio. En cada punto se deberá ejecutar prospección a cielo abierto a una profundidad no menor de 3.0 m., en los cuales se tomarán muestras representativas de cada estrato. Para puentes con apoyos intermedios se deberá tomar muestras correspondientes en concordancia con los especialistas de Geología y Geotecnia.*

1.2.3 Consideraciones para el Diseño

Los puentes ubicados en el cruce con un curso de agua deben ser diseñados de modo que las alteraciones u obstáculos que estos representen ante este curso de agua sean previstos y puedan ser admitidos en el desempeño de la estructura a lo largo de su vida útil o se tomen medidas preventivas. Para esto deben establecerse las características hidrogeodinámicas del sistema fluvial con el objeto de determinar la estabilidad de la obra respecto al comportamiento del cauce. Es importante considerar la posible movilidad del cauce, el aporte de escombros desde la cuenca y los fenómenos de socavación, ver Artículos 1.2.3a y 2.4.3.8.3.4, así como la posibilidad de ocurrencia de derrumbes, deslizamientos e inundaciones.

Dado que, generalmente, el daño ocasional producido a la vía y accesos aledaños al puente ante una avenida extraordinaria puede ser rápidamente reparado para restaurar el servicio de tráfico y, de otro lado, un puente que colapsa o sufre daños estructurales mayores ante la socavación puede amenazar la seguridad de los transeúntes así como crear impactos sociales y pérdidas económicas significativas por un largo periodo de tiempo, debe considerarse mayor riesgo en la determinación del área de flujo a ser confinada por el puente que en la estimación de las profundidades de socavación.

El estudio debe indicar los periodos de sequía, de avenidas, y de transición, para recomendar las previsiones a tomarse en cuenta antes, durante y después de la construcción de las estructuras ubicadas en el cauce.

Para la ejecución del puente, deberán construirse los pases provisionales, de acuerdo a los resultados del estudio de Hidrología e Hidráulica.

1.2.3a Cálculos de la Socavación

Se debe investigar la socavación de las fundaciones de los puentes para dos condiciones:

- *Para la inundación de diseño para socavación se debe asumir que el material del lecho dentro del prisma de socavación encima de la línea de socavación total ha sido retirado (no se considera) para las condiciones de diseño. A no ser que el propietario de la obra determine algo diferente, la inundación de diseño debe ser la más severa del período de retorno de 100 años o una inundación de desbordamiento de menor período de recurrencia si ésta resulta más severa.*
- *Para la inundación de verificación para socavación, se debe investigar la estabilidad de las fundaciones del puente para las condiciones provocadas por una determinada inundación de no*

más de 500 años de periodo de retorno o por una inundación de desbordamiento de menor período de recurrencia. Bajo esta condición no es necesaria una reserva superior a la requerida por motivos de estabilidad. Se aplicará el estado límite de evento extremo.

En la zona del rio donde se ubicara el puente se deberá tener en cuenta los siguientes fenómenos de socavación:

- *Socavación general, producida por variación del perfil longitudinal debido al comportamiento fluvial sin la presencia del puente.*
- *Socavación por contracción de la sección transversal, debido a la construcción de los estribos del puente ubicados en el cauce del río.*
- *Socavación local, debido a la presencia de pilares y estribos.*

La profundidad de socavación potencial total será la suma de la socavación general, socavación por contracción y socavación local en estribos y pilares.

En los cálculos de socavación se usarán los resultados de los factores hidráulicos que intervienen en el modelo correspondiente, la geometría de los apoyos respectivos y las carecterísticas granulométrica del material del lecho.

En el caso que el tramo del río en estudio se encuentre cerca de la confluencia con otros ríos, o cerca de un lago o en el mar, los cálculos de socavación se deben efectuar cuando los niveles de agua alcanzados en la desembocadura correspondiente sean mínimos.

1.2.4 Interrelación con los Estudios Geológicos y Geotécnicos

En el caso de puentes sobre cursos de agua, la información sobre la geomorfología y las condiciones del subsuelo del cauce y alrededores son complementarias con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de los elementos de la subestructura se realizará tomando en cuenta los aspectos de ingeniería estructural, geotécnica e hidráulica en forma conjunta. El nivel de ubicación de la cimentación depende del tipo de cimentación, esto es, si es superficial o profunda, si va apoyada sobre suelo, roca erosionable o roca resistente, etc.

Para el caso de cimentaciones superficiales, (ver Artículo 2.6.4.4.2 AASHTO) el fondo de la cimentación deberá estar por debajo de la profundidad de socavación máxima calculada, estimado en por lo menos 1.00m (40.0 in). Si la cimentación se apoya en roca buena, resistente a la socavación, se diseñará y construirá manteniendo la integridad de la roca.

Para el caso de cimentaciones profundas como pilotes hincados, pilotes perforados, etc, la longitud efectiva de cálculo de su profundidad se tomará desde el nivel de la socavación total máxima hasta la parte inferior del pilote.

Si una zapata se apoya sobre pilotes para trasmitirles las cargas que soporta, la parte superior de esta zapata estará por debajo de la socavacion estimada por contracción, con la finalidad de minimizar la obstrucción al flujo de la inundación y que se produzca socavación local. (Ver Artículo 2.6.4.4.2 AASHTO).

1.2.5 Información de Apoyo

Para el óptimo logro de los objetivos, el estudio de hidrología e hidráulica debe apoyarse en la siguiente información adicional:

- *Perfil estratigráfico del suelo.*
- *Tamaño, gradación del material del lecho.*
- *Secciones transversales del cauce.*
- *Vista en planta del curso de agua.*
- *Características de la cuenca.*

- *Datos de erosión en otros puentes.*
- *Historial de avenidas.*
- *Ubicación del puente respecto a otras estructuras.*
  - *Carácter del curso de agua (perenne, intermitente, etc.).*
  - *Geomorfología del lugar (con llanuras de inundación; cruza deltas o abanicos aluviales, meandros, recto, trenzado, etc.).*
- *Historial erosivo del curso de agua.*
- *Historial de desarrollo del curso de agua y de la cuenca. Adquirir mapas, fotografías aéreas; entrevistar residentes locales; revisar proyectos de recursos hídricos planificados a futuro.*

- *Evaluación cualitativa del lugar con un estimado del potencial de movimiento del curso de agua y su efecto sobre el puente.*

1.2.6 Documentación Requerida

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá, como mínimo, lo siguiente:

- *Características del río en la zona del proyecto.*
- *Régimen de caudales.*
- *Características hidráulicas.*
- *Caudal de diseño y periodo de retorno.*
- *Definición de la luz del puente y de los niveles del fondo de la superestructura.*
- *Profundidad de socavación potencial total.*
- *Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación teniendo en cuenta la profundidad de socavación.*
- *Características de las obras de defensa, de encauzamiento y obras complementarias.*
- *Conclusiones y recomendaciones.*

1.3 ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTECNICOS

1.3.1 Estudios Geológicos

1.3.1.1 Objetivos

Establecer las características geológicas, tanto local como general de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

1.3.1.2 Alcance

El programa de estudios deberá considerar exploraciones de campo, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto.

Los estudios geológicos y geotécnicos comprenderán:

- *Revisión de información existente y descripción de la geología a nivel regional y local.*
- *Descripción geomorfológica.*
- *Zonificación geológica de la zona.*
- *Definición de las propiedades físicas y mecánicas de suelos y/o rocas.*
- *Definición de zonas de deslizamientos, huaycos y aluviones sucedidos en el pasado y de potencial ocurrencia en el futuro.*
- *Recomendación de canteras para materiales de construcción.*
- *Identificación y caracterización de fallas geológicas.*
- *Entre otros.*

1.3.2 Estudios Geotécnicos

1.3.2.1 Objetivos

Establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

1.3.2.2 Alcances

El estudio debe considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y las condiciones del suelo que permitan determinar los parámetros geotécnicos. Los estudios deberán comprender la zona de ubicación del puente, estribos, pilares y accesos.

Los Estudios geotécnicos comprenderán:

- *Ensayos de campo en suelos y/o rocas.*
- *Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o roca extraídas de la zona.*
- *Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.*
- *Definición de tipos y profundidades de cimentación adecuada, así como parámetros geotécnicos preliminares para diseño del puente a nivel anteproyecto.*
- *Dependiendo de la envergadura del proyecto y del tipo de suelo se deberán realizar sondajes (perforaciones) complementadas con refracción sísmica, o excavaciones de verificación.*
- *Presentación de los resultados y recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.*

1.3.2.3 Sondajes

La cantidad y profundidad de los sondajes se deberán definir tomando en cuenta la magnitud y complejidad del proyecto, así como las condiciones locales del subsuelo y de la información existente que se obtenga. En el presente Manual en el Artículo 2.8.0.3 (10.4.2 AASHTO) se presenta la tabla 2.8.0.3-1, en la que se definen la cantidad y profundidad de los sondajes de exploración mínimos. La Entidad podrá establecer en el contrato los requerimientos que considere técnicamente convenientes para casos particulares de sondajes tanto en número como en profundidad.

Para puentes menores a 10.00 m., de luz entre ejes de apoyos, se podrá efectuar exploraciones directas, mediante una perforacion diamantina en un apoyo complementada por exploraciones geofísicas en cada punto de apoyo. De verificarse una variación estratigráfica, geotécnicamente significativa, se deberá efectuar una perforación adicional en el otro apoyo.

1.3.2.4 Ensayos de Campo

Los ensayos de campo serán realizados para obtener los parámetros de resistencia y deformación de los suelos o rocas de fundación, así como el perfil estratigráfico con sondajes que estarán realizadas en función de la longitud del puente, número de estribos, pilares y longitud de accesos. Los métodos de ensayo realizados en campo deben estar claramente referidos a prácticas establecidas y normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos. Pueden considerarse los ensayos que se listan a continuación:

a) *Ensayos en Suelos:*
   - *Ensayo de Penetración Estándar (SPT).*
   - *Ensayo de Cono Estático (CPT).*
   - *Ensayo de Veleta de Campo.*
   - *Ensayo de Presurometría.*
   - *Ensayo de Placa Estático.*
   - *Ensayo de Permeabilidad.*
   - *Ensayo de Refracción Sísmica.*

b) *Ensayos en Rocas:*
   - *Ensayo de Compresión Uniaxial en Roca débil.*
   - *Determinación de la Resistencia al Corte Directo, en discontinuidades de roca.*
   - *Ensayo de Carga en Placa Flexible.*
   - *Ensayo de Carga en Placa Rígida.*
   - *Ensayo con el Método de Fracturamiento Hidráulico.*

1.3.2.5 Ensayos de Laboratorio

Los métodos usados en los ensayos de laboratorio deben estar claramente referidos a normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos. Pueden considerarse los ensayos que se listan a continuación:

a) *Ensayos en Suelos:*
   - *Contenido de humedad.*
   - *Gravedad específica.*
   - *Distribución granulométrica.*

- *Determinación del límite líquido y límite plástico.*
- *Ensayo de corte directo.*
- *Ensayo de compresión no - confinada.*
- *Ensayo triaxial no consolidado - no drenado.*
- *Ensayo triaxial consolidado - no drenado.*
- *Ensayo de consolidación.*
- *Ensayo de permeabilidad.*
- *Ensayo proctor modificado y CBR.*

b) *Ensayos en Rocas:*

- *Determinación del módulo elástico*
- *Ensayo de compresión triaxial*
- *Ensayo de compresión no confinada*
- *Ensayo de resistencia a la rotura*

1.3.3 Interrelación con los Estudios Hidrológicos

En caso de puentes sobre cursos de agua, la información sobre la geomorfología y las condiciones del subsuelo del cauce y alrededores son complementarias con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de elementos de subestructura se realizará tomando en cuenta además la influencia de la socavación y la subpresión en el diseño. El nivel de cimentación deberá estar por debajo de la profundidad de socavación estimada.

Ver en Artículo 1.2.4, lo referente a las profundidades que deben tener las cimentaciones superficiales, así como las profundas con respecto al nivel máximo de socavación.

1.3.4 Documentación

Los estudios deberán ser documentados y contendrán, como mínimo, lo siguiente:

- *Exploración geotécnica. Indicación de sondajes y ensayos de campo y laboratorio realizados. Se indicarán las normas de referencia usadas para la ejecución de los ensayos. Los resultados de los sondajes deben ser presentados con descripciones precisas de los estratos de suelo y/o base rocosa, clasificación y propiedades físicas de los suelos y/o rocas, indicación del nivel freático y resultados de los ensayos de campo.*
- *Descripción precisa de los estratos de suelos, clasificación y propiedades físicas de los suelos.*
- *Indicación del nivel freático.*
- *De los resultados de ensayos de campo y de laboratorio. Como mínimo se deben establecer los siguientes parámetros, de acuerdo al tipo de suelo: peso volumétrico, resistencia al corte, compresibilidad, potencial de expansión o de colapso, potencial de licuación. En caso de rocas, se deberán establecer: dureza, compacidad, resistencia al intemperismo, índice de calidad y resistencia a la compresión.*
- *Tipos y profundidades de cimentación recomendadas.*
- *Normas de referencia usados en los ensayos.*
- *Canteras para materiales de construcción y características de los materiales de las canteras.*
- *Zonas de deslizamientos, huaycos y aluviones pasados.*
- *Conclusiones y recomendaciones.*

1.4 ESTUDIO SÍSMICO

La filosofía de diseño sismoresistente, tiene como objetivo que los puentes permanezcan funcionales y que sus componentes estructurales se comporten dentro del régimen elástico, después de ocurrido un evento sísmico moderado ; por otra parte, en el caso de ocurrencia de un sísmo extraordinario, se acepta cierto nivel de daño sin que se ponga en riesgo la estabilidad de la estructura.

El Manual no siendo ajeno a los avances técnologicos, permitirá dar pasos para su implementación progresiva en el caso particular de diseños con sistemas de aisladores y disipadores de energía, admitiendo dos criterios:

1) *Aislamiento total: el objetivo es evitar el daño en los elementos estructurales en niveles del sísmo de diseño, a diferencia de un puente convencional en el que se espera que la deformacion inelástica de alguno de sus elementos contribuya a disipar la energía que introduce el sísmo en la estructura.*

2) *Aislamiento parcial: tiene como objetivo disminuir las fuerzas sísmicas en los elementos estructurales, pero deberá mantener el mismo nivel de comportamiento sísmico que en el caso de puentes convencionales.*

El Aislamiento sísmico es la tecnología en la cual se reduce la fuerza inercial actuante sobre una estructura y simultaneamente provee a los apoyos aislados de la superestructura la capacidad de deformación para absorber la energía de la vibración y aumentar el amortiguamiento en la estructura.

Dado que a la actualidad no existe experiencia suficiente en puentes con aislamiento sísmico que hayan experimentado sísmos de gran intensidad, queda a criterio de los ingenieros estructurales, garantizar la capacidad de disipación de energía, la distribución de las fuerzas inerciales en las subestructuras que permita un control de daño en los apoyos y pilares, la vida útil de diseño de los aisladores, entre otros.

1.4.1 Estudio de Peligro Sísmico

Los estudios de peligro sísmico tendrán como finalidad la determinación de espectros de diseño que definan las componentes horizontal y vertical del sísmo a nivel de la cota de cimentación. Ver en Apéndice A3 los mapas de isoaceleraciones para la elaboración del espectro de diseño en el área del proyecto del puente.

1.4.2 Requisitos Mínimos

En ningún caso serán las fuerzas sísmicas menores que aquellas especificadas en la sección 2.4.3.11 del Título II del presente Manual.

1.4.3 Requerimiento de los Estudios

El alcance de los estudios de peligro sísmico dependerá de:

- *La zona sísmica donde se ubica el puente.*
- *El tipo de puente y su longitud.*
- *Las características del suelo.*

Para los casos siguientes podrán utilizarse directamente las fuerzas sísmicas mínimas especificadas en el Título II de este Manual, sin que se requieran estudios especiales de peligro sísmico para el sitio:

- *Puentes convensionales ubicados en la zona sísmica 1, independientemente de las características de las características operacionales y de la geometría.*
- *Puentes de una sola luz, simplemente apoyados en los estribos, independientemente de la zona donde se ubiquen.*
- *Otros puentes que no correspondan a los casos explícitamente listados en lo que sigue.*

Se requerirán estudios de peligro sísmico para los puentes no convencionales que se ubiquen en las zonas 1, 2, 3 ó 4, en los siguientes casos:

- *Puentes colgantes, puentes atirantados, puentes de arco y todos aquellos puentes con sistemas estructurales no convencionales, ver Artículo 2.4.3.11.1* **(3.10.1 AASHTO).**
- *Otros puentes de gran longitud, incluyendo puentes continuos y simplemente apoyados de múltiples luces.*

1.4.4 Alcances

Cuando se requiera un estudio de peligro sísmico para el sitio, éste deberá comprender como mínimo lo siguiente:

- *Recopilación y clasificación de la información sobre los sismos observados en el pasado, con particular referencia a los daños reportados y a las posibles magnitudes y epicentros de los eventos.*
- *Antecedentes geológicos, tectónica y sismotéctonica y mapa geológico de la zona de influencia.*
- *Estudios de suelos, definiéndose la estratigrafía y las características físicas más importantes del material en cada estrato. Cuando sea procedente, deberá determinarse la profundidad de la capa freática.*
- *Prospección geofísica, determinándose velocidades de ondas compresionales y de corte a distintas profundidades.*
- *Determinación de las máximas aceleraciones, velocidad y desplazamiento en el basamento rocoso correspondientes al "sismo de diseño" y al "máximo sismo creíble". Para propósitos de este Manual se define como sismo de diseño al evento con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años de exposición, lo que corresponde a un período de retorno promedio de aproximadamente 1000 años.*
- *Determinación de espectros de respuesta (correspondientes al "sismo de diseño") para cada componente, a nivel del basamento rocoso y a nivel de la cimentación.*

1.4.5 Métodos de Análisis

La información de sismos pasados deberá comprender una región en un radio no menor que 500 km desde el sitio en estudio.

El procesamiento de la información se hará utilizando programas de cómputo de reconocida validez y debidamente documentados. Deberán igualmente justificarse las expresiones utilizadas para correlacionar los diversos parámetros.

Los espectros de respuesta serán definidos a partir de la aceleración, la velocidad y el desplazamiento máximos, considerando relaciones típicas observadas en condiciones análogas.

Cuando la estratigrafía sea aproximadamente uniforme, los estudios de amplificación sísmica podrán realizarse con un modelo monodimensional. El modelo deberá ser capaz de transmitir componentes de hasta 25 Hertz sin filtrar significativamente la señal.

1.4.6 Documentación

El estudio deberá ser documentado mediante un informe que contendrá, como mínimo, lo siguiente:

- *Base de datos de eventos sísmicos utilizada para el estudio.*
- *Resultados de los estudios de geología, tectónica y sismotectónica de suelos y de la prospección geofísica.*

- *Hipótesis y modelos numéricos empleados, justificando los valores utilizados. Esta información deberá ser presentada con un detalle tal que permita a cualquier otro especialista reproducir los resultados del estudio.*
- *Espectros de respuesta a nivel del basamento rocoso y a nivel de cimentación.*
- *Conclusiones y recomendaciones.*

1.5 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

1.5.1 Enfoque

La construcción de un puente modifica el medio y en consecuencia las condiciones socio - económicas, culturales y ecológicas del ámbito donde se ejecutan; Por tanto es importante que se realice un estudio que prevea el control de los impactos de esta infraestructura. Muchas veces esta modificación es positiva para los objetivos sociales y económicos que se tratan de alcanzar, pero en muchas otras ocasiones la falta de un debido planeamiento en su ubicación, fase de construcción y etapa de operación ocasionan impactos negativos a nivel ambiental y social debido a la alteración del medio.

1.5.2 Objetivos y Alcances

Los Estudios de Impacto Ambiental tendrán como finalidad:

- *Identificar en forma oportuna el problema ambiental, incluyendo una evaluación de impacto ambiental en la concepción de los proyectos. De esta forma se diseñarán proyectos con mejoras ambientales y se evitará, atenuará o compensará los impactos adversos.*
- *Establecer las condiciones ambientales de la zona de estudio.*
- *Definir el grado de agresividad del medio ambiente sobre la subestructura y la superestructura del puente.*
- *Establecer el impacto que pueden tener las obras del puente y sus accesos sobre el medio ambiente, a nivel de los procedimientos constructivos y durante el servicio del puente.*
- *Recomendar las especificaciones de diseño, construcción y mantenimiento para garantizar la durabilidad del puente.*
- *Establecer un Plan de Manejo Socio Ambiental que mitigue los impactos identificados de acuerdo a su nivel de significancia.*

1.5.3 Requerimiento de los Estudios

La elaboración de los Estudios de Impactos Ambientales esta regulada por la ley del Sistema Nacional de Evaluación de Impactos Ambiental (SEIA), Ley N° 27446, y su reglamento aprobado por el DS N° 019-2009-MINAM.

Los Estudios de Impactos Ambientales deben desarrollarse de acuerdo al marco legal citado y la normativa vigente.

1.6 ESTUDIOS DE TRÁFICO

1.6.1 Objetivo

El estudio de tráfico es necesario para determinar las características geométricas y estructurales del puente. Para lo cual se deberá cuantificar, clasificar y determinar la demanda vehicular actual y proyectada.

1.6.2 Metodología.

- *Conteos y clasificación vehicular*

  Los conteos o aforos vehiculares se realizaran en la vía que contiene o ubicará el puente, identificando una zona de influencia directa, donde se dispondrá la ubicación de estaciones (punto de aforo o conteo), estas estaciones deberán presentarce por el consultor o especialista mediante un plano y detallar los trabajos a realizarce en una memoria descriptiva.

  El conteo y clasificación vehicular se realizara por cada sentido de circulación vial, la medición de conteo será por un periodo mínimo de siete (07) días consecutivos, durante las 24 horas del día.

  El estudio de tráfico, deberá diferenciar el volumen determinado en; composición vehicular, direccionalidad (giros), por horas punta y valle, para vehículos y peatones.

- *Análisis y consistencia de la información*
  Esto se llevara a cabo comparando con estadísticas existentes a fin de obtener factores de correccion para cada estación.

- *Tráfico actual*

  Para el cálculo del IMDA (Índice Medio Diario Anual), los conteos obtenidos de campo (zona de influencia), deberán de corregirse en bases a los factores de corrección obtenidos del análisis y consistencia de la información.

  De acuerdo a la demanda actual determinada, se deberá estimar la demanda proyectada, con el fin de evaluar el horizonte del proyecto.

1.6.3 Documentación

Los estudios de tráfico deberán ser documentados mediante un informe que contendrá como mínimo lo siguiente:

- *Generalidades.*
- *Objetivo.*
- *Antecedentes.*
- *Área de influencia del estudio.*
- *Metodología general.*
- *Descripción de los trabajos realizados.*
  - *Plano ubicando las estaciones de control.*
- *Factores de correccion estacional.*
  - *Índice medio diario anual (I.M.D.A) por estación y sentido.*
  - *Proyección del tráfico actual.*
- *Conclusiones y recomendaciones.*
- *Anexos*

1.7 ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS

1.7.1 Objetivos

Realizar coordinaciones con entidades públicas, entidades del sector privado y con terceros a fin de cumplir con todo lo estipulado en los términos de referencia.

1.7.2 Alcances

Los estudios se refieren a aquellos trabajos que son complementarios a los estudios básicos, como son las instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, señalización, coordinaciones con terceros y cualquier otro que sea necesario para el proyecto.

En lo que se refiere a instalaciones eléctricas, la factibilidad del servicio, así como su punto de aplicación, y en lo que se refiere a Instalaciones Sanitarias, la verificación y posibles influencias de las redes existentes de agua y/o desagüe serán coordinadas con los organismos encargados de los servicios de electricidad y saneamiento respectivamente.

La señalización deberá estar de acuerdo con las necesidades del puente y accesos y en concordancia con el Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor para Calles y Carreteras - vigente. Cualquier imprevisto o problema deberá ser coordinado con la autoridad competente.

1.7.3 Documentación

Se deberá documentar mediante un informe detallado de todas las coordinaciones efectuadas. Este informe deberá incluir por lo menos:

- *Documentos que iniciaron las coordinaciones y sus respectivas respuestas.*
- *El informe deberá contener puntos más importantes de las coordinaciones, indicando fechas, nombres y direcciones o teléfono de los responsables de dichas coordinaciones.*
- *Planos y/o esquemas que se requieran.*
- *Conclusiones y recomendaciones.*
- *Entre otros.*

1.8 ESTUDIOS DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS

1.8.1 Objetivos

Definición de las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente.

1.8.2 Alcances

Los estudios comprenden:

Diseño Geométrico:

- *Definición del alineamiento horizontal y perfil longitudinal del eje en los tramos de los accesos.*
- *Definición de las características geométricas (ancho) de la calzada, bermas y cunetas en las diferentes zonas de corte y relleno de los accesos.*

Trabajos Topográficos:

- *Levantamiento topográfico con curvas a nivel cada 1 m y con secciones transversales cada 10 ó 20 m.*
- *Estacado del eje con distancias de 20 m para tramos en tangente y cada 10 m para tramos en curva.*
- *Referenciación de los vértices (PI) de la poligonal definitiva y los puntos de principio (PC) o fin (PT) de las curvas, respecto a marcas en el terreno o monumentación de concreto debidamente protegidos que permitan su fácil ubicación.*
- *Cálculo de las coordenadas de los vértices de la poligonal definitiva teniendo como referencia los hitos geodésicos más cercanos.*

Diseño de Pavimentos:

- *Determinación de las características geométricas y dimensiones técnicas del pavimento de los accesos, incluyendo la carpeta asfáltica, base y sub-base.*

Diseño de Señalización y Dispositivos de Control:

- *Ubicación de cada tipo de señal y dispositivos de control con su respectivo plano.*

1.8.3 Documentación

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá como mínimo lo siguiente:

- *Planos de curvas a nivel de una franja de ancho mínimo de 100 m. mostrando el alineamiento horizontal adoptado de los accesos.*
- *Perfil longitudinal de los accesos.*
- *Secciones transversales típicas en corte y relleno.*
- *Cálculos justificatorios, dimensiones y especificaciones técnicas de pavimentos, base, sub-base y superficie de rodadura.*

1.9 ESTUDIOS DE ALTERNATIVAS A NIVEL DE ANTEPROYECTO

1.9.1 Objetivos

Preparar anteproyectos en base a las condiciones naturales de la zona de emplazamiento del puente (estudios de ingeniería básica) y a las diversas soluciones técnicamente factibles, para luego de una evaluación Técnico - Económica elegir la o las soluciones más convenientes.

1.9.2 Alcances

En esta parte se definirá las características básicas o esenciales del puente de cada alternativa de anteproyecto a nivel de un pre-dimensionamiento y que permita su evaluación técnica y económica antes de su desarrollo definitivo. El anteproyecto deberá definir como mínimo lo siguiente:

- *Longitud total y tipo de estructura.*
- *Dimensiones de las secciones transversales típicas.*
- *Altura de la rasante y gálibo.*
- *Tipo de estribos y cimentación, anotando las dimensiones básicas.*
- *Longitud de accesos.*
- *Procedimientos constructivos.*
- *Metodologías principales de cálculo.*
- *Metrados, costos estimados y presupuesto.*
- *Plano topográfico de ubicación del puente con indicación de los puntos de referencia y niveles.*
- *Criterios de Hidrología, Hidráulica y Geotecnia que justifique la solución adoptada.*

1.9.3 Documentación

El estudio deberá ser documentado mediante un informe que contendrá como mínimo, lo siguiente:

- *Descripción y Análisis de cada alternativa.*
- *Planos de planta, elevación cortes principales y plano de ubicación para cada alternativa.*
- *Conclusiones y recomendaciones.*

1.10 CLASIFICACION DE PUENTES

1.10.1 *Según la luz libre entre ejes de apoyo*

Las estructuras de los puentes se clasificarán en:

a) Puentes: las estructuras cuya luz libre entre ejes de apoyo es igual o mayor que 6.00m y que forma parte de una carretera o está localizado sobre o por debajo de ella, y

b) Obras de arte menores: las estructuras cuya luz libre entre ejes de apoyo es menor que 6.00m, como son, por ejemplo, las alcantarillas metálicas o de concreto.

1.10.2 *Además, los puentes se pueden clasificar de otras diferentes maneras, tal como se describe a continuación:*

A Según la Naturaleza de la Vía Soportada

Se distinguen puentes para carretera, para ferrocarril, para trenes eléctricos de pasajeros, para acueductos, puentes para peatones y los puentes para aviones que existen en los aeropuertos; también existen puentes de uso múltiple.

B Según el Material

Existen puentes de piedra, madera, sogas, hierro, acero, concreto armado, concreto preesforzado, y últimamente de materiales compuestos (fibras de vidrio, fibras de carbón, etc.). La clasificación se hace considerando el material constitutivo de los elementos portantes principales.

C Según el Sistema Estructural Principal

Los puentes se clasifican en las siguientes tres grandes categorías: los puentes tipo viga, los puentes tipo arco, y los puentes suspendidos.

C.1 Los Puentes Tipo Viga

Pueden ser de tramos simplemente apoyados, tramos isostáticos tipo gerber o cantiléver, tramos hiperestáticos o continuos. En los puentes tipo viga, el elemento portante principal está sometido fundamentalmente a esfuerzos de flexión y cortante. Los puentes losa se clasifican dentro de los puentes tipo viga, a pesar que el comportamiento de una losa es diferente al de una viga o conjunto de vigas, Fig. 1.10-a

C.2 Los Puentes en Arco

Pueden ser de muy diversas formas, de tablero superior, de tablero intermedio y de tablero inferior, de tímpano ligero o de tímpano relleno o tipo bóveda. Fig. 1.10-b

Los puentes pórtico pueden ser considerados un caso particular de los puentes tipo arco, existen con columnas verticales y con columnas inclinadas.

C.3 Los Puentes Suspendidos

Pueden ser colgantes, atirantados o una combinación de ambos sistemas, por ejemplo, ver Fig. 1.10-c

D Según la Forma de la Geometría en Planta

Los puentes pueden ser rectos, esviajados o curvos.

E Según su Posición Respecto a la Vía Considerada

Se clasifican como pasos superiores y pasos inferiores.

F Según el Tiempo de Vida Previsto

Los puentes se clasifican en puentes definitivos y en puentes temporales

F.1 Puentes Definitivos

Los puentes definitivos deben ser diseñados para una vida en servicio de 75 años. Las especificaciones del presente Manual han sido elaboradas con ese objetivo. Para los puentes definitivos se debe dar preferencia a los esquemas estructurales con redundancia, ductilidad, mayor durabilidad y facilidad de mantenimiento.

F.2 Puentes Temporales

Los puentes temporales son aquellos cuya utilización debe ser por un tiempo limitado no mayor de 5 años. Para los puentes temporales se pueden utilizar esquemas estructurales con menor redundancia, por ejemplo: puentes prefabricados modulares simplemente apoyados, en cuyo caso se deberá usar un factor de redundancia $nR \geq 1.05$. En cuanto a los materiales estos serán de acuerdo a las especificaciones particulares que establezca la Entidad en cada caso. Los puentes temporales deben ser diseñados para las mismas condiciones y exigencias de seguridad estructural que los puentes definitivos.

G Según la Demanda de Tránsito y Clase de la Carretera

En el Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG - vigente, se clasifica las carreteras en función de la demanda de tránsito como: Autopistas de Primera Clase, Autopistas de Segunda Clase, carreteras de 1ra. Clase, de 2da. Clase, de 3ra. Clase y Trochas Carrosables. En consecuencia, por consistencia con la norma de diseño de carreteras, los puentes en el Perú se clasificarán en la misma forma:

- *Puentes para Autopistas de Primera Clase.*
- *Puentes para Autopistas de Segunda Clase.*
- *Puentes para Carreteras de 1ra. Clase.*
- *Puentes para Carreteras de 2da. Clase.*
- *Puentes para Carreteras de 3ra. Clase Y*
- *Puentes para Trochas Carrozables.*

La sección transversal en los puentes mantendrá la sección típica del tramo de la carretera en el que se encuentra el puente, incluyendo las bermas.

El diseño geométrico de la sección transversal de los puentes, deberá cumplir con lo establecido en el Artículo 2.1.4.3.2.

H Clasificación de Acuerdo a la Importancia Operativa

Para el diseño del puente, el propietario debe asignar la importancia operativa del puente de acuerdo a la siguiente clasificación:

- *Puentes Importantes.*
- *Puentes Típicos.*
- *Puentes relativamente menos importantes.*

En base a esta clasificación, se asignará el factor η_i según lo indicado en el Artículo 2.3.2.5 (1.3.5 AASHTO)

Mediante este factor, se incrementa los efectos de las cargas de diseño para los puentes importantes y se disminuye para los puentes relativamente menos importantes.

I Clasificación para Fines del Diseño Sísmico

Para fines del diseño sísmico de los puentes, el Propietario deberá clasificar el puente en una de las tres categorías siguientes según su importancia:

- *Puente Críticos,*
- *Puentes Esenciales, u*
- *Otros puentes.*

I.1 Puentes Esenciales

Son aquellos puentes que deberían, como mínimo, estar abiertos para vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después del sísmo de diseño, con un periodo de retorno de 1000 años.

I.2 Puentes Críticos

Son aquellos puentes que deben permanecer abiertos para el tránsito de todo tipo de vehículos despues del sísmo de diseño y deben poder ser utilizados por vehículos de emergencia para propósitos de seguridad y/o defensa inmediatamente después de un gran sísmo, por ejemplo, un evento de periodo de retorno de 2500 años.

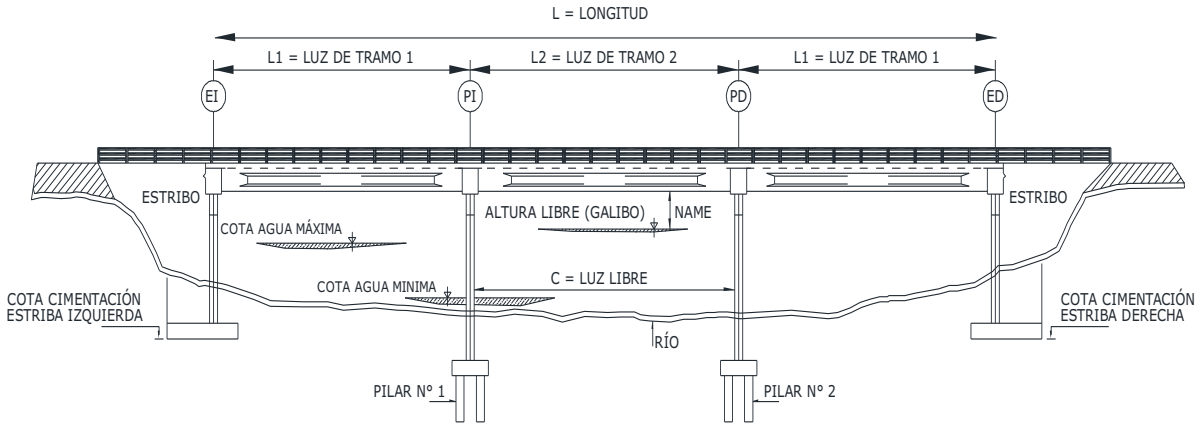
I.3 Otros Puentes

Los puentes que no son Críticos ni Esenciales

De acuerdo a esta clasificación se deberá considerar los efectos sísmicos según lo especificado en el Artículo 2.4.3.11.6 del Manual de Puentes.

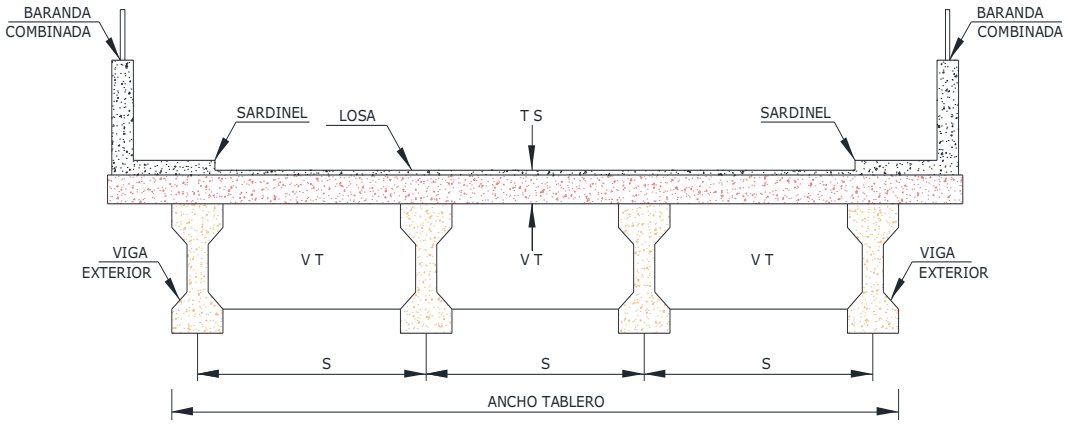
J Según el Sistema de Construcción

- *Puente Segmentales. Puente Lanzados.*
- *Puente sobre Obra Falsa.*
- *Puente Prefabricado.*



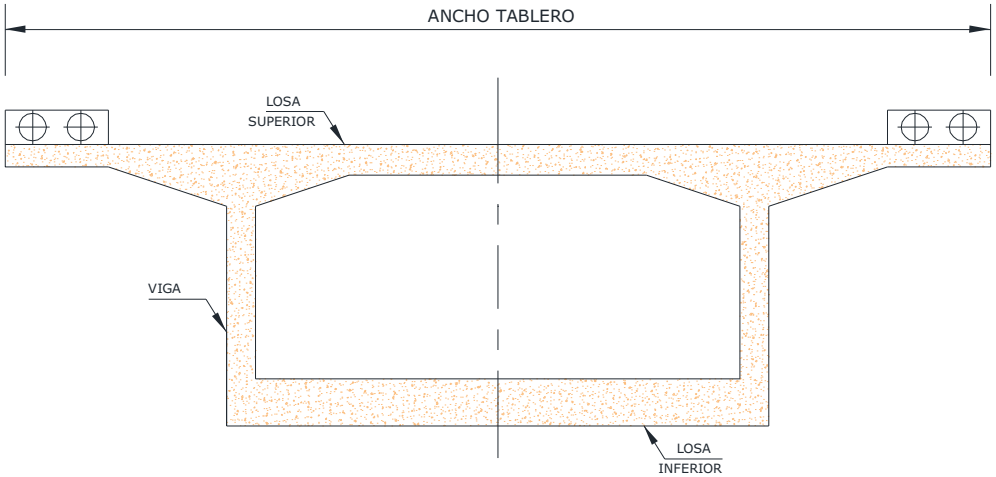
ELEVACIÓN

NAME: NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS EXTRAORDINARIAS



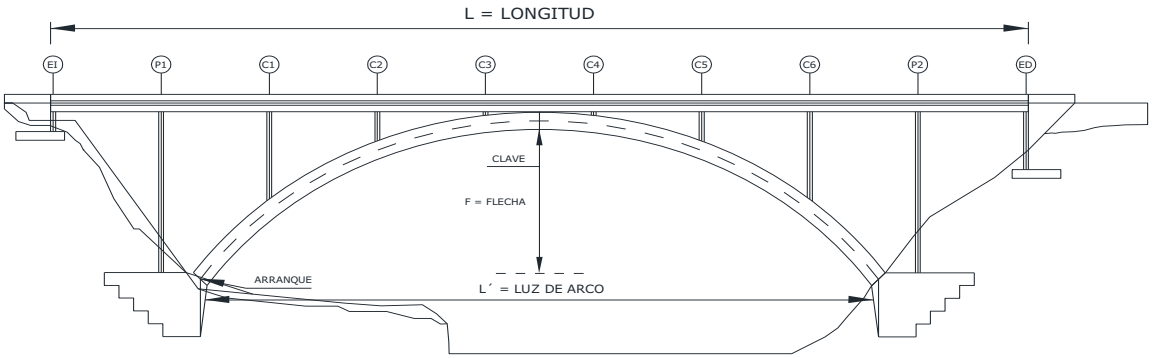
V T = VIGA TRANSVERSAL A DIAFRAGMA

SECCION TRANSVERSAL : TABLERO CON VIGAS I

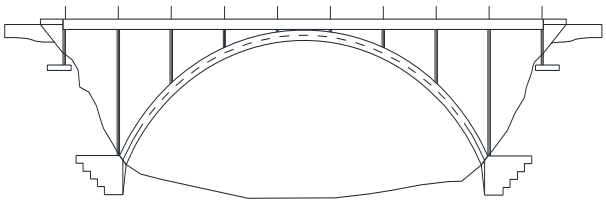


SECCION TRANSVERSAL : VIGAS CAJÓN

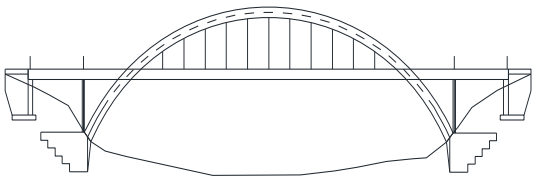
Figura 1.10-a *Puentes Tipo Viga*



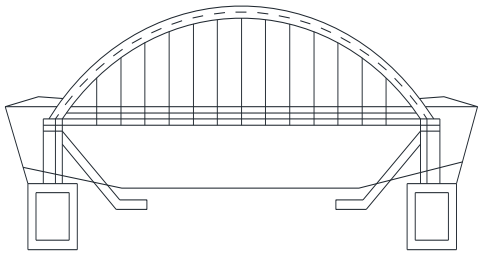
ELEVACIÓN



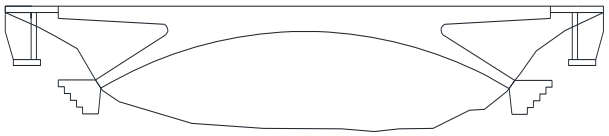
ARCO DE TABLERO SUPERIOR



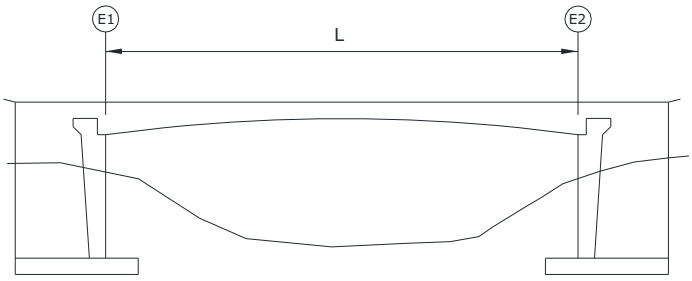
ARCO DE TABLERO INTERMEDIO



ARCO DE TABLERO INFERIOR



PORTICO CON COLUMNAS INCLINADAS



PUENTE TIPO PORTICO

Figura 1.10-b *Puentes Tipo Arco y Portico*

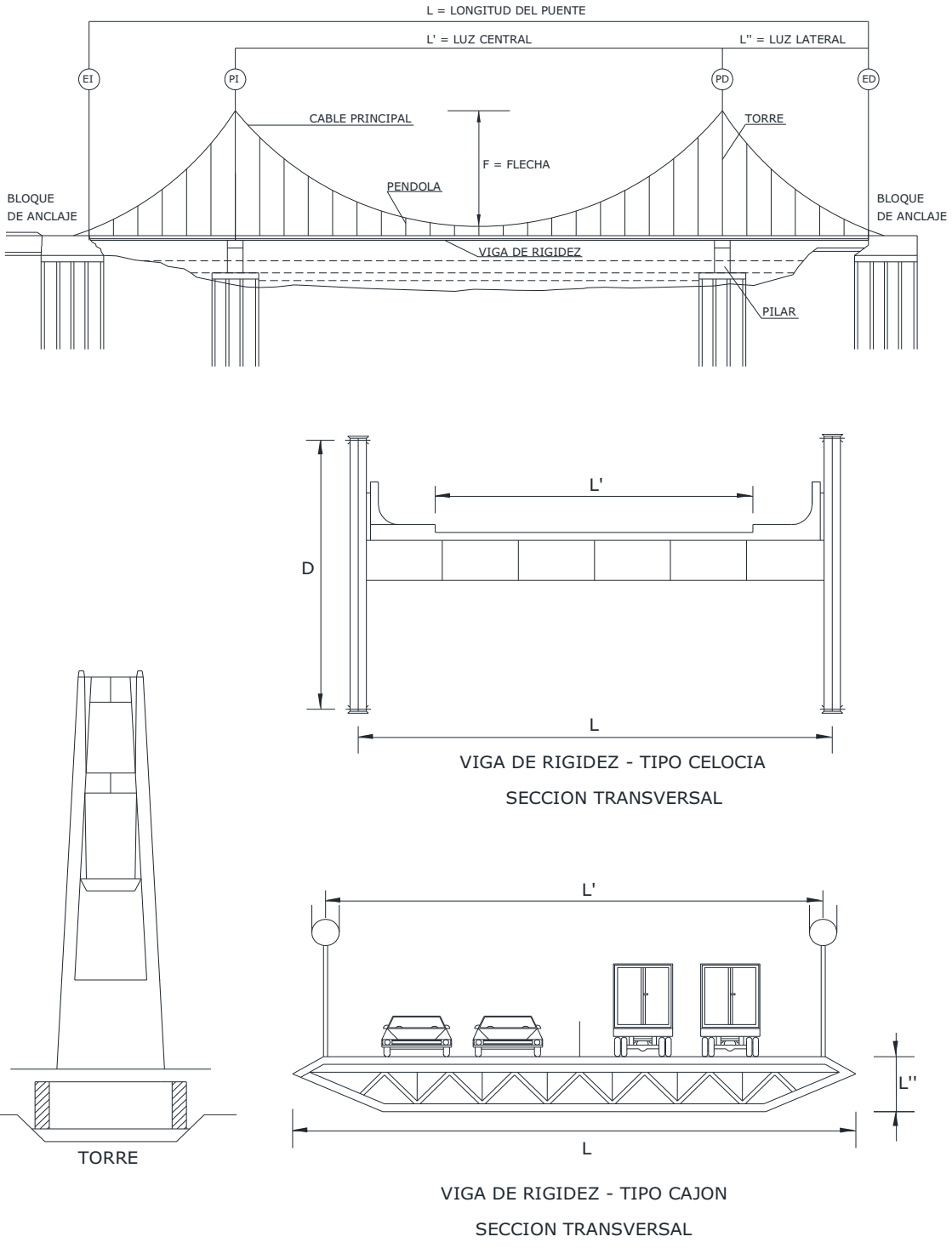


Figura 1.10-c *Puente Colgante*

TITULO II

DEL PROYECTO DE INGENIERÍA

TITULO II

DEL PROYECTO DE INGENIERÍA

2.1 ELEMENTOS DEL PROYECTO

2.1.1 Generalidades

Para los fines de este Manual de Puentes se establecen los elementos que componen el proyecto. Se requieren estudios multidisciplinarios cuyos datos son clasificados en dos grupos:

2.1.1.1 Información de la Ingeniería Básica

Son aquellos estudios que se requieren para la concepción de las alternativas de diseño del proyecto.

2.1.1.2 Elementos Básicos del Proyecto.

Son aquellos elementos cuyo uso determina las dimensiones y las características de detalle del proyecto. En esta clasificación se consideran:

- *Normas Generales.*
- *Materiales.*

Antes del inicio del proyecto es indispensable que el proyectista haya inspeccionado la zona del proyecto y tenga pleno conocimiento de las condiciones regionales del mismo.

2.1.2 Información de la Ingeniería Básica

La información a considerar en el proyecto de un puente son los siguientes:

- *Estudios Topográficos.*
- *Estudios de Hidrología e Hidráulica.*
- *Estudios Geológicos y Geotécnicos.*
- *Estudio Sísmico.*
- *Estudios de Impacto Ambiental.*
- *Estudios de Tráfico.*
- *Estudios Complementarios.*
- *Estudios de Trazo de la vía.*
- *Estudios de Alternativa de Anteproyecto.*

2.1.3 Elementos Básicos del Proyecto

2.1.3.1 Definición

Se consideran como elementos básicos del proyecto los reglamentos y normas generales vigentes al momento de la convocatoria a los estudios, especificaciones, manuales, detalles estándar y principios básicos que debe ser seguido en la elaboración de los proyectos de puentes.

2.1.3.2 Normas Generales

La preparación de los proyectos deberá seguir las condiciones generales establecidas en el presente Manual. El desarrollo de todos los elementos del proyecto deberá ser efectuado de acuerdo con las normas nacionales vigentes y, en los casos que se indique, de acuerdo con normas extranjeras relacionadas con la especialidad.

2.1.3.3 Materiales

(5.4 AASHTO)

Los materiales deberán satisfacer las especificaciones de las normas indicadas en este Manual de Puentes, tal como se especifica en el Capitulo 2.5 (5.4 AASHTO).

El uso de un material para el cual no exista normalización alguna, deberá ser autorizado por la entidad competente durante la fase del anteproyecto.

2.1.3.3.1 Concreto

(5.4.2 AAHSTO)

El concreto empleado en la construcción de puentes debe ser dosificado y controlado, conforme a lo establecido en el Artículo 2.5.4 (5.4.2 AAHSTO) y, de esta norma de referencia. En el proyecto se deberá especificar la resistencia, característica necesaria para atender todas las solicitaciones durante el tiempo de vida útil previsto. Además deberán ser indicados el diámetro máximo del agregado, relación agua-cemento y otras características que garanticen una durabilidad y apariencia adecuadas para el concreto.

Los materiales componentes del concreto; cemento, agregados, agua y, eventualmente, aditivos, deberán cumplir con las especificaciones de las Normas Técnicas Peruanas (NTP) en vigencia y en casos que se indique de acuerdo a normas extranjeras relacionadas con la especialidad. Este Manual puede referirse a la Norma Técnica Peruana de Edificación NTE-E.060 de Concreto Armado, capítulo 3 – Materiales.

Deberán ser establecidas las propiedades del concreto tales como la resistencia especificada, compresión, fluencia, contracción, coeficiente de dilatación térmica y módulo de elasticidad. Las resistencias que se especifiquen se consideran mínimas de tal forma que sean siempre respetadas durante las etapas de diseño y construcción de las obras. La adopción de los valores indicados debe ser hecha luego de haber verificado la posibilidad de obtención de las resistencias especificadas en el lugar de la obra.

2.1.3.3.2 Acero

(5.4.3 AAHSTO)

Las armaduras de los elementos de concreto armado o preesforzado pueden estar constituidas por alambres, barras, cables y torones de acero. En el caso de puentes metálicos se especificarán los aceros estructurales para cada uno de los elementos, así como para los elementos de conexión (placas, pernos, soldadura). Deberán ser establecidas las siguientes propiedades: resistencia a la fluencia, resistencia máxima a la rotura, dureza a la incisión, ductilidad, soldabilidad y calidad del acero terminado. Ver Artículo 2.5.2 (5.4.3 AASHTO).

Para el caso de armaduras de concreto armado, se puede hacer referencia a la norma NTE E-060, vigente y en casos que se indique de acuerdo a normas extranjeras relacionadas con la especialidad

2.1.3.3.2.1 Acero Preesforzado

(5.4.4 AAHSTO)

El acero para las armaduras de preesforzado debe cumplir con las especificaciones ASTM correspondientes; el valor característico es la resistencia a la fluencia en caso de barras y cables, el valor mínimo de la tracción a 1% de deformación en el caso de torones, o el valor nominal que corresponde al cociente de la carga mínima a 1% de deformación entre el área nominal de la sección transversal. Ver Artículo 2.5.2.4 (5.4.4 AASHTO).

El acero de las placas de apoyo para el confinamiento de los elastómeros, deberá ser especificado en función a los valores de los esfuerzos correspondientes a la fluencia y la rotura, así como el tipo de acero empleado.

2.1.3.3.3 Elastómeros

(14.4.2.1; 14.7.5 AAHSTO)

Los elastómeros empleados en el proyecto serán especificados de acuerdo a la dureza, o el módulo de deformación transversal, y los valores máximos del esfuerzo de compresión, la rotación y la distorsión previstos para los dispositivos de apoyo. Los elastómeros para apoyos de puentes pueden ser de caucho natural o en base de cloropreno. No se emplearán elastómeros compuestos con caucho vulcanizado. El material especificado deberá tener adecuada durabilidad y capacidad para soportar las variaciones de temperatura. ***(14.4.2.1; 14.7.5 AAHSTO).***

2.1.4 Geometría

2.1.4.1 Generalidades

La integración con la vía de comunicación y el medio ambiente es el objetivo principal del proyecto geométrico del puente. En esta sección se establecen algunos aspectos relacionados con la geometría general y de detalle del puente.

Durante la elaboración del proyecto geométrico es indispensable la participación de un ingeniero estructural.

Se consideran dos aspectos dentro de la geometría del proyecto de un puente:

a) ***Geometría General y Proyecto Geométrico****.*

   Trata de la integración del proyecto del puente con un proyecto geométrico de una autopista y con las condiciones locales, topográficas, geotécnicas, hidrológicas y ambientales.

b) ***Geometría de Detalles***

   Se refiere a la presentación de dimensiones determinadas de las secciones transversales, gálibos y dispositivos estándares.

2.1.4.2 Geometría General y Proyecto Geométrico

2.1.4.2.1 Desarrollo en perfil Longitudinal

El puente debe estar integrado completamente al desarrollo del proyecto geométrico de la carretera, tanto en planta como en perfil.

2.1.4.2.2 Desarrollo en Planta

El desarrollo en planta del puente será en lo posible aquél que cruce el obstáculo, río o camino transversal aproximadamente a 90º.

En puentes angostos y esviados, con ángulos menores que 60º, podrán ser planteadas soluciones con estructuras ortogonales convencionales, utilizando apoyos intermedios en los ejes de los puentes, tales como columnas esbeltas y pequeños estribos rectangulares.

En caso de puentes esviados relativamente grandes, la dirección transversal de los elementos de la subestructura debe ser paralela a la dirección del río o del valle. En este caso, los pilares deberían ser proyectados paralelamente a la dirección de la corriente; además, los estribos deberán ser en lo posible paralelos a las márgenes de los ríos. En taludes con pendientes elevadas, los estribos y los pilares o muros deben seguir la esviación natural.

Si se proyectan columnas aisladas y esbeltas como elementos de apoyo, las soluciones convencionales sin considerar la esviación son válidas para cursos de ríos y taludes con pendientes elevadas, en la posibilidad que los estribos puedan ser colocados en la cima de los taludes.

Serán consideradas las variaciones que puedan suceder en el futuro, en el alineamiento y/o ancho del puente, carretera o accidente transpuesto, tales como cambios en el curso del río o posible ampliación del puente.

2.1.4.3 Geometría de Detalles

2.1.4.3.1 Generalidades

En esta sección se presentan los detalles y los elementos a ser considerados para su empleo y funcionamiento.

2.1.4.3.2 Secciones Transversales del Tablero

El ancho de la calzada, que es parte de la sección transversal del tablero del puente, ver figura 2.1.4.3.2-1, no será menor que el ancho del camino de acceso al puente el cual está constituido por el número de los carriles de circulación más las bermas. El resto del ancho de la sección transversal del tablero del puente será determinado en forma tal que pueda contener, de acuerdo con los fines de la vía proyectada, los siguientes elementos:

- *Vías de tráfico.*
- *Vías seguras.*
- *Veredas.*
- *Ciclovía.*
- *Elementos de protección: barreras y barandas.*
- *Elementos de drenaje.*

Se entiende por calzada el ancho libre entre sardineles de veredas y/o elementos de protección, ver Artículo 2.4.3.2.1. ***(3.6.1.1.1 AASHTO)***

Además, por consideraciones de drenaje del tablero, las secciones transversales deberán ser en lo posible de un solo tipo y establecer:

- *Pendientes transversales no nulas*
- *Pendiente transversal mínima de 2% (2 cm/m), para las superficies de rodadura*

Se deberá poner aceras o veredas para el flujo peatonal en todos los puentes, tanto en zonas rurales como en zonas urbanas.

Además se establece que el ancho mínimo de las veredas para velocidades de diseño menores a 70 km/h debe ser 1.20 m. efectivo, es decir sin incluir el ancho de barandas ni de barreras. De igual modo para velocidades de diseño mayores a 70 km/h deberán tener 1.50 m de ancho mínimo efectivo y estar protegidas por barreras.

El ancho de la sección transversal de los puentes dentro de zonas urbanas será determinado por el proyectista en coordinación con la Entidad responsable, debiendo contener los elementos mencionados anteriormente que sean indispensables. Las aceras o veredas para los peatones deben tener como mínimo 1.50 m. de ancho efectivo, debiendo protegerse con barreras.

En el caso de puentes situados parcialmente en transiciones, se justifican la variación en las pendientes, las cuales deberán ser estudiadas y justificadas.

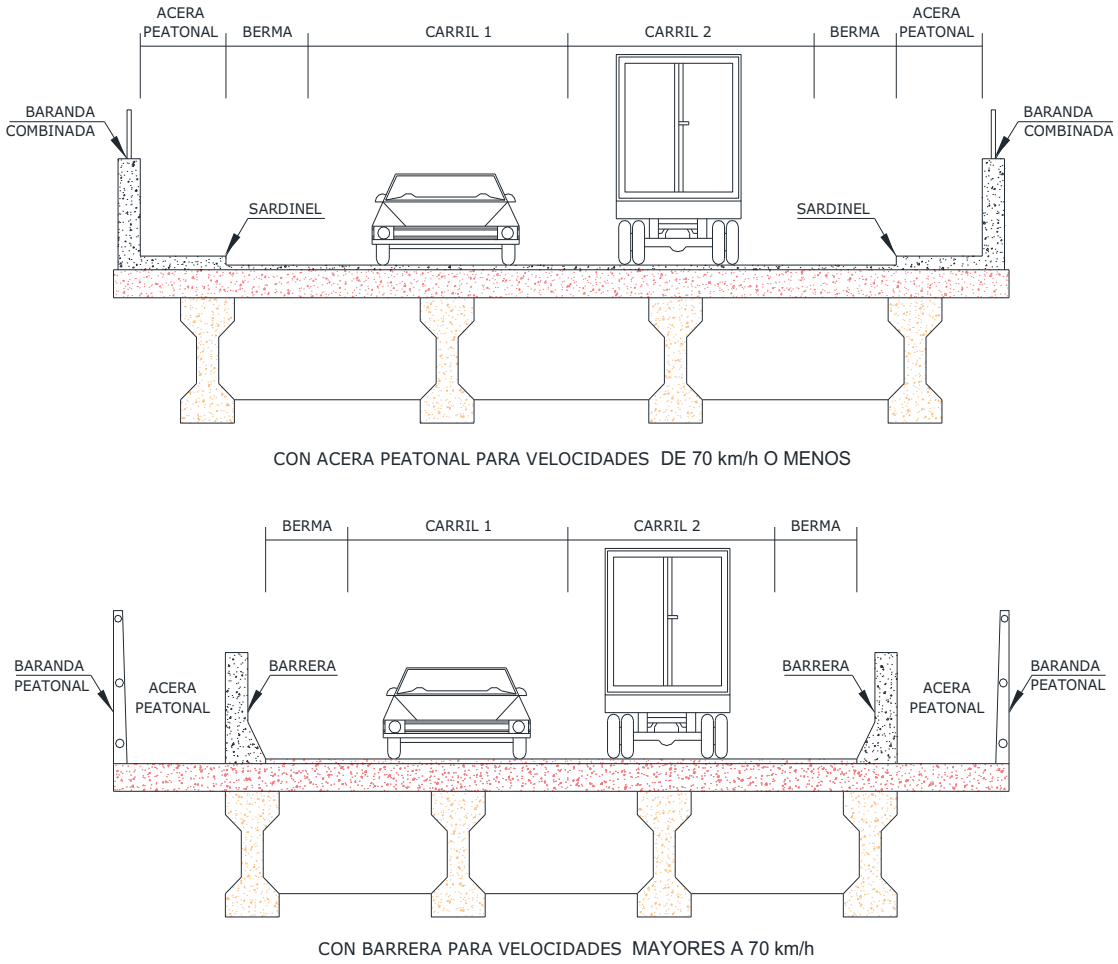


Figura 2.1.4.3.2-1 *Secciones Transversales del Tablero*

2.1.4.3.3 Gálibos o Alturas Mínimas

(2.3.3 AASHTO)

Los gálibos horizontal y vertical para puentes urbanos serán el ancho y la altura necesarios para el paso, sin obstáculo, del tráfico vehicular y de navegacion.

El galibo mínimo en pasos a desnivel sobre un camino, debe ser 5.50 m. que es la distancia vertical entre la menor cota de fondo de las vigas de la superestructura y la cota más alta, correspondiente, del pavimento del camino sobre el cual cruza. En casos excepcionales debidamente sustentados y con la autorización del propietario, se podrá reducir a un mínimo de 5.30 m.

Los gálibos especificados pueden ser incrementados si el asentamiento pre - calculado de la superestructura excede los 2.5 cm. (1.0 in)

En los puentes metálicos reticulados el gálibo mínimo debe ser 5.50 m, distancia vertical medida entre el fondo de las vigas superiores de arriostre y el correspondiente nivel del pavimento del tablero.

El galibo vertical en los puentes peatonales será 0.30 mt (1 ft) más alto que el de los puentes vehiculares.

Ancho libre: El ancho libre está dado por la calzada de la sección transversal del puente Si la carretera pasa por debajo de un puente los estribos y pilares se ubicarán fuera de las bermas y/o cunetas. De

usarse guardavias u otro dispositivo de protección, la cara que da a la carretera estará mínimo a 0.60 m. de las caras de los pilares o estribos a menos que se use una barrera rigida.

Las estructuras diseñadas para cruzar sobre vías ferroviarias deben satisfacer las normas establecidas y habitualmente empleadas por la empresa ferroviaria afectada.

Los puentes construidos sobre vías navegables deben considerar los alturas libres de navegación de esas vías; a falta de información precisa, la distancia libre horizontal podrá ser, por lo menos, dos veces el ancho máximo de las embarcaciones más un metro.

2.1.4.3.3.1 Altura Libre Sobre el Nivel del Agua de los Ríos

En los puentes sobre cursos de agua, se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.50 m de la parte más baja del fondo de la viga de la superestructura con respecto al nivel de aguas máximas extraordinarias, NAME, que corresponde al caudal de diseño cuando el río no arrastra palizadas. Para el caso de los ríos que arrastran palizadas y troncos se considerará como mínimo la altura libre de 2.50 m.

2.1.4.3.4 Dispositivos Básicos de Protección

2.1.4.3.4.1 Barreras de Concreto

Las barreras deben ser diseñadas con altura, capacidad resistente y perfil interno adecuados.

En puentes con dos vías de tráfico, puede disponerse de una barrera de mediana magnitud como elemento separador entre las dos vías. En obras urbanas, se admiten barreras especiales, más ligeras y estéticas, pero con la resistencia verificada.

Las barreras serán ubicadas como mínimo a 0.60 m. del borde de una vía y como máximo a 1.20 m.

2.1.4.3.4.1.1 Superficies de Rodadura

(2.3.2.2.4 AASHTO)

Las superficies de rodadura sobre un puente deben tener características antideslizantes; tener pendiente transversal mínimo de 2% (bombeo) en puentes rectos, la cual puede variar si el puente está en transiciones; peralte de acuerdo con el diseño de la carretera y drenajes.

2.1.4.3.4.2 Barandas

(13 AASHTO)

Esta sección se aplica a las barandas para puentes nuevos y para puentes rehabilitados en la medida que se determina que el reemplazo de las barandas es adecuado.

Esta sección indica seis niveles de ensayo para las barandas de puentes y los requisitos para los ensayos de choque asociados a las mismas. También contiene lineamientos para determinar el nivel necesario para satisfacer las Recomendaciones para los tipos de puentes más habituales y lineamientos para el diseño estructural y geométrico de las barandas.

Las barandas deben ser especificadas de tal forma que sean seguras, económicas y estéticas. Las soluciones mixtas de barandas de metal más concreto satisfacen generalmente estos requisitos. ***(13.8 AASHTO)***

La altura de las barandas para puentes peatonales será no menor que 1.10 m.; y para ciclovías será no menor que 1.40 m.

2.1.4.3.4.2.1 Barandas de Tráfico Vehicular

(13.7 AASHTO)

2.1.4.3.4.2.1.1 Sistema de Barandas

(13.7.1 AASHTO)

2.1.4.3.4.2.1.1.1 Requisitos Generales

(13.7.1.1 AASHTO)

El propósito principal de las barandas para tráfico vehicular deberá contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura. Se deberá demostrar que todas las barreras para tráfico vehicular, barandas para tráfico vehicular y barandas combinadas nuevas son estructural y geométricamente resistentes al choque.

Se deberían considerar los siguientes factores:

- *Protección de los ocupantes de un vehículo que impacta contra la barrera,*
- *Protección de otros vehículos próximos al lugar de colisión,*
- *Protección de las personas y propiedades que se encuentran en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura,*
- *Posibles mejoras futuras de las barandas,*
- *Relación costo-beneficio de las barandas, y*
- *Estética y visibilidad de los vehículos circulantes.*

Una baranda combinada que satisface las dimensiones indicadas en las Figura 2.1.4.3.4.2.4.2-1 (13.8.2-1 AASHTO) y 2.1.4.3.4.2.5.3-1 (13.9.3-1 AASHTO) que ha sido ensayado al choque junto con una acera se puede considerar aceptable para utilizar con aceras de ancho mayor o igual que 3.5 ft (1000 mm) y cordones con alturas hasta la altura utilizada en el ensayo de choque.

Se deberá demostrar que una baranda diseñada para usos múltiples es resistente al choque con o sin la acera. El uso del riel combinado para vehículos y peatones ilustrado en la Figura 2.1.4.3.4.2.1.1.1-1 (13.7.1.1-1 AASHTO) se deberá limitar a las carreteras en las cuales la velocidad máxima permitida es menor o igual que 70 km/h; además, estas barandas deberán ser ensayadas para los Niveles de Ensayo 1 o 2.

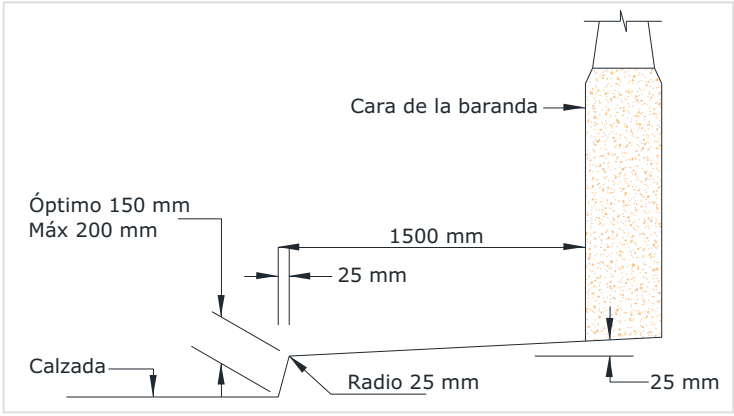


***Figura 2.1.4.3.4.2.1.1.1-1** Tipica acera sobreelevada*

(13.7.1.1-1 AASHTO)

2.1.4.3.4.2.1.1.2 Fuerza de Diseño para las Barandas para Tráfico Vehicular

Ver Artículo 2.4.3.6.3 de este Manual (A13.2 AASHTO).

2.1.4.3.4.2.1.2 Barandas de Aproximación al Puente.

(13.7.1.2 AASHTO)

Se debería proveer un sistema de guardarrieles al inicio de todas las barandas de puentes en las zonas rurales con tráfico de alta velocidad.

Las barandas de aproximación al puente deberían incluir una transición del guardarriel a la baranda rígida del puente que sea capaz de proveerle resistencia lateral a un vehículo desviado. El borde de ataque del guardarriel en la aproximación al puente deberá tener un extremo resistente al choque.

2.1.4.3.4.2.1.3 Tratamiento de los Extremos

(13.7.1.3 AASHTO)

En las zonas rurales con tráfico de alta velocidad, el extremo de un parapeto o baranda por el cual se aproxima el tráfico deberá tener una configuración resistente al choque o bien deberá estar protegido mediante una barrera para tráfico vehicular resistente al choque.

2.1.4.3.4.2.2 Criterios para Seleccionar el Nivel de Ensayo

(13.7.2 AASHTO)

Se deberá especificar uno de los niveles de ensayo siguientes:

- *TL-1 − Nivel de Ensayo Uno: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo en las cuales las velocidades permitidas son bajas y para las calles locales de muy bajo volumen y baja velocidad;*
- *TL-2 − Nivel de Ensayo Dos: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y colectoras en las cuales las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables; también donde se anticipa la presencia de un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas;*
- *TL-3 − Nivel de Ensayo Tres: Generalmente aceptable para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad en las cuales la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables;*
- *TL-4 − Nivel de Ensayo Cuatro: Generalmente aceptable para la mayoría de las aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras interestatales en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados;*
- *TL-5 − Nivel de Ensayo Cinco: Generalmente aceptable para las mismas aplicaciones que el TL-4 y también cuando el tráfico medio diario contiene una proporción Significativa de grandes camiones o cuando las condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas; y*
- *TL-6 − Nivel de Ensayo Seis: Generalmente aceptable para aplicaciones en las cuales se anticipa la presencia de camiones tipo tanque o cisterna u otros vehículos similares de centro de gravedad elevado, particularmente cuando este tráfico se combina con condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento.*

Será responsabilidad de la entidad que utiliza el puente determinar cuál de los niveles de ensayo es más adecuado para el sitio donde está ubicado el puente.

Los criterios de ensayo para el nivel de ensayo seleccionado deberán corresponder a los pesos y velocidades de los vehículos y los ángulos de impacto especificados en la siguiente tabla:

Tabla 2.1.4.3.4.2.2-1 Niveles de ensayo para las barandas de puentes y criterios para los ensayos de choque. *(13.7.2-1.AASHTO)*

	Características de los vehículos	Pequeños automóviles		Camioneta (pi-ckups)	Camión semi-remolque	Camión con remolque		Camión cisterna
NCHRP Reporte 350	W (kips)	1.55	1.8	4.5	18.0	50.0	80.0	80.0
	B (ft)	5.5	5.5	6.5	7.5	8.0	8.0	8.0
	G (in.)	22	22	27	49	64	73	81
	Ángulo de Impacto θ	20°	20°	25°	15°	15°	15°	15°
	Nivel de ensayo	Velocidades de ensayo (mph)						
	TL-1	30	30	30	N/A	N/A	N/A	N/A
	TL-2	45	45	45	N/A	N/A	N/A	N/A
	TL-3	60	60	60	N/A	N/A	N/A	N/A
	TL-4	60	60	60	50	N/A	N/A	N/A
	TL-5	60	60	60	N/A	N/A	50	N/A
	TL-6	60	60	60	N/A	N/A	N/A	50
	Características de los vehículos	**Pequeños automóviles**		**Camioneta (pi-ckups)**	**Camión semi-remolque**	**Camión con remolque**		**Camión cisterna**
COMBINACION AASHTO	W (kips)	2.42	3.3	5.0	22	N/A	79.3	79.3
	B (ft)	5.5	5.5	6.5	7.5	N/A	8.0	8.0
	G (in.)	N/A	N/A	28	63	N/A	73	81
	Ángulo de Impacto θ	25°	N/A	25°	15°	N/A	15°	15°
	Nivel de ensayo	Velocidades de ensayo (mph)						
	TL-1	30	N/A	30	N/A	N/A	N/A	N/A
	TL-2	45	N/A	45	N/A	N/A	N/A	N/A
	TL-3	60	N/A	60	N/A	N/A	N/A	N/A
	TL-4	60	N/A	60	55	N/A	N/A	N/A
	TL-5	60	N/A	60	N/A	N/A	50	N/A
	TL-6	60	N/A	60	N/A	N/A	N/A	50

2.1.4.3.4.2.3 Diseño de las Barandas

(13.7.3 AASHTO)

2.1.4.3.4.2.3.1 Requisitos Generales

(13.7.3.1 AASHTO)

Normalmente una baranda para tráfico vehicular deberá tener una cara de riel (pasamano) lisa y continua hacia el lado del tráfico. Los postes de acero que sostienen los rieles deberán estar retirados de la cara del riel. Se deberá considerar la continuidad estructural de los rieles y anclajes de los extremos.

Un sistema de barandas y su conexión al tablero sólo podrá ser aprobado una vez que mediante ensayos de choque se haya determinado que son satisfactorios para el nivel de ensayo deseado.

2.1.4.3.4.2.3.1.1 Aplicación de Sistemas Previamente Ensayados

(13.7.3.1.1 AASHTO)

Se podrán utilizar sistemas de barandas resistentes al choque sin realizar análisis y/o ensayos adicionales, siempre y cuando la instalación propuesta no tenga características que están ausentes en la configuración ensayada y que pudieran hacer que el sistema propuesto no se comporte como el sistema ensayado.

2.1.4.3.4.2.3.1.2 Sistemas Nuevos

(13.7.3.1.2 AASHTO)

Se podrán utilizar sistemas de barandas nuevos, siempre y cuando mediante ensayos de choque a escala real se demuestre que su comportamiento es aceptable.

La probeta utilizada para realizar el análisis de choque para un sistema de barandas se podrá diseñar de manera que resista las cargas aplicadas de acuerdo con el Apéndice A13 (AASHTO).

Se deberán tomar precauciones para transferir las cargas del sistema de barandas al tablero. Las cargas que actúan sobre las barandas se deberán tomar del Apéndice A13 (AASHTO).

A menos que durante el procedimiento del ensayo de choque se pueda demostrar que un espesor menor resulta satisfactorio, el mínimo espesor de borde de los voladizos de tablero de concreto se deberá tomar como:

- *Para voladizos de tablero de concreto que soportan un sistema de postes montados en el tablero: 8.0 in.; (200 mm).*
- *Para sistemas de postes montados lateralmente: 12 in.; (300mm)*
- *Para voladizos de tablero de concreto que soportan paramentos o barreras de concreto: 8.0 in.; (200 mm).*

2.1.4.3.4.2.3.2 Altura del Parapeto o Baranda para Tráfico Vehicular

(13.7.3.2 AASHTO)

Las barandas para tráfico vehicular deberán tener como mínimo una altura de 27.0 in (685 mm) si se trata de barandas TL-3, 32.0 in. (810 mm) si se trata de barandas TL-4, 42.0 in (1067mm) si se trata de barandas TL-5. y 90.0 in. (2286mm) si se trata de barandas TL-6.

El borde inferior de 3.0 in. (75 mm) del borde de seguridad, no se aumentará por razones de superposición de posibles sobrecapas futuras.

La mínima altura de un parapeto de concreto de cara vertical deberá ser de 27.0 in (685 mm). La altura de otros tipos de barandas combinadas de metal y concreto no deberá ser menor que 27.0 in. (685 mm)

y se deberá demostrar que son adecuadas mediante ensayos de choque utilizando el nivel de ensayo deseado.

La mínima altura de las barandas para peatones o ciclistas se debería medir por encima de la superficie de la acera o ciclovía.

Los mínimos requisitos geométricos para las barandas combinadas más allá de los exigibles para satisfacer los requisitos del ensayo de choque se deberán tomar como se especifica en los Artículos 2.1.4.3.4.2.4.1 (13.8.1 AASHTO); 2.1.4.3.4.2.5.2 (13.9.2 AASHTO) y 2.1.4.3.4.2.6.2 (13.10.2 AASHTO).

2.1.4.3.4.2.4 Barandas para Peatones

(13.8 AASHTO)

2.1.4.3.4.2.4.1 Geometría

(13.8.1 AASHTO)

La mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 42.0 in (1060 mm,) medidos a partir de la cara superior de la acera.

Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 6.0 in. (150 mm) de diámetro.

Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 6.0 in (150 mm) se deberá aplicar a los 27.0 in. (685 mm) inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 8.0 in. (200 mm) de diámetro.

Se debería proveer un riel de seguridad o un cordón al nivel de la superficie de rodamiento. Las barandas se deberían proyectar más allá de la cara de los postes tal como se ilustra en la Figura A13.1.1-2. (AASHTO)

Las separaciones arriba indicadas no se deben aplicar a las barandas tipo enlace de cadena o de valla metálica ni a sus postes. En este tipo de barandas las aberturas no deberán ser mayores que 2.0 in. (50 mm.)

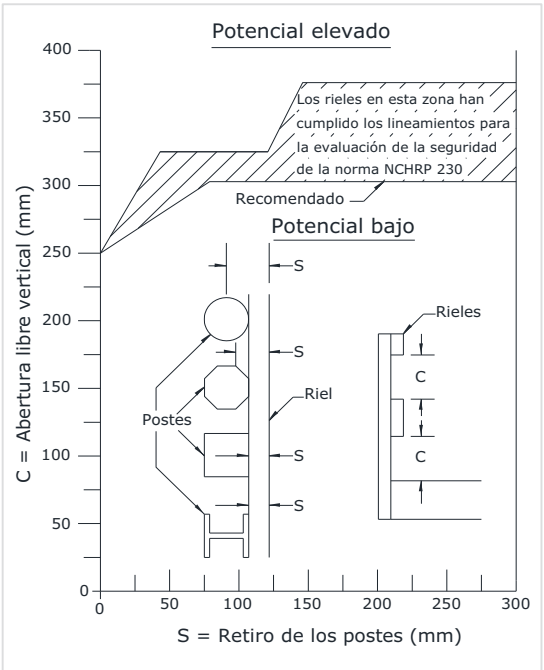


Figura A13.1.1-2 *Potencial de impacto de las ruedas, para golpes o impacto del capó contra los postes.*

2.1.4.3.4.2.4.2 Sobrecargas de Diseño

(13.8.2 AASHTO)

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como w = 0.050 klf (0.73 N/mm), tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 0.20 kips (890 N), la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

Los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior o bien, en el caso de las barandas cuya altura total es mayor que 5.0 ft (1500 mm), en un punto ubicado 5.0 ft (1500 mm) por encima de la superficie superior de la vereda. El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, PLL, en kips, se deberá tomar como:

$$P_{LL} = 0.20 + 0.050L \qquad 2.1.4.3.4.2.4.2\text{-}1 \quad (13.8.2\text{-}1\ AASHTO)$$

Donde:

L = espaciamiento entre postes (ft)

La carga de diseño para el tipo enlace de cadena o de valla metálica deberá ser igual a 0.015 ksf ($7.2x10^{-4}$ MPa) actuando de forma normal a la totalidad de la superficie.

Las cargas se deberán aplicar como se ilustra en la Figura 2.1.4.3.4.2.4.2-1 (13.8.2-1 AASHTO), en la cual las geometrías de los elementos de las barandas sirven apenas a título ilustrativo. Se pueden utilizar cualesquiera de los materiales o combinaciones de materiales a los que se les debe aplicar las especificaciones del Artículos 2.5, 2.9.2 (sección 5: Estructuras de Concreto; Seccion 6: Estructuras de acero y Seccion 8: Estructuras de madera), a no ser que sean modificadas.

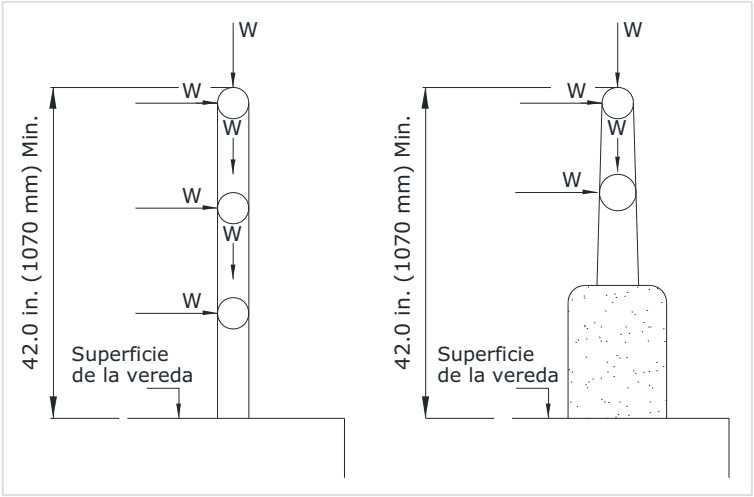


Figura 2.1.4.3.4.2.4.2-1 *Cargas que actúan sobre las barandas para peatones.*

Baranda a utilizar en el borde exterior de una acera cuando el tráfico vehicular está separado del tráfico peatonal mediante una baranda para tráfico vehicular. Las geometrías de las barandas son simplemente ilustrativas (Fig. 13.8.2.-1 AASHTO).

2.1.4.3.4.2.5 Barandas para Ciclistas

(13.9 AASHTO)

2.1.4.3.4.2.5.1 Requisistos Generales

(13.9.1 AASHTO)

Se deberán utilizar barandas para ciclistas en aquellos puentes específicamente diseñados para soportar tráfico ciclista y en aquellos puentes en los cuales se considera necesario contar con una protección específica para los ciclistas.

2.1.4.3.4.2.5.2 Geometría

(13.9.2 AASHTO)

La altura de las barandas para ciclistas no deberá ser menor que 42.0 in. (1070 mm) medidos a partir de la cara superior de la superficie de rodamiento.

La altura de las zonas superior e inferior de las barandas para ciclistas deberán ser de al menos 27.0 in. (685 mm.).En las zonas superior e inferior la separación de los rieles deberá satisfacer los requisitos correspondientes del Artículo 1.4.3.4.2.4.1 ***(13.8.1.AASHTO).***

Si se consideran necesarios, los rieles de fricción que se unen a la baranda o cerco para evitar que los ciclistas se enganche deberán tener una profundidad suficiente para proteger bicicletas con una amplia variedad de alturas de manubrio.

Si se utilizan mallas, cercos o caras macizas se podrá reducir el número de rieles.

2.1.4.3.4.2.5.3 Sobrecargas de Diseño.

(13.9.3 AASHTO)

Si la altura del riel excede 54.0 in. (1370 mm) sobre la superficie de rodadura, las cargas de diseño serán determinadas por el diseñador. Las cargas de diseño para la mas baja que 54.0 in. (1370 mm) de las barandas para ciclistas no deberán ser menores que las especificadas en el Artículo 2.1.4.3.4.2.4.2 ***(13.8.2 AASHTO)*** *excepto que en el caso de las barandas cuya altura total es mayor que 54.0 in. (1370 mm), la sobrecarga de los postes se deberá aplicar en un punto ubicado a una altura de 54.0 in. (1370 mm), de la superficie de rodadura.*

Las cargas se deberán aplicar como se ilustra en la Figura 2.1.4.3.4.2.5.3-1 ***(13.9.3-1 AASHTO).*** *Se pueden utilizar cualquiera de los materiales o combinaciones de materiales a los que se les debe aplicar las especificaciones del Artículo 2.5.2.9.2 del presente Manual o los requisitos de las* ***Secciones 5, 6 y 8 del AASHTO.***

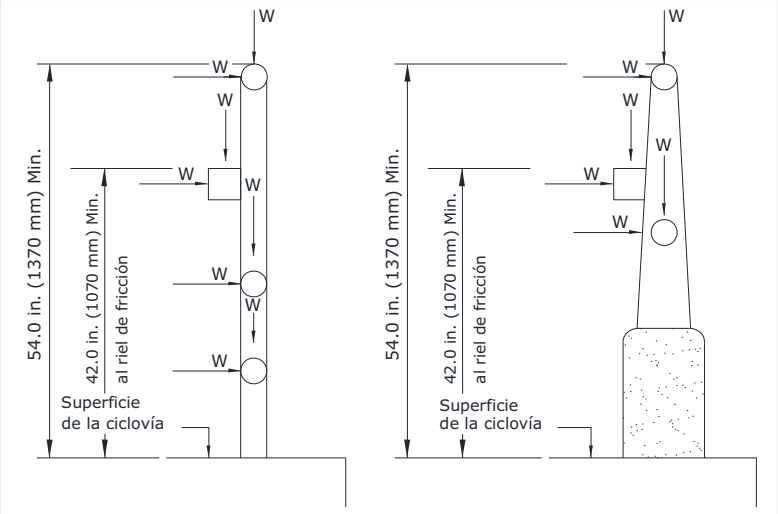


Figura 2.1.4.3.4.2.5.3-1 *Cargas que actúan sobre las barandas para ciclistas. A utilizar en el borde exterior de una ciclovía cuando el tráfico vehicular está separado del tráfico ciclista mediante una baranda para tráfico vehicular. Las geometrías de las barandas son simplemente ilustrativas, (13.9.3-1 AASHTO).*

2.1.4.3.4.2.6 Barandas Combinadas.

(13.10 AASHTO)

2.1.4.3.4.2.6.1 Requisitos Generales.

(13.10.1 AASHTO)

Las barandas combinadas deberán satisfacer los requisitos correspondientes ya sea a las barandas para peatones o a las barandas para ciclistas, tal como se especifican en las Secciones 2.1.4.3.4.2.4 y 2.1.4.3.4.2.5 (13.8 y 13.9, AASHTO) según corresponda. La parte de la baranda combinada correspondiente al tráfico vehicular deberá satisfacer los requisitos de la Sección 2.1.4.3.4.2.1 (13.7 AASHTO)

2.1.4.3.4.2.6.2 Geometría

(13.10.2 AASHTO)

Los requisitos referentes a la geometría de las barandas especificados en los Artículos 2.1.4.3.4.2.1, 2.1.4.3.4.2.4 y 2.1.4.3.4.2.5 (13.7, 13.8 y 13.9 ASASHTO) se deberán aplicar a las partes correspondientes de las barandas combinadas.

2.1.4.3.4.2.6.3 Sobrecargas de Diseño

(13.10.3 AASHTO)

Las sobrecargas de diseño, especificadas en las Secciones 2.1.4.3.4.2.4 y 2.1.4.3.4.2.5 (13.8 y 13.9, AASHTO), no se deberán aplicar simultáneamente con las cargas de impacto vehiculares.

2.1.4.3.4.2.7 Sardineles y Veredas (Aceras)

(13.11 AASHTO)

2.1.4.3.4.2.7.1 Requisitos Generales.

(13.11.1 AASHTO)

Las mediciones horizontales del ancho de la calzada se deberán tomar a partir de la parte inferior de la cara del sardinel (cordón). Un sardinel de una vereda ubicado en el lado del tráfico de la carretera de una baranda del puente será considerado como parte integral de la baranda y estará sujeto a los requisitos sobre ensayo de choque especificados en la Sección 2.1.4.3.4.2.1 (13.7. AASHTO).

2.1.4.3.4.2.7.2 Veredas

(13.11.2 AASHTO)

Cuando en los accesos carreteros se utilizan sardineles, cunetas con vereda, la altura del sardinel para las veredas sobreelevadas en el puente no debería ser mayor que 8.0 in (200 mm). Si se requiere un sardinel barrera, la altura del sardinel no debería ser menor que 6.0 in. (150 mm). Si la altura del sardinel del puente difiere de la altura fuera del puente se deberá proveer una transición uniforme en una distancia mayor o igual que 20 veces el cambio de altura.

2.1.4.3.4.2.7.3 Tratamiento de los Extremos y Barandas Divisorias

(13.11.3 AASHTO)

El tratamiento de los extremos de cualquier baranda o barrera para tráfico vehicular deberá satisfacer los requisitos especificados en las Secciones 2.1.4.3.4.2.1.2 y 2.1.4.3.4.2.1.3 ***(13.7.1.2 y 13.7.1.3 AASHTO).***

2.1.4.3.5 Dispositivos Básicos de Transición y Contención

De acuerdo a la consideración de los tipos de apoyos que tendrá el puente, se deberán disponer los elementos que constituyan la transición con la vía o carretera, los cuales son principalmente:

- *Losas de transición*
- *Estribos*
- *Cortinas*
- *Alas*

2.1.4.3.5.1 Losas de Transición

Las losas de transición tendrán un espesor mínimo de 0.20 m y una longitud límite justificado dentro de la geometría del puente y los accesos. Estarán ligadas a la estructura o al estribo mediante articulaciones de concreto, sin conectores, y apoyadas en el terraplén de acceso. Las características del terraplén en las inmediaciones de las losas de transición deberán ser indicadas en el proyecto.

2.1.4.3.5.2 Estribos

Los estribos serán dimensionados considerando la función de servir como transición entre el puente y la vía de tránsito principal, además de servir como apoyos de los extremos de la superestructura y como elementos de contención y estabilización de los terraplenes de acceso.

Los estribos ligeros serán usados en puentes de dimensiones comunes, existiendo tres situaciones posibles en que pueden ser empleados:

- *En puentes a ser construidos antes del coronamiento de los terraplenes.*
- *En puentes a ser construidos antes del coronamiento de los rellenos en los cortes.*
- *Cuando los terraplenes de acceso son construidos antes del puente.*

Los estribos de gran magnitud serán usados en puentes de luces relativamente grandes, que transmiten grandes fuerzas horizontales o con terraplenes altos, ejecutados posteriormente a la construcción del puente.

Los estribos podrán ser de concreto ciclópeo, concreto simple y de concreto armado.

2.1.4.3.5.3 Cortinas

Las cortinas son elementos transversales extremos dotados, en la cara externa, de uno o dos dientes a lo largo de toda su extensión. El diente superior es obligatorio para soportar la losa de transición y el diente inferior, opcional, contribuye a la contención del terraplén y las armaduras de las cortinas.

2.1.4.3.5.4 Alas

Las alas son estructuras laminares solidarias con las cortinas y con los estribos con una geometría adecuada para la contención lateral de los terraplenes de acceso. Las alas deben tener un espesor no menor que 0.25 m y confinar preferentemente toda la losa de transición.

2.1.4.3.6 Juntas de Dilatación

Las juntas de dilatación deben ser limitadas a lo estrictamente necesario, por estar constituidas por dispositivos con una vida útil limitada.

Las juntas de dilatación intermedias y aquellas situadas en los estribos deben ser escogidas en función del desplazamiento previsto después de su colocación.

El diseño deberá garantizar la impermeabilidad del tablero, incluyendo los extremos laterales del puente.

2.1.4.3.7 Principios Básicos para el Drenaje

2.1.4.3.7.1 Condiciones Geométricas

El proyecto geométrico deberá considerar, en lo posible:

- *Una sola pendiente en el caso de puentes cortos.*
- *La situación de la mayor pendiente longitudinal posible, recomendándose valores mayores que 0.5 por ciento.*

En el caso de situaciones favorables (rampa con pendiente mayor que 2 % y longitud menor que 50 m), el drenaje será previsto por una captación ubicada en el extremo más bajo de la obra y secciones transversales con una inclinación mayor ó igual a 2 %.

En el caso de situaciones desfavorables (rampa sin pendiente longitudinal, trecho más bajo de curvas verticales cóncavas) el drenaje puede ser proporcionado mediante una canaleta lateral, con inclinación no nula.

2.1.4.3.7.2 Elementos de Captación

Son elementos para la toma de las aguas pluviales que caen al puente. Los elementos deberán ser colocados preferentemente cerca a los bordes exteriores de la vía de tráfico. Se considerarán soluciones adecuadas en caso de posibilidad de descargas directas elevadas. En el diseño se considerarán medidas de protección contra la corrosión y las manchas ferruginosas, si se utilizan tubos ó dispositivos de fijación metálica.

2.1.4.3.7.3 Drenaje de las Partes Internas de la Estructura

Cuando exista la posibilidad de acumulación de agua en las partes internas de la estructura, se preverán medidas de drenaje en la parte más baja de la zona de acumulación.

2.1.4.3.7.4 Drenaje en Estribos

Para estribos en zona de cortes o cuando el terraplén tiene proporciones irrelevantes, se considera al terreno natural como apoyo de los elementos de drenaje similares a los usados a lo largo de la vía. En caso de drenaje con buzones de captación, se evitará la erosión del terraplén enviando la captación sobre el terraplén fuera de los límites del puente.

2.1.4.3.7.5 Drenaje del Tablero de Rodadura del Puente

El tablero de rodadura del puente generalmente es losa de concreto. Se deberá poner en ambos lados de la losa, en la unión con el sardinel de las veredas, convenientemente distanciados, tubos de drenaje metálicos o de PVC de 3" pulgadas de diámetro como mínimo y de una longitud tal que sobresalga por debajo de la losa como mínimo 0.40 m. con la finalidad de que el agua no moje las vigas.

En el ingreso a los tubos de desague se pondrá rejillas para evitar la obstrucción de los mismos con diversos materiales (desechos, residuos sólidos, etc)

2.1.4.3.8 Pavimentación

La pavimentación de la superficie del puente y accesos deberá ser realizada mediante el uso de pavimentos rígidos o flexibles. Se considerarán en la elección del tipo de pavimento aspectos tales como la facilidad de obtención de los materiales, disponibilidad de equipos adecuados y la continuidad con el pavimento de la carretera. El espesor del pavimento será definido en función al tráfico esperado en la vía. En general, la ubicación de las juntas del pavimento estará alineada con la ubicación de las juntas de dilatación de la superestructura.

La especificación de juntas en el pavimento adicionadas a las juntas de dilatación de la estructura deberá ser prevista en el proyecto. El diseño del pavimento será realizado de acuerdo a las disposiciones correspondientes de la Norma Peruana de Carreteras.

2.1.4.3.9 Aparatos de Apoyo

Los aparatos de apoyo proporcionan la conexión para controlar la interacción de las cargas y los movimientos entre la superestructura y la subestructura del puente. En el diseño de los dispositivos de apoyo se tendrá en cuenta que la carga admisible y la capacidad de movimiento del apoyo sean compatibles con los requerimientos de carga y los desplazamientos esperados en la superestructura. El proyecto deberá ser detallado de tal forma que pueda ser posible el reemplazo de los aparatos de apoyo; en lo posible, para las operaciones de reemplazo, el proyectista deberá optar por equipos que no empleen estructuras auxiliares ni que produzcan concentraciones grandes de esfuerzos en los bordes de los elementos de la superestructura afectados en estos trabajos.

El diseño de los aparatos de apoyo se realizará de acuerdo a las especificaciones del ***AASHTO LRFD en su sección 14****. Ver Artículo 2.10 de este Manual* ***(14.6 AASHTO).***

2.1.5 Señalización

En el proyecto geométrico deberán ser establecidas las medidas de señalización a ser tomadas durante las etapas de construcción y de servicio del puente, teniendo como referencia al Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor para Calles y Carreteras - Vigente. Los elementos y detalles que componen la señalización del puente serán presentados en planos, estableciendo las dimensiones y secciones de refuerzo de los carteles y sus elementos de soporte, el material de construcción, pintado y las especificaciones especiales de construcción.

2.2 PRESENTACIÓN DEL PROYECTO

2.2.1 Memoria Descriptiva y Justificación

La memoria descriptiva es un documento que contiene la descripción de la obra y de los procesos constructivos propuestos, así como la justificación técnica, económica y arquitectónica de la estructuración adoptada entre las alternativas de diseño.

2.2.2 Memoria de Cálculo

Todos los cálculos necesarios para la determinación de las solicitaciones, desplazamientos y verificación de los estados límite en cada uno de los componentes del puente deben ser presentados bajo una secuencia ordenada y con un desarrollo tal que fácilmente puedan ser entendidos, interpretados y verificados. En lo posible, deben ser iniciados con un esquema del sistema estructural adoptado, indicando dimensiones, condiciones de apoyo y cargas consideradas. Las hipótesis de cálculo de los métodos de verificación utilizados deben ser indicadas con claridad, los símbolos utilizados deben ser bien definidos, las fórmulas aplicadas deben figurar antes de la introducción de los valores numéricos y las referencias bibliográficas deben ser precisas y completas. Los resultados, con notaciones, unidades y símbolos, deben ser acompañados con diagramas de solicitaciones y desplazamientos.

En la memoria de cálculo se debe proporcionar:

- *Descripción de la estructura*
- *Hipótesis de cálculo*
- *Norma de Referencia*
- *Dimensionamiento*
- *Cálculo de las solicitaciones*
- *Croquis de detalles*
- *Bibliografía*

Si los cálculos de la estructura son efectuados con asistencia de una computadora, estos deben ser presentados indicando los siguientes detalles:

- *El programa de cómputo utilizado, indicando nombre, origen, método de cálculo, hipótesis básicas, fórmulas, simplificaciones, referencias bibliográficas, indicando los procedimientos de ingreso de datos e interpretación de los resultados.*
- *Los datos de entrada, modelo estructural, descripción detallada de la estructura acompañada de esquema con dimensiones, propiedades de las secciones, condiciones de apoyo, características de los materiales, cargas y sus combinaciones.*

Los resultados del cálculo por computador, parte integrante de la memoria de cálculo, deben ser ordenados, completos y contener toda la información necesaria para su clara interpretación. Además de esto, deben permitir una verificación global, independiente y de ser posible, contener resultados parciales del análisis realizado.

2.2.3 Planos

Los planos de un proyecto de puentes deben contener todos los elementos necesarios para la revisión y ejecución de la obra, los mismos que deberán ser concordantes con la memoria de cálculo. En los planos se deberá detallar:

- *Ubicación y localización del Puente.*
- *Vista general del puente.*
- *Esquemas de hidráulica fluvial.*

- *Esquema de sondajes del suelo.*
- *Encofrados de los elementos.*
- *Armaduras de los elementos componentes.*
- *Esquema de los procesos constructivos especiales.*
- *Esquema de colocación del concreto.*
- *Sistemas de drenaje.*
- *Detalles de señalización.*
- *Especificaciones especiales.*
- *Tablas de metrados.*
- *Entre otros.*

La presentación de los planos se hará de acuerdo a la normalización dispuesta por la entidad oficial. El esquema de colocado de concreto debe ser consistente con el falso puente y debe ser obligatoria su presentación. Para su identificación, se incluirá un membrete que contendrá información sobre las entidades licitantes, nombre del puente, tipo de puente, ubicación, luz total, contenido, sobrecarga, responsables del proyecto, diseño, gráficos, revisión y aprobación, escalas utilizadas y fecha. Incluirá una tabla para la consideración de modificaciones hechas al diseño, la cual contendrá información sobre la modificación realizada, los responsables de tal medida y la fecha de aprobación.

La información sobre los tipos de planos y el contenido de los mismos se adjunta en el anexo correspondiente.

2.2.4 Especificaciones Particulares

Las especificaciones técnicas y las instrucciones generales particulares y complementarias serán proporcionadas en el proyecto ejecutivo e indicado en los planos, conforme a lo definido en la sección I del Título Preliminar.

2.2.5 Metrados

En los planos deberán indicarse la relación de metrados en forma ordenada, donde se haga especial precisión en la relación de armaduras. Se indicarán los datos que permiten la identificación de cada elemento metrado, sus dimensiones y detalles de construcción en campo, en lo posible, así como la cantidad de material necesario, en las unidades correspondientes.

Los metrados dependen del nivel de detalle que requiere el proyecto, por los que deberá realizarse con responsabilidad y precisión.

2.3 CONSIDERACIONES GENERALES DEL PROYECTO

2.3.1 Objetivos del Proyecto

Los puentes deben ser diseñados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límite previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente. Asimismo, deben ser diseñados teniendo en cuenta su integración con el medio ambiente y cumplir las exigencias de durabilidad y servicio requeridas de acuerdo a sus funciones, importancia y las condiciones ambientales.

2.3.2 Filosofía de Diseño

(1.3 AASHTO)

2.3.2.1 Requisitos Generales

(1.3.1 AASHTO)

Los puentes deberán ser diseñados teniendo en cuenta los Estados Límite que se especificarán, para cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, así como con la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética.

La ecuación 2.3.2.2.1-1 (1.3.2.1-1 AASHTO), deberá cumplirse para todos los efectos de fuerza y combinaciones especificadas sin tener en cuenta el tipo de análisis usado.

En muchos casos las Resistencias de Componentes y Conexiones son determinados teniendo en cuenta el comportamiento inelástico, aunque los efectos de las fuerzas son calculados usando análisis elástico.

Esta inconsistencia es común en la mayoría de las especificaciones vigentes de puentes debido a la falta de conocimiento del análisis inelástico en estructuras.

2.3.2.2 Estados Límite

(1.3.2 AASHTO)

2.3.2.2.1 Requisitos Generales

(1.3.2.1 AAHSTO)

Cada uno de los componentes y conexiones deberán satisfacer la ecuación 2.3.2.2.1-1 para cada estado límite a menos que se especifique de otra manera.

Para el estado límite de servicio y el estado límite de evento extremo, los factores de resistencia serán tomados como 1.0 excepto para pernos, para los cuales se aplicará los requerimientos del Artículo 2.9.4.5 (6.5.5 AASHTO) y para las columnas de concreto según la zona sísmica se aplicará los requerimientos de los Artículos 2.6.5.5.3 y 2.6.5.5.4.1b (5.10.11.3 y 5.10.11.4.1.b AASHTO), todos los estados límite serán considerados de igual importancia.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \qquad \text{2.3.2.2.1-1 (1.3.2.1-1 AASHTO)}$$

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_i \geq 0.95 \qquad \text{2.3.2.2.1-2 (1.3.2.1-2 AASHTO)}$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \qquad \text{2.3.2.2.1-3 (1.3.2.1-3 AASHTO)}$$

Donde:

γ_i = *factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones*

ϕ = *factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal, según lo especificado en Secciones 5, 6, 7, 8, 10,11, y 12.*

η_i = *factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.*

η_D = *factor relacionado con la ductilidad, según lo especificado en el Artículo 2.3.2.3 (1.3.3 AASHTO).*

η_R = *factor relacionado con la redundancia, según lo especificado en el Artículo 2.3.2.4 (1.3.4 AASHTO).*

η_I = *factor relacionado con la importancia operativa según lo especificado en el Artículo 2.3.2.5 (1.3.5 AASHTO).*

Q_i = *efectos de fuerza (solicitaciones).*

R_n = *resistencia nominal.*

R_r = *resistencia factorada:* ϕR_n

La ductilidad, la redundancia y la importancia operacional son aspectos significativos que afectan el margen de seguridad de los puentes. Los dos primeros aspectos relacionan directamente a la resistencia física, el último aspecto se refiere a las consecuencias que ocurren cuando un puente está fuera de servicio. Como se ve, estos aspectos referentes a las cargas son arbitrarios. Sin embargo, esto constituye un primer esfuerzo de codificación. Una aproximación subjetiva, debido a la ausencia de información más precisa es que cada efecto, excepto para fatiga y fractura, es estimado como un $\pm$ *5% geométricamente acumulado. Con el tiempo una cuantificación mejorada de estos aspectos y su interacción y la sinergía del sistema podrían ser alcanzadas. Posiblemente esto conducirá a un arreglo de la ecuación 2.3.2.2.1-1 (1.3.2.1-1 AASHTO) en el cual esos efectos podrían aparecer sobre uno de los lados o en ambos lados de la ecuación.*

2.3.2.2.2 Estado Límite de Servicio

(1.3.2.2 AASHTO)

El estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio.

El estado límite de servicio proporciona ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones Estadísticas o de resistencia.

2.3.2.2.3 Estados Límite de Fatiga y Fractura

(1.3.2.3 AASHTO)

El estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que ocurre en el número esperado de ciclos correspondientes a ese rango de esfuerzos.

El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un conjunto de requisitos de tenacidad del material.

El estado límite de fatiga intenta limitar el crecimiento de grietas bajo cargas repetitivas para prevenir la fractura durante la vida de diseño de puentes.

2.3.2.2.4 Estado Límite de Resistencia

(1.3.2.4 AASHTO)

El estado límite de resistencia debe ser considerado para asegurar la resistencia y estabilidad. Ambas, local y global son dadas para resistir las combinaciones de cargas especificadas estadísticamente que se espera que un puente experimente durante su vida de diseño.

Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga.

2.3.2.2.5 Estado Límite de Evento Extremo

(1.3.2.5 AASHTO)

El estado límite de evento extremo debe ser considerado para asegurar la supervivencia estructural de un puente durante un sísmo importante o durante inundaciones o cuando es colisionado por un buque, vehículos o flujos de hielo, posiblemente bajo condiciones severas de socavación.

O período de retorno que puede ser significativamente mayor que la vida util del diseño del puente.

2.3.2.3 Ductilidad

(1.3.3 AASHTO)

El sistema estructural de un puente será proporcionado y detallado de tal forma que se asegure en los estados límites de resistencia y evento extremo el desarrollo de significantes deformaciones inelásticas visibles antes de la falla.

Se puede aceptar el uso de aparatos disipadores de energía para proveer ductilidad.

Los disipadores de energía pueden ser sustituidos por sistemas convencionales de resistencia sísmica dúctil

Valores de n_D para el Estado Límite de Resistencia:

$\eta_D \geq$ *1.05 para elementos y conexiones no dúctiles*

$=$ *1.00 para diseños y detalles convencionales que cumplen con estas Especificaciones*

$\geq$ *0.95 para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por estas Especificaciones.*

Para todos los demás estados límites:

$\eta_D = 1.00$

Comentarios:

Las respuestas más allá del estado elástico de las componentes o conexiones estructurales pueden ser caracterizadas por un comportamiento frágil o dúctil.

El comportamiento frágil no es deseable debido a que esto implica la repentina pérdida de capacidad de carga inmediatamente después de que el límite elástico es excedido. El comportamiento dúctil es caracterizado por la presencia de significativas deformaciones inelásticas antes de que ocurra cualquier pérdida significativa de capacidad de carga.

El comportamiento dúctil advierte la ocurrencia de la falla estructural debido a que se producen deformaciones inelásticas. Bajo la acción de carga sísmica que se repite, grandes ciclos invertidos de deformación inelástica disipan energía teniendo un efecto beneficioso en la supervivencia estructural.

Si por medio del uso de confinamiento o si se toman otras medidas, una componente o conexión estructural hecha de materiales frágiles es capaz de soportar deformaciones inelásticas sin significativa pérdida de capacidad de carga, esta componente puede ser considerada como dúctil. Esas formas de proveer ductilidad serán verificadas por ensayos.

Para alcanzar adecuado comportamiento inelástico el sistema debería tener un número suficiente de miembros dúctiles y también:

- *Uniones y conexiones dúctiles que puedan proveer disipación de energía sin pérdida de capacidad, o*
- *Uniones y conexiones que tengan suficiente resistencia como para asegurar que ocurra respuesta inelástica en los lugares designados para proveer ductilidad, (energy absorbing response).*

Características estáticamente dúctiles deben ser evitadas, más no las respuestas dinámicamente dúctiles. Ejemplos de este comportamiento son las fallas por corte y fallas de adherencia que se producen en miembros de concreto armado, así como la pérdida de acción compuesta en componentes a flexión.

Experiencias pasadas indican que las componentes típicas diseñadas en acuerdo con estas provisiones generalmente presentan adecuada ductilidad. Especial atención requiere el detallado en las uniones y conexiones, así como la previsión de las rutas de carga (capacidad última).

El propietario puede especificar un mínimo factor de ductilidad como garantía de que la falla dúctil será obtenida.

Este factor puede ser obtenido como:

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

Donde:

Δu = *deformación última.*

Δy = *deformación en el límite elástico.*

La capacidad de ductilidad de componentes o conexiones estructurales puede ser también obtenida de ensayos a escala natural o a grandes escalas, así como con modelos analíticos que consideran materiales cuyas características del material han sido previamente establecidas.

La capacidad de ductilidad para un sistema estructural puede ser determinada integrando las deformaciones locales del sistema estructural completo.

Se darán especiales requerimientos para los disipadores de energía debido a su rigurosa demanda.

2.3.2.4 Redundancia

(1.3.4 AASHTO)

Se define la redundancia como: "La capacidad del sistema estructural de un puente de llevar cargas después de ser dañados o fallados uno o más de sus miembros."

Deberán usarse rutas múltiples de carga y estructuras continuas a menos que se tengan razones convincentes de lo contrario.

Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa que provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Alternativamente, los elementos de falla crítica en tensión se pueden diseñar como de fractura crítica.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

Para el estado límite de resistencia

η_R ≥ *1.05 para miembros no redundantes*

= *1.00 para niveles convencionales de redundancia, elementos de fundación donde ϕ ya cuenta para redundancia* *(10.5 AASHTO)*

≥ *0.95 para niveles excepcionales de redundancia más allá de la continuidad de la viga y sección transversal cerrada a la torsión.*

Para los demás estados límite:

η_R = *1.00*

Para cada combinación de carga y estado límite considerado, la clasificación de redundancia de los miembros, es decir si son redundantes o no redundantes, estará basado en la contribución de los miembros a la seguridad del puente.

2.3.2.5 Importancia Operativa

(1.3.5 AASHTO)

Este artículo será aplicado solamente a los Estados Límite de Resistencia y Evento Extremo.

El propietario puede declarar si un puente, o algun componente estructural y conexión tienen importancia operativa.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_I \geq 1.05$ *para puentes críticos o esenciales.*

$= 1.00$ *para puentes típicos.*

≥ 0.95 *para puentes de relativa menor importancia.*

Para los demás estados límites:

$\eta_I = 1.00$

La clasificación operativa del puente será efectuada por el personal responsable de la red vial afectada y conocedor de sus necesidades operativas. La definición de la prioridad operativa puede diferir de propietario a propietario y de red a red. Los lineamientos para clasificar los puentes como críticos o esenciales son:

Puentes Críticos:

Puentes que requieren ser abiertos a todo tráfico una vez que han sido inspeccionados después del evento de diseño, y son utilizables por vehículos de emergencia, y para fines de seguridad, defensa, económicos, o propósitos de seguridad secundaria inmediatamente después del evento de diseño.

Puentes Esenciales:

Puentes que deben como mínimo ser abiertos para el tránsito de vehículos de emergencia y para fines de seguridad, defensa, o propósitos económicos después del evento de diseño y abiertos a todo tráfico dentro de los días siguientes de ese evento

En el Artículo 2.4.3.11.4 (3.10.5 AASHTO) se especifican tres clasificaciones operativas respecto del diseño sísmo resistente: Puentes críticos, Puentes esenciales u otros puentes. Los clasificados como críticos o esenciales deberán ser considerados como de importancia operativa.

2.4 CARGAS Y FACTORES DE CARGAS

(SECCION 3 AASHTO)

2.4a Campo de Aplicación

Esta sección específica requisitos mínimos para cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de carga y combinaciones de cargas usadas para diseñar puentes nuevos. Los requisitos de carga también se pueden aplicar a la evaluación estructural de puentes existentes.

En los casos en que se presentan múltiples niveles de comportamiento, la selección del nivel de comportamiento de diseño será responsabilidad del Propietario.

Se especifica un factor de carga mínimo para las solicitaciones que se pueden desarrollar durante la etapa constructiva.

2.4.1 Clasificación y Definición

Para los propósitos de este Manual de Puentes, las cargas se clasifican en:

- *Permanentes*
- *Variables*
- *Excepcionales*

2.4.1.1 Definición de Cargas Permanentes

(3.5, 3.5.1 y 3.5.2 AASHTO)

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura o al balasto, los rieles y durmientes de ferrocarriles. También se consideran cargas permanentes el empuje de tierra, sobrecarga de tierra, la fricción superficial negativa, y otros que figuran en Artículo 2.4.5.2 ***(3.3.2 AASHTO)***

2.4.1.2 Definición de Cargas Variables

(3.6 AASHTO)

Son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas, las fuerzas laterales sobre rieles. También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y subpresiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sísmo y las acciones de viento.

2.4.1.3 Definición de Cargas Excepcionales

Son aquellas acciones cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja, pero que en determinadas condiciones deben ser consideradas por el proyectista, como por ejemplo las debidas a colisiones, explosiones o incendio.

2.4.2 Determinación de Cargas Permanentes

(3.5 AASHTO)

2.4.2.1 Cargas Muertas: DC, DW, y EV

(3.5.1 AASHTO)

El peso propio (DC) se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. Las cargas muertas (DW) incluirán el peso de todos los elementos

no estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, ductos y cables.

El peso propio y las cargas muertas serán estimados sobre la base de las dimensiones indicadas en planos y en cada caso considerando los valores medios de los correspondientes pesos específicos.

A falta de una información precisa, podrán usarse los pesos específicos de la tabla siguiente:

***Tabla 2.4.2.1-1** Pesos específicos.*

(3.5.1-1.AASHTO)

MATERIAL		Unidad de Peso (Kcf)
Aleaciones de aluminio		0.175
Superficies de desgaste bituminosos		0.140
Hierro fundido		0.450
Relleno de ceniza		0.060
Arena, limo o arcilla compactado		0.120
Concreto	Ligero	0.110
	Liviano	0.120
	Con peso normal $f_c^{'} \leq 5.0$ ksi	0.145
	Con peso normal $5.0 < f_c^{'} \leq 15.0$ ksi	$0.140 + 0.001 f_c^{'}$
Arena, limo o grava suelto		0.100
Arcilla blanda		0.100
Laminados grava, macadam, o de lastre		0.140
Acero		0.490
Mampostería de piedra		0.170
Madera	Dura	0.060
	blanda	0.050
Agua	Dulce	0.0624
	Salada	0.0640
Artículo		peso por unidad de longitud (klf)
Rieles de tránsito, union y fijación por pista		0.200

2.4.2.2 Cargas de Suelo: EH, ES, y DD

(3.5.2 AASHTO)

Ver lo especificado en el Artículo 2.4.4.1 y 2.8.2.1.1.6.2.1 ***(3.11 y 3.11.8 AASHTO)***

Las cargas que inciden en los estribos y otras partes de la estructura que retienen tierra deberán diseñarse para resistir las correspondientes presiones del empuje del suelo (EH), sobrecarga del suelo (ES) y fricción superficial negativa (DD) (Downdrag), las mismas que serán calculadas de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos.

Las características supuestas para el material de relleno deberán ser verificadas con el material en obra y, en caso sea necesario, deberán hacerse los ajustes necesarios para corregir cualquier discrepancia.

En todos los casos el diseño incluirá un sistema de drenaje del material de relleno. No obstante, deberá considerarse la posibilidad que el suelo se sature total o parcialmente, a uno o a ambos lados de la estructura de contención.

Cuando se prevea tráfico a una distancia horizontal, medida desde la parte superior de la estructura, menor o igual a la mitad de su altura, las presiones serán incrementadas añadiendo una sobrecarga vertical no menor que la equivalente a 0.60 m de altura de relleno. Cuando se diseñe una losa de aproximación soportada en un extremo del puente, no será necesario considerar dicho incremento de carga.

En caso la estructura de contención forme parte de un pórtico rígido, solamente podrá considerarse en el diseño de losas o vigas hasta el 50% de cualquier efecto favorable debido al empuje de tierra.

2.4.2.3 Deformaciones Impuestas

Las deformaciones y esfuerzos originados por contracción de fragua o por flujo plástico en elementos de concreto o de madera, los esfuerzos residuales originados por el proceso de laminado o por la soldadura de elementos de acero, los posibles defectos de fabricación o de construcción, los desplazamientos de apoyo de diverso origen y otras fuentes de deformación serán considerados como cargas permanentes.

El proyectista deberá estimar la magnitud de tales acciones y la fracción de las mismas que origina efectos desfavorables en la estructura. Ver cargas Artículo 2.4.5.2 ***(3.3.2 AASHTO).***

2.4.3 Cargas Variables

(3.6 AASHTO)

2.4.3.1 Cargas Durante la Construcción

El proyectista considerará todas las cargas debidas a pesos de materiales y equipos requeridos durante la construcción, así como las cargas de peso propio u otras de carácter permanente que se apliquen en cada etapa del proceso constructivo. Deberá preverse la ubicación de todas las cargas permanentes o temporales en cada etapa, dejando margen para posibles imprecisiones o errores.

Deberá considerarse la posibilidad que, durante el proceso constructivo o como resultado de una posterior modificación, la carga muerta sea retirada parcialmente, pudiendo reducirse un posible efecto favorable.

Cuando las condiciones de diseño lo requieran, el expediente técnico deberá indicar claramente la secuencia constructiva.

2.4.3.1.a Factores para las Cargas Durante la Construcción

(3.4.2 AASHTO)

Ver Artículo 2.4.5.4

2.4.3.2 Cargas Vivas de Vehículos

(3.6.1.1 AASHTO)

2.4.3.2.1 Número de Vías

(3.6.1.1.1 AASHTO)

En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación w/12.0 (w/3.60 en m.), siendo w el ancho libre de calzada entre sardineles, cordones y/o barreras, en ft; (mm). También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 12.0 ft (3.60 m.) de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

Los anchos de calzada comprendidos entre 20.0 a 24.0 ft (6.00 y 7.20 m.) deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

2.4.3.2.2 Diseño con Cargas Vivas de Vehículos

(3.6.1.2 AASHTO)

2.4.3.2.2.1 Generalidades

(3.6.1.2.1 AASHTO)

La carga viva designada es el HL-93, que coniste de una combinación de:

- *Camión de diseño ó tándem de diseño y,*
- *Carga distribuida de diseño.*

Para el estado límite de fatiga sólo se considerará la carga correspondiente al camión de diseño, según se indica en 2.4.3.2.4 ***(3.6.1.4 AASHTO)***

Para el cómputo de deflexiones se tomará el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño solo, o con la suma de la sobrecarga distribuida más 25% del camión de diseño. ***(3.6.1.3.2 AASHTO)***

2.4.3.2.2.2 Camión de Diseño

(3.6.1.2.2 AASHTO)

Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicados en la (Figura 2.4.3.2.2.2-1), la distancia entre los dos ejes de 32.0-kips (14.55 t.) será tomada como aquella que, estando entre los límites de 14.0 ft (4.27 m.) y 30.0 ft (9.14 m.), resulta en los mayores efectos.

Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en Artículo 2.4.3.3 ***(3.6.2 AASHTO).***

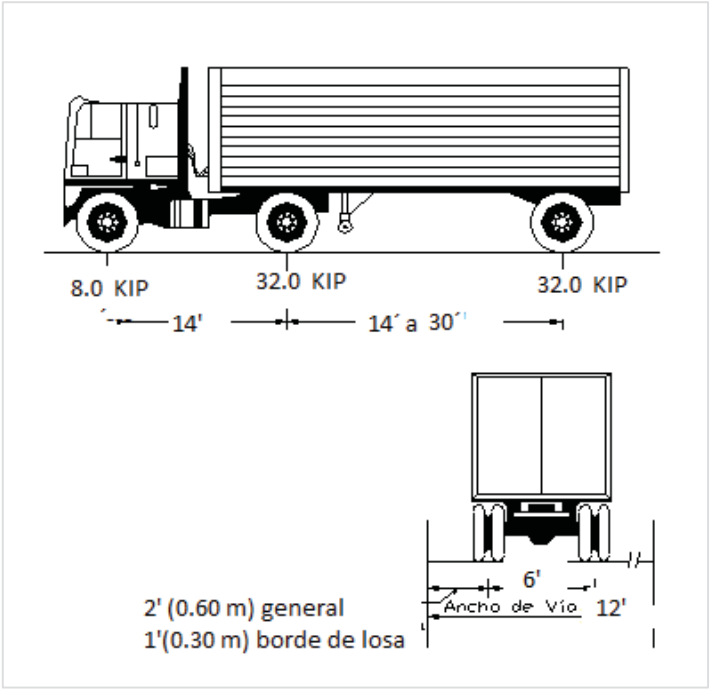


Figura 2.4.3.2.2.2-1. *Características del Camión de Diseño*

2.4.3.2.2.3 Tándem de Diseño

(3.6.1.2.3 AASHTO)

El tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 25.0 kip (11.4 t.), espaciados a 4.0 ft (1.20 m.). La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 6.0 ft (1.80 m.). Estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en 2.4.3.3 ***(3.6.2 AASHTO)***

2.4.3.2.2.4 Sobrecarga Distribuida (Carga del Carril de Diseño)

(3.6.1.2.4 AASHTO)

Se considerará una sobrecarga de 0.64 klf (954 kgf/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 10.0- ft (3.00 m.) en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga.

2.4.3.2.2.5 Área de Contacto de los Neumáticos

(3.6.1.2.5 AASHTO)

El área de contacto de una rueda consistente de una o dos neumáticos se asumirá como un rectángulo de 20.0 in. (0.50 m.) de ancho en dirección transversal del puente y 10.0 in. (0.25 m.) en el sentido del eje longitudinal del mismo.

Se supondrá que los neumáticos ejercen una presión uniforme sobre el área de contacto.

Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye de la siguiente manera:

- *En superficies continuas, uniformemente sobre el área de contacto especificada, y*
- *En superficies discontinuas, uniformemente sobre el área de contacto real dentro de la huella, aumentando la presión en función de la relación entre el área de contacto especificada y la real.*

Para el diseño de tableros ortotropicos y superficies de desgaste sobre los tableros ortotropicos, las ruedas delanteras se asumirán como un simple rectángulo cuyo ancho y largo sean de 10.0 in. como se especifica en en el Artículo 2.4.3.2.4.1 ***(3.6.1.4.1 AASHTO)***

2.4.3.2.2.6 Presencia Múltiple de Sobrecargas

(3.6.1.1.2 AASHTO)

Los requisitos de este artículo no se aplicarán al estado límite de fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño. Si en lugar de emplear la ley de momentos y el método estático se utilizan los factores de distribución aproximados para carril único de los Artículos 2.6.4.2.2 ***(4.6.2.2 AASHTO)*** *y 2.6.4.2.1* ***(4.6.2.3 AASHTO)****, las solicitaciones se deberán dividir por 1.20.*

A menos que en este documento se especifique lo contrario, la solicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93. En ausencia de datos específicos del sitio, los valores de la Tabla 2.4.3.2.2.6-1, ***(3.6.1.1.2-1 AASHTO)***

- *Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado,*
- *Se podrán utilizar al investigar el efecto de tres o más carriles cargados.*

A los fines de determinar el número de carriles cuando la condición de carga incluye las cargas peatonales especificadas en el Artículo 2.4.3.7 ***(3.6.1.6 AASHTO)*** *combinadas con uno o más carriles con la sobrecarga vehicular, las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.*

Los factores especificados en la Tabla 2.4.3.2.2.6-1, ***(3.6.1.1.2-1 AASHTO)*** *no se deben aplicar conjuntamente con los factores de distribución de carga aproximados especificados en los Artículos 2.6.4.2.2* ***(4.6.2.2 AASHTO)*** *y 2.6.4.2.1* ***(4.6.2.3 AASHTO)****, excepto si se aplica la ley de momentos o si se utilizan requisitos especiales para vigas exteriores en puentes de vigas y losas, especificados en el Artículo 2.6.4.2.2.2d,* ***(4.6.2.2.2d AASHTO)****, son usados.*

Tabla 2.4.3.2.2.6-1

(3.6.1.1.2-1 AASHTO)

Número de Vías Cargadas	*Factor Presencia múltiple, m*
1	*1.20*
2	*1.00*
3	*0.85*
> 3	*0.65*

2.4.3.2.3 Aplicación de las Cargas Vivas Vehiculares

(3.6.1.3 AASHTO)

2.4.3.2.3.1 Generalidades

(3.6.1.3.1 AASHTO)

Posición de las Cargas en Dirección Longitudinal

En la dirección longitudinal, el puente será cargado en forma continua o discontinua según resulte más crítico para el efecto en estudio, considerando los siguientes casos:

- *Tándem de diseño más carga distribuida.*
- *Camión de diseño más carga distribuida. La distancia entre los ejes de 32.0 kips (14.55 t.), ver Artículo 2.4.3.2.2.2, será aquella que produzca el efecto más desfavorable en cada caso.*
- *Tanto para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos como para reacción en pilas interiores solamente, 90 por ciento de la solicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 50.0 ft (15.00 m) entre el ultimo eje del primer camión hasta el eje delantero del camión que le sigue, combinada con 90 por ciento de la solicitación debida a la carga del carril de diseño (carga distribuida). La distancia entre los ejes de 32.0 kip (14.55 t.) de cada camión se deberá tomar como 14.0 ft (4.27 m). Los dos camiones de diseño serán colocados en tramos adyacentes para producir los máximos esfuerzos*

Los ejes que no contribuyen a la solicitación extrema considerada se deberán despreciar.

Posición de las Cargas en Dirección Transversal

Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 10.0 ft (3.00 m) cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas. El camión y tandem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- *Para el diseño del voladizo del tablero – 1.0 ft. (0.30 m.) a partir de la cara del sardinel o de la baranda, y*
- *Para el diseño de todos los demás componentes – 2.0 ft. (0.60 m.) a partir del borde del carril de diseño.*

A menos que se especifique lo contrario, las longitudes de los carriles de diseño o de las partes de los carriles de diseño que contribuyen a la solicitación extrema bajo consideración, se deberán cargar con la carga del carril de diseño.

2.4.3.2.3.2 Carga para la Evaluación Opcional de la Deflexión por Sobrecarga

(3.6.1.3.2 AASHTO)

A menos que se disponga de otro modo, ver Artículo 2.9.1.4.4.5.2 (2.5.2.6.2 AASHTO), la deflexión se deberá tomar como el mayor valor entre:

- *La que resulta del camión de diseño solamente, o*

- *La que resulta del 25 por ciento del camión de diseño considerado juntamente con la carga del carril de diseño.*

2.4.3.2.3.3 Cargas de Diseño para Tableros, Sistemas de Tableros y Losas Superiores de Alcantarillas Rectangulares

(3.6.1.3.3 AASHTO)

Los requisitos de este artículo no se aplicarán a los tableros diseñados bajo los requisitos del Artículo 2.9.1.4.6.2, Método de Diseño Empírico.

Si se usa el método aproximado de las fajas para analizar tableros y losas superiores de alcantarillas rectangulares, las solicitaciones se deberán determinar en base a lo siguiente:

- *Cuando la losa trabaja principalmente en el sentido transversal solamente los ejes del camión de diseño o el tándem de diseño serán aplicados a la losa del tablero o a la losa superior de las alcantarillas cajón.*
- *Cuando la losa trabaja principalmente en la dirección longitudinal.*
  - *Para losas superiores de alcantarillas cajón y para los otros casos incluyendo puentes tipo losa donde el tramo no exceda, 15.0 ft. (4.50 m.), solamente las cargas del eje del camión de diseño o el tándem de diseño respectivamente, serán aplicados.*
  - *Para todos los otros casos, incluyendo puentes tipo losa (excluyendo las losas superiores de alcantarillas cajón) donde el tramo excede 15.0 ft. (4.50 m.) todas las cargas especificadas en el Artículo 2.4.3.2.2 (3.6.1.2 AASHTO) serán aplicadas.*

Cuando los métodos refinados son usados para analizar tableros, las solicitaciones serán determinadas sobre las siguientes bases:

- *Si las fajas principales son de dirección transversal, solamente los ejes del camión de diseño o tándem de diseño serán aplicados a la losa del tablero.*
- *Si las fajas principales son de dirección longitudinal (incluyendo los puentes tipo losa), todas las cargas especificadas en el Artículo 2.4.3.2.2 (3.6.1.2 AASHTO) serán aplicadas.*

Se asumirá que las cargas de las ruedas de un eje son iguales, y para el diseño de tableros no es necesaria la amplificación de las cargas de las ruedas debido a las fuerzas centrífugas y de frenado.

2.4.3.2.3.4 Carga para el Voladizo del Tablero

(3.6.1.3.4 AASHTO)

Para el diseño de voladizo del tablero de no más de 6.0 ft (1,800 mm) entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de concreto estructuralmente continua, la fila de ruedas exterior se puede reemplazar por una carga de "cuchilla" lineal uniformemente distribuida de 1.0 k/ft (14.6 N/mm), ubicada a 1.0 ft (300 mm) de la cara de la baranda.

Las cargas horizontales en los voladizos provocadas por la colisión de vehículos contra las barreras se deberán tener en cuenta.

2.4.3.2.4 Carga de Fatiga

(3.6.1.4 AASHTO)

2.4.3.2.4.1 Magnitud y Configuración

(3.6.1.4.1 AASHTO)

Independientemente del número de vías, para el estado límite de fatiga se considerará como carga vertical la de un solo camión de diseño, como se especifica en 2.4.3.2.2.2 (3.6.1.2.2 AASHTO) pero con una distancia fija de 30.0 ft. (9.14 m.) entre los dos ejes de 32.0 kip (14.55 t.) e incluyendo los efectos dinámicos indicados en 2.4.3.3 (3.6.2 AASHTO).

El camión se ubicará, tanto en dirección longitudinal como en la dirección transversal, en las posiciones que produzcan los efectos máximo y mínimo para el elemento en estudio, de modo tal que se obtenga el máximo rango de esfuerzos.

La frecuencia de la carga de fatiga se calculará sobre la base del tráfico de vehículos de tres o más ejes en cada dirección. Para estos cómputos deberá considerarse el volumen de tráfico promedio a lo largo de la vida útil del puente.

Para el diseño de tableros ortotropicos y superficie de rodadura sobre los tableros ortotropicos, se usará el patrón de cargas como se muestra en la Figura 2.4.3.2.4.1-1 ***(3.6.1.4.1-1 AASHTO).***

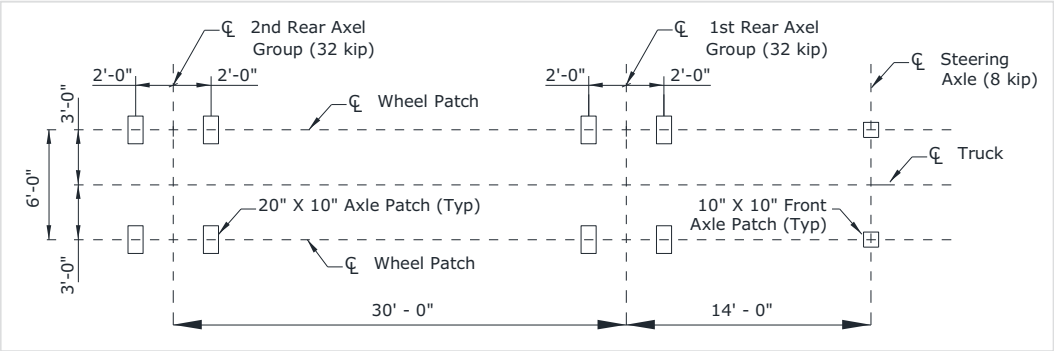


Figura 2.4.3.2.4.1-1 *Dibujo detallado de la posición del camión para el diseño de fatiga*

(3.6.1.4.1-1 AASHTO)

2.4.3.2.4.2 Frecuencia

(3.6.1.4.2 AASHTO)

La frecuencia de la carga de fatiga se deberá tomar como el tráfico medio diario de camiones en un único carril ($ADTT_{SL}$). Esta frecuencia se deberá aplicar a todos los componentes del puente, inclusive a aquellos ubicados debajo de carriles que soportan un menor número de camiones.

En ausencia de información más precisa, el tráfico medio diario de camiones en un único carril se tomará como:

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \qquad 2.4.3.2.4.2\text{-}1$$ *(3.6.1.4.2-1 AASHTO)*

Donde:

ADTT = número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el período de diseño

$ADTT_{SL}$ = número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el período de diseño

p = valor especificado en Tabla 2.4.3.2.4.2-1 ***(Tabla 3.6.1.4.2-1 AASHTO).***

Tabla 2.4.3.2.4.2-1 *Fracción de tráfico de camiones en un único carril, p*

(Tabla 3.6.1.4.2-1 AASHTO)

Número de carriles disponibles para camiones,	p
1	1.00
2	0.85
3 o más	0.80

2.4.3.2.4.3 Distribución de Cargas para Fatiga

(3.6.1.4.3 AASHTO)

2.4.3.2.4.3.a Métodos de Análisis Refinados

(3.6.1.4.3.a AASHTO)

Si el puente se analiza utilizando algún método refinado, como se especifica en el Artículo 2.4.3.2.4.3.a1 (4.6.3 AASHTO) se deberá ubicar un único camión de diseño transversal y longitudinalmente de manera de maximizar el rango de tensiones en el detalle considerado, independientemente de la posición sobre el tablero de los carriles de circulación o de diseño.

2.4.3.2.4.3.a1 Requisitos Generales

(4.6.3 AASHTO)

Los puentes se pueden analizar utilizando métodos refinados. En estos análisis se deberán considerar las relaciones de aspecto de los elementos, la posición y número de nodos, y las demás características topológicas que pudieran afectar la precisión de la solución analítica.

Si se utiliza un método de análisis refinado, junto con la documentación técnica se deberá proveer una tabla de coeficientes de distribución de sobrecarga para las solicitaciones extremas en cada tramo a fin de facilitar la emisión de los permisos y la clasificación del puente.

Los métodos aceptables de análisis estructural son:

- *Métodos clásicos de fuerza y desplazamientos,*
- *Método de las diferencias finitas,*
- *Método de los elementos finitos,*
- *Método de las placas plegadas,*
- *Método de las fajas finitas,*
- *Analogía de la grilla,*
- *Métodos de las series u otros métodos armónicos,*
- *Métodos basados en la formación de rótulas plásticas, y*
- *Método de las líneas de fluencia.*

2.4.3.2.4.3.b Métodos Aproximados

(3.6.1.4.3.b AASHTO)

Si el puente se analiza utilizando una distribución de cargas aproximada, como se especifica en el Artículo 2.6.4.2 (4.6.2 AASHTO), se deberá utilizar el factor de distribución para un carril de circulación.

2.4.3.3 Carga Dinámica Permitida: IM

(3.6.2 AASHTO)

2.4.3.3.1 Requisitos Generales

(3.6.2.1 AASHTO)

A menos que los Artículos 2.4.3.3.2 y 2.4.3.3.3 (3.6.2.2 y 3.6.2.3 AASHTO) permitan lo contrario, los efectos estáticos del camión o tandem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 2.4.3.3.-1, incremento por carga dinámica.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: (1 + IM/100).

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño (carga uniformemente repartida).

***Tabla 2.4.3.3-1** Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos (IM)*

(3.6.2.1-1 AASHTO)

Componente	Porcentaje (IM)
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)	75%
Para otros elementos	
• Estados límite de fatiga y fractura	15%
• Otros estados límite	33%

La aplicación del incremento por carga dinámica para componentes enterrados, será como se específica en el Artículo 2.4.3.3.1 (3.6.2.2 AASHTO). No es necesario aplicar el incremento por carga dinámica a:

- *Muros de sostenimiento no solicitados por reacciones verticales de la superestructura, y*
- *Componentes de las fundaciones que están completamente por debajo del nivel del terreno.*

El incremento por carga dinámica se puede reducir para algunos componentes, excepto las juntas, si hay evidencia suficiente que justifique esta reducción, respetando los requisitos del Artículo 2.4.3.3.4 (4.7.2.1. AASHTO).

2.4.3.3.2 Componentes Enterrados

(3.6.2.2 AASHTO)

El incremento por carga dinámica para alcantarillas y otras estructuras enterradas, en porcentaje, se deberá tomar como:

$$IM = 33(1.0 - 0.125D_E) \geq 0\% \qquad \text{2.4.3.3.2-1 (3.6.2.2-1 AASHTO)}$$

D_E = *profundidad mínima de la cubierta de tierra sobre la estructura (ft)*

2.4.3.3.3 Componentes de Madera

(3.6.2.3 AASHTO)

El incremento por carga dinámica no se aplicará a los componentes de madera.

2.4.3.4 Fuerzas Centrífugas

(3.6.3 AASHTO)

Para el propósito de calcular la fuerza radial o el efecto de vuelco sobre las cargas de las ruedas, la fuerza centrífuga será tomada como el producto entre los pesos por eje del camión o del tándem de diseño por el siguiente factor C:

$$C = f\frac{v^2}{gR} \qquad \text{2.4.3.4-1 (3.6.3-1 AASHTO)}$$

Donde:

v = *velocidad de diseño de la carretera (ft/s)*

f = *4/3 para las combinaciones de carga excepto fatiga y 1.0 para fatiga.*

g = *aceleración de la gravedad: 32.2 (ft/s²)*

R = *radio de curvatura del carril de circulación (ft)*

La velocidad de diseño de la carretera se deberá tomar mayor o igual que el valor especificado en el Manual de Carreteras: Diseño Geométrico, DG - Vigente.

Se deberán aplicar los factores de presencia múltiple especificados en el Artículo 2.4.3.2.2.6 ***(3.6.1.1.2 AASHTO)***

Las fuerzas centrífugas se deberán aplicar horizontalmente a una distancia de 6.0 ft (1.80 m.) sobre la superficie de rodadura. Se proveerá una ruta de carga para trasmitir la fuerza radial a la subestructura.

El efecto de la sobreelevación en la reducción del efecto de volteo de la fuerza centrífuga sobre las cargas verticales de rueda puede ser considerado.

Al calcular la fuerza centrífuga se desprecia la carga del carril (sobrecarga distribuida), ya que se supone que a alta velocidad la separación de los vehículos es grande, y por lo tanto la densidad de vehículos detrás y/o delante del camión de diseño es baja.

2.4.3.5 Fuerzas de Frenado: BR

(3.6.4 AAHSTO)

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- *25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tandem de diseño, o*
- *5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tandem de diseño más la carga del carril.*

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados de acuerdo con el Artículo 2.4.3.2 ***(3.6.1.1.1 AASHTO)*** *y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 6.0 ft (1.80 m) sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.*

Se aplicarán los factores de presencia múltiple especificados en el Artículo 2.4.3.2.2.6 ***(3.6.1.1.2 AASHTO).***

2.4.3.5.1 Fuerzas de Colisión Vehicular

(3.6.5. AASHTO)

2.4.3.5.1.1 Protección de las Estructuras

(3.6.5.1 AASHTO)

A no ser que la entidad contratante y/o el propietario de la obra determinen que las condiciones del lugar indican lo contrario, se estudiaran por colisión los estribos y pilares ubicados a una distancia dentro de 30 ft hasta el borde de la calzada. La colisión se abordará ya sea para proporcionar resitencia estructural o para reorientar o absorber la carga.

Cuando la opción de diseño es para proporcionar resistencia estructural, el pilar o el estribo se desiñarán para una fuerza estatica equivalente a 600 kips, que se supone para actuar en una dirección de cero a 15 grados con el borde de la vereda en un plano horizontal, a una distancia de 5.0 ft sobre el terreno.

Cuando la opción de diseño es para reorientar o absorber la carga de la colisión, la protección consistirá en una de las siguientes:

- *En un terraplén protector.*
- *Una estructura independiente, barrera alta a prueba de choques montada sobre el terreno 54.0 in, localizada dentro de los 10.0 ft del elemento que va a proteger; o*
- *Barrera alta A 42.0 in localizada a mas de 10.0 ft del elemento que va a proteger*

Tales barreras serán estructuralmente y geométricamente capaces de pasar la prueba de choque para el Nivel de Prueba 5, como se pecifica en la Seccion 13 de la AASHTO.

2.4.3.5.1.2 Colisión de Vehículos con las Barreras

(3.6.5.2 AASHTO)

Se aplicarán los requisitos de la Seccion 13 del AASHTO

2.4.3.6 Cargas sobre Veredas, Barandas y Sardineles

2.4.3.6.1 Cargas Peatonales sobre Veredas

(3.6.1.6 AASHTO)

Se deberá aplicar una carga peatonal de 0.075 ksf (367 kg/m²) en todas las veredas de más de 2.0 ft (0.60 m.) de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. Donde los vehículos puedan subir a la vereda, la carga peatonal no se considerará simultáneamente con la vehicular. Si en el futuro la vereda puede ser removida, la sobrecarga vehicular se aplicará a 1.0 ft (0.30 m.) del borde del tablero para el diseño del volado del mismo, a 2.0 ft (0.60 m.) del borde del tablero para diseñar los otros componentes. Los incrementos de carga dinámica no serán considerados para los vehículos.

2.4.3.6.2 Fuerzas Sobre Sardineles

Los sardineles serán diseñados para resistir una fuerza lateral no menor que 1.68 kips (760 kgf) por metro de sardinel, aplicada en el tope del sardinel o a una elevación de 0.25 m. sobre el tablero si el sardinel tuviera mayor altura.

2.4.3.6.3 Fuerzas de Diseño para las Barandas para Tráfico Vehicular

(A13.2 AASHTO)

A menos que en la presente se establezca lo contrario, se deberán aplicar el estado límite correspondiente a evento extremo y las combinaciones de cargas de la Tabla 2.4.5.3.1-1, (3.4.1-1 AASHTO) correspondiente

Las fuerzas de diseño para las barandas y los criterios geométricos a utilizar al desarrollar probetas de ensayo para el programa de ensayos de choque se deberían tomar como se especifica en la Tabla 2.4.3.6.3-1 e ilustrada en la Figura. 2.4.3.6.3-1. No es necesario aplicar las cargas transversales y longitudinales indicadas en la Tabla 2.4.3.6.3-1 simultáneamente con las cargas verticales.

La altura efectiva de la fuerza de vuelco de un vehículo se toma de la siguiente manera:

$$H_e = G - \frac{12WB}{2F_t} \qquad \text{2.4.3.6.3-1 (A13.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

G = *altura del centro de gravedad del vehículo por encima del tablero del puente, tal como se especifica en la Tabla 13.7.2-1 (in.).*

W = *peso del vehículo correspondiente al nivel de ensayo requerido, tal como se especifica en la Tabla 13.7.2-1 (kips).*

B = *separación entre los bordes exteriores de las ruedas de un eje, tal como se especifica en la Tabla 13.7.2-1 (ft).*

F_t = *fuerza transversal correspondiente al nivel de ensayo requerido, tal como se especifica en la Tabla A13.2-1 (kips).*

Las barandas se deberán dimensionar de manera que:

$$\bar{R} \geq F_t \qquad \text{2.4.3.6.3-2 (A 13.2-2 AASTHO)}$$

$$\bar{Y} \geq \frac{H_e}{12} \qquad \text{2.4.3.6.3-3 (A 13.2-3 AASTHO)}$$

Para lo cual:

$$\bar{R} = \sum R_i \qquad \text{2.4.3.6.3-4 (A 13.2-4 AASTHO)}$$

$$\bar{Y} = \frac{\Sigma(R_i Y_i)}{\bar{R}} \qquad \text{2.4.3.6.3-5 (A 13.2-5 AASTHO)}$$

Donde:

R_i = *resistencia del riel (kips).*

Y_i = *distancia desde el tablero del puente hasta el riel i (ft).*

Todas las fuerzas se deberán aplicar a los elementos longitudinales. La distribución de las cargas longitudinales a los postes deberá ser consistente con la continuidad de los elementos de los rieles. La distribución de las cargas longitudinales deberá ser consistente con el mecanismo de falla supuesto para la baranda.

Tabla 2.4.3.6.3.-1 *Fuerzas de diseño para barandas*

(Tabla A13.2-1 AASHTO)

Fuerzas de diseño y simbología	***Niveles de ensayo para baranda***					
	TL-1	***TL-2***	***TL-3***	***TL-4***	***TL-5***	***TL-6***
Transversal F_t (kips)	*13.5*	*27.0*	*54.0*	*54.0*	*124.0*	*175.0*
Longitudinal F_L (kips)	*4.5*	*9.0*	*18.0*	*18.0*	*41.0*	*58.0*
Vertical descendente F_v (kips)	*4.5*	*4.5*	*4.5*	*18.0*	*80.0*	*80.0*
L_t y L_L (ft)	*4.0*	*4.0*	*4.0*	*3.5*	*8.0*	*8.0*
Lv (ft)	*18.0*	*18.0*	*18.0*	*18.0*	*40.0*	*40.0*
H_e (mín.) (in.)	*18.0*	*20.0*	*24.0*	*32.0*	*42.0*	*56.0*
Mínima altura del riel H (in.)	*27.0*	*27.0*	*27.0*	*32.0*	*42.0*	*90.0*

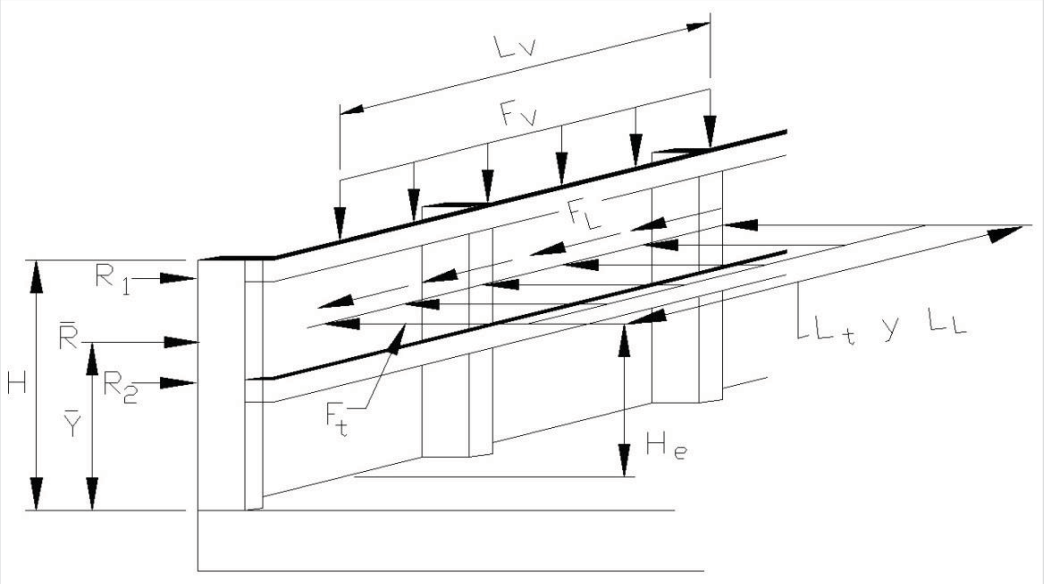


Figura 2.4.3.6.3-1 *Fuerzas de diseño en una baranda metálica, verticales y horizontales uniformemente distribuidas*

(A13.2-1 AASHTO)

2.4.3.6.3.1 Criterios para Seleccionar el Nivel de Ensayo

(13.7.2 AASHTO)

Ver el Artículo 2.1.4.3.4.2.2 ***(13.7.2 AASHTO)***

2.4.3.7 Cargas en Puentes Peatonales

Los puentes para uso peatonal y para el tráfico de bicicletas deberán ser diseñados para una carga viva uniformemente repartida de 90 psf.

El proyectista deberá evaluar el posible uso del puente peatonal por vehículos de emergencia o mantenimiento. Las cargas correspondientes a tales vehículos no requerirán incrementarse por efectos dinámicos. Tampoco serán combinadas con la carga viva de diseño.

2.4.3.8 Empuje de Agua y Subpresiones

(3.7 AASHTO)

2.4.3.8.1 Presión Hidrostática

(3.7.1 AASHTO)

Todos los pilares y otras partes del puente que estén sujetas al empuje de agua deberán ser diseñados para resistir los esfuerzos más desfavorables en las condiciones de aguas máximas y aguas mínimas.

Se asumirá que la presión hidrostática actúa de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua. La presión se deberá calcular como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, y el peso específico del agua.

Los niveles de agua de diseño para los diferentes estados límites serán los especificados y/o aprobados por el Propietario.

2.4.3.8.2 Subpresiones

(3.7.2 AASHTO)

La subpresión (flotabilidad) se deberá considerar como una fuerza de levantamiento, tomada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas, según lo especificado en el

Artículo 2.4.3.8.1 (3.7.1 AASHTO) que actúa sobre todos los componentes de la estructura que se encuentran debajo del nivel de agua de diseño.

2.4.3.8.3 Presión de Flujo

(3.7.3 AASHTO)

2.4.3.8.3.1 En Dirección Longitudinal

(3.7.3.1 AASHTO)

La presión debida a un flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras se deberá tomar como:

$$P = \frac{C_D V^2}{1{,}000} \qquad \text{2.4.3.8.3.1-1 (3.7.3.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

P = *presión del agua que fluye (ksf)*

C_D = *coeficiente de arrastre para pilas como se especifica en la Tabla 2.4.3.8.3.1-1 (3.7.3.1-1 AASHTO)*

V = *velocidad del agua de diseño para la inundación en estados límites de resistencia y servicio y para inundación de control en el estado límite correspondiente a evento extremo (ft/s).*

***Tabla 2.4.3.8.3.1-1** Coeficiente de Arrastre Longitudinal*

(3.7.3.1-1 AASHTO)

Tipo de Estructura	C_D
Pilar con extremo semicircular.	*0.7*
Pilar con extremo plano.	*1.4*
Pilar con extremo en ángulo de 90° o menos.	*0.8*
Troncos u otros escombros.	*1.4*

La fuerza de arrastre longitudinal se deberá tomar como el producto entre la presión de flujo longitudinal y la proyección de la superficie expuesta a dicha presión.

Cuando el curso de agua pueda arrastrar una cantidad significativa de escombros, deberán evaluarse las fuerzas de arrastre sobre el material que pudiera acumularse sobre el pilar.

2.4.3.8.3.2 En Dirección Lateral

(3.7.3.2- AASHTO)

La presión lateral uniformemente distribuida que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de agua que fluye formando un ángulo θ respecto del eje longitudinal de la pila se deberá tomar como:

$$P = \frac{C_L V^2}{1000} \qquad \text{2.4.3.8.3.2-1 (3.7.3.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

P = *presión lateral (ksf)*

C_L = *coeficiente de arrastre lateral Tabla 2.4.3.8.3.2-1*

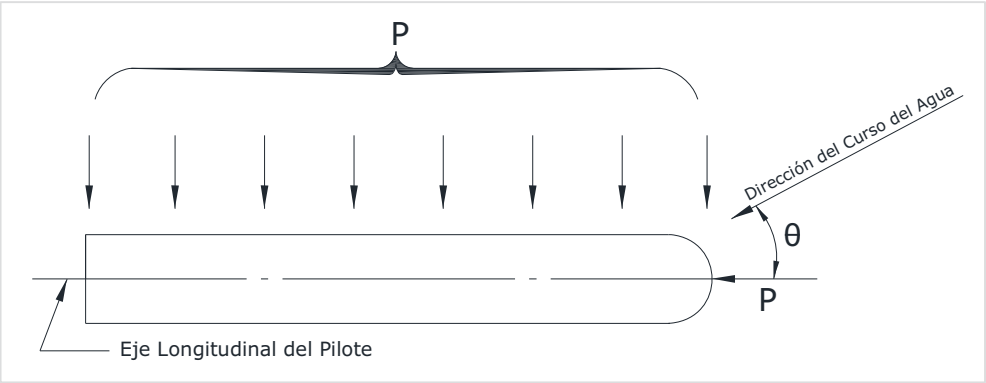


Figura 2.4.3.8.3.2-1 *Vista en planta de un pilar con indicación de la presión de flujo del curso de agua*
(3.7.3.2-1 AASHTO)

Tabla 2.4.3.8.3.2-1 *Coeficiente de arrastre lateral*

(3.7.3.2-1 AASHTO)

Ángulo,θ, entre la dirección del flujo y el eje longitudinal de la pila C_L	C_L
0 grados	*0.0*
5 grados	*0.5*
10 grados	*0.7*
20 grados	*0.9*
≥ 30 grados	*1.0*

La fuerza de arrastre lateral se deberá tomar como el producto de la presión de flujo lateral por la superficie expuesta a dicha presión.

2.4.3.8.3.3 Carga de Oleaje

(3.7.4 AASHTO)

Se deberá considerar la acción del oleaje sobre las estructuras expuestas si se anticipa que se pueden desarrollar fuerzas de oleaje significativas.

2.4.3.8.3.3.1 Empuje Hidrodinámico

Las presiones adicionales originadas por la masa de agua al ocurrir un sísmo podrán ser estimadas con las fórmulas aproximadas de Westergard o por cualquier otro procedimiento equivalente.

2.4.3.8.3.4 Cambio de las Fundaciones Debido al Estado Límite para Socavación

(3.7.5 AASHTO)

Se aplicarán los requisitos del Artículo 1.2.3 (2.6.4.4 AASHTO) las consecuencias de los cambios de las condiciones de fundación provocados por la inundación de diseño para socavación se deberán considerar en los estados límites de resistencia y servicio. Las consecuencias de los cambios de las condiciones de fundación provocados por la socavación resultante de la inundación de control para socavación y por los huracanes se deberán considerar en los estados límites correspondientes a eventos extremos.

En términos estadísticos, la socavación es la causa más habitual de falla de los puentes carreteros.

En el Artículo 1.2.3a se trata sobre el estudio y los efectos de la socavación. La socavación en sí misma no constituye una solicitación, pero al modificar las condiciones de la subestructura puede alterar significativamente las consecuencias de las solicitaciones que actúan sobre las estructuras.

2.4.3.9 Solicitaciones Provocadas por Deformaciones Superpuestas: TU, TG, SH, CR, SE, PS

(3.12 AASHTO)

2.4.3.9.1 Requisitos Generales

(3.12.1 AASHTO)

Se deberán considerar las solicitaciones internas que la fluencia lenta y contracción provocan en los componentes. Si es conveniente, se debería incluir el efecto de gradiente de temperatura. Las solicitaciones debidas a la deformación de los componentes resistentes, el desplazamiento de los puntos de aplicación de las cargas y los movimientos de los apoyos se deberán incluir en el análisis.

2.4.3.9.2 Rangos de Temperatura

En ausencia de información más precisa, los rangos de temperatura serán los especificados en la Tabla 2.4.3.9.2-1. Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se deberá usar la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica de la construcción supuesta en el diseño.

La temperatura de referencia básica será la temperatura ambiente promedio durante las 48 horas antes del vaciado del concreto o antes de la colocación de aquellos elementos que determinan la hiperestaticidad de la estructura.

Tabla 2.4.3.9.2-1 Rangos de Temperatura (°C)

Material	*Costa*	*Sierra*	*Selva*
Concreto armado o preesforzado	*10° a 40°C*	*-10° a +35°C*	*10° a 50°C*
Acero	*5° a 50°C*	*-20° a +50°C*	*10° a 60°C*
Madera	*10° a 40°C*	*-10° a +35°C*	*10° a 50°C*

2.4.3.9.3 Diseño de la Variación Térmica

(3.12.2.3 AASHTO)

El rango de movimiento térmico, Δ_t, se obtiene:

$$\Delta_t = \alpha L(T_{MaxDiseño} - T_{MinDiseño})$$

Donde:

L = *longitud de expansión, (in.); (mm)*

α = *coeficiente de expansión térmica (in/in/°F); (mm/mm/ °C)*

2.4.3.9.3.1 Gradiente de Temperatura

En superestructuras de concreto o de acero con tablero de concreto, se supondrá un gradiente de temperatura, adicionalmente a los cambios de temperatura especificados en el Artículo 2.4.3.9.2.

Las diferencias de temperatura T_1 y T_2 corresponderán a los valores positivos dados en la tabla 2.4.3.9.3-1 ó a valores negativos obtenidos multiplicando aquellos de la tabla por -0.5.

***Tabla 2.4.3.9.3-1** Temperaturas que definen los Gradientes (°C)*

	Sin Asfalto		***5 cm Asfalto***		***10 cm Asfalto***	
Región	T_1	T_2	T_1	T_2	T_1	T_2
Costa	*40*	*15*	*35*	*15*	*30*	*15*
Sierra	*40*	*5*	*35*	*5*	*30*	*5*
Selva	*50*	*20*	*45*	*20*	*40*	*20*

2.4.3.9.4 Contracción Diferencial (Shrinkage)

(3.12.4 AASHTO)

Cuando corresponda, se deberán determinar las deformaciones por contracción diferencial entre concretos de diferentes edades o composiciones, y entre concreto y acero. Estas deformaciones serán determinadas de acuerdo a los requisitos del Artículo 2.5.4.3 ***(5.4.2.3 AASHTO)***

2.4.3.9.5 Fluencia Lenta (Creep)

(3.12.5 AASHTO)

Las deformaciones por fluencia lenta del concreto y la madera deberán ser de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.5.4.3 ***(5.4.2.3 AASHTO)****. Al determinar las solicitaciones y deformaciones provocadas por la fluencia lenta se deberá considerar la dependencia del tiempo y el cambio de las tensiones de compresión).*

2.4.3.9.6 Asentamiento

(3.12.6 AASHTO)

Se deberán considerar las solicitaciones provocadas por los valores extremos de los asentamientos diferenciales entre subestructuras y entre unidades de una misma subestructura. El asentamiento se podrá estimar de acuerdo con los requerimientos del Artículo 2.8.2.1.1.6.5.3 ***(10.7.2.3 AASHTO)****.*

2.4.3.9.7 Fuerzas Secundarias de Elementos Postensados: PS

(3.12.7 AASHTO)

La aplicación de fuerzas postensoras sobre un estructura continua produce reacciones en los apoyos y fuerzas internas denominadas fuerzas secundarias las cuales serán consideradas.

2.4.3.9.8 Fuerzas Friccionales: FR

(3.13 AASHTO)

Las fuerzas debidas a la fricción se deberán establecer en base a los valores extremos del coeficiente de fricción entre las superficies deslizantes. Cuando corresponda, se deberá considerar la influencia de la humedad y la posible degradación o contaminación de las superficies de deslizamiento o rotación sobre el coeficiente de fricción.

2.4.3.10 Cargas de Viento WL y WS

(3.8 AASHTO)

2.4.3.10.1 Presión Horizontal del Viento

(3.8.1 AASHTO)

2.4.3.10.1.1 Generalidades

(3.8.1.1 AASHTO)

Las velocidades del viento que se utilizarán serán las del Mapa Eólico de la Norma Técnica del Reglamento Nacional de Edificaciones RNE - Vigente.

Se utilizará la metodología del AASHTO LRFD para determinar las cargas del viento para el diseño de los puentes. Las Especificaciones de la AASHTO consideran una velocidad básica del viento V_B = 100 mph (160 km/h), el proyectista investigará y establecerá, para el caso del Perú, las velocidades correspondientes en la zona de la ubicación del puente y en base a ello las aplicará según lo indicado en el Artículo 2.4.3.10.

Se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. El área expuesta será la sumatoria de las áreas de todos los componentes, incluyendo el sistema de piso y las barandas, vistas en elevación perpendicular a la dirección de viento supuesta. Esta dirección se

deberá variar para determinar las solicitaciones extremas en la estructura o en sus componentes. En el análisis se pueden despreciar las superficies que no contribuyen a la solicitación extrema analizada.

Para puentes o componentes de puentes a más de 30.0 ft. sobre el nivel más bajo del terreno o del nivel del agua, la velocidad de viento de diseño, V_{DZ}, se deberá ajustar de acuerdo con:

$$V_{DZ} = 2.5\, V_O \left(\frac{V_{30}}{V_B}\right) ln\left(\frac{Z}{Z_O}\right)$$ *2.4.3.10.1.1-1 (3.8.1.1-1 AASHTO)*

V_{DZ} = *velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, Z (mph); (km/h)*

V_{30} = *velocidad del viento a 30.0 ft sobre el nivel bajo del terreno o sobre nivel de agua de diseño (mph).*

V_B = *velocidad base de viento igual a 100 mph a 30.0 ft de altura, con la cual se obtiene las presiones de diseño especificada en los Artículos 2.4.3.10.1.2.1 y 2.4.3.10.1.2.2 (3.8.1.2.1 y 3.8.1.2.2 AASHTO).*

Z = *altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la parte baja del terreno o del nivel del agua,> 30.0 ft.*

V_0 = *velocidad friccional, una característica meteorológica tomada como se especifica en la tabla 2.4.3.10.1.1-1, para diferentes características de la superficie contra el viento (mph);*

Z_0 = *longitud de fricción que trae el viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la tabla 2.4.3.10.1.1-1, (ft).*

***Tabla 2.4.3.10.1.1-1** Valores de las constantes V_0 y Z_0*

(3.8.1.1-1- AASHTO)

Condición	Terreno abierto Área Suburbana	Área Suburbana	Área urbana
V_0	8.20 mph	10.90 mph	12.00 mph
Z_0	0.23 ft	3.28 ft	8.20 ft

Excepto para barreras de sonidoV_{30}, se puede establecer a partir de:

- *Cartas de Velocidad Básica del Viento disponibles vigentes, para diferentes períodos de recurrencia,*
- *Relevamientos de los vientos del predio, y*
- *En ausencia de un mejor criterio, la hipótesis de que $V_{30} = V_B = 100$ mph.*

Para barreras de sonido,V_{30}, (V_{10}); se tomará como se especifica en el Artículo 2.11.7.2 (15.8.2 AASHTO)

2.4.3.10.1.2 Presiones de Viento Sobre Estructuras: WS

(3.8.1.2 AASHTO)

2.4.3.10.1.2.1 Generalidades

(3.8.1.2.1 AASHTO)

Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica de viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucran viento más sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que el Artículo 2.4.3.10.5 especifique lo contrario. En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en ksf se puede determinar como:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 = P_B \frac{{V_{DZ}}^2}{10{,}000}$$ *2.4.3.10.1.2.1-1 (3.8.1.2.1-1 AASHTO)*

P_B = *presiones básicas del viento especificadas en la tabla 2.4.3.10.1.2.1-1 (ksf)*

La fuerza del viento sobre la estructura se calculará multiplicando la presión de diseño del viento, P_D, calculada usando la ecuación 2.4.3.10.1.2.1-1 (3.8.1.2.1-1 AASHTO), por el área expuesta, incluyendo el área de las barreras de sonido, si existieran, dejando de lado la presión del viento que se usó para el diseño de ellas.

Tabla 2.4.3.10.1.2.1-1 *Presiones básicas, P_B, correspondientes a una velocidad V_B =100 mph.* *(3.8.1.2.1-1 AASHTO)*

Componente Estructural	Presión por Barlovento	Presión por Sotavento
Reticulados, Columnas y Arcos	0.050 ksf	0.025 ksf
Vigas	0.050 ksf	NA
Superficies de pisos largos	0.040 ksf	NA

La carga de viento no se deberá tomar menor que 0.30 klf (4.4 N/mm) en el plano de un cordón a barlovento, ni 0.15 klf (2.2 N/mm) en el plano de un cordón a sotavento, de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 0.30 klf (4.4 N/mm) en componentes de vigas o vigas cajón.

2.4.3.10.1.2.2 Cargas de las Superestructuras

(3.8.1.2.2 AASHTO)

Si el viento no se toma normal a la estructura, la presión básica del viento P_B para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en la Tabla 2.4.3.10.2.2-1 (3.8.1.2.1 AASHTO) y se deberá aplicar a una única ubicación de área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la solicitación extrema en el componente investigado. Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente.

Tabla 2.4.3.10.1.2.2-1 *Presiones básicas del viento, P_B, para diferentes ángulos de ataque y V_B = 100 mph* *(Tabla 3.8.1.2.2-1 AASHTO)*

Ángulo de oblicuidad del viento	Reticulados, columnas y arcos		vigas	
	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal
	ksf	ksf	ksf	ksf
0	0.075	0.000	0.050	0.000
15	0.070	0.012	0.044	0.006
30	0.065	0.028	0.041	0.012
45	0.047	0.041	0.033	0.016
60	0.024	0.050	0.017	0.019

Para puentes normales de vigas y losa que tienen un tramo único de longitud no mayor que 125 ft (38.00 m) y una altura máxima de 30.0 ft (9.00 m) sobre la parte más baja del terreno o sobre el nivel del agua, las siguientes cargas de viento pueden ser usadas:

- *0.05 ksf, transversal;*
- *0.012 ksf, longitudinal;*

Ambas fuerzas serán aplicadas simultáneamente.

2.4.3.10.1.2.3 Fuerzas Aplicadas Directamente a la Subestructura

(3.8.1.2.3 AASHTO)

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 0.040 ksf (0.0019 MPa). Para direcciones del viento consideradas oblicuas respecto de la estructura, esta fuerza se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones del extremo y frontal de la subestructura. La componente perpendicular a la elevación del extremo deberá actuar sobre el área de subestructura expuesta como se la ve en la elevación del extremo, y la componente perpendicular a la elevación frontal deberá actuar sobre las áreas expuestas y se aplicará simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura.

2.4.3.10.1.3 Presiones del Viento Sobre los Vehículos: WL

(3.8.1.3 AASHTO)

Si hay vehículos presentes, la presión de viento de diseño se deberá aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. La presión de viento sobre los vehículos se representará como una fuerza interrumpible, en movimiento, de 0.10 klf (1.46 N/mm) actuando transversal a la calzada y 6.0 ft (1.80 m) sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura.

Si el viento sobre los vehículos no se considera perpendicular a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga se pueden tomar como se especifica en la Tabla 2.4.3.10.1.3-1, tomando el ángulo de oblicuidad con respecto a la normal a la superficie.

***Tabla 2.4.3.10.1.3-1,** Componentes de viento sobre carga viva.*

Ángulo de Oblicuidad	Componente Normal	Componente paralela
Grados	(klf)	(klf)
0	0.100	0.000
15	0.088	0.012
30	0.082	0.024
45	0.066	0.032
60	0.034	0.038

Para puentes normales de vigas y losa que tienen un tramo único de longitud no mayor que 125 ft. (38.00 m.) y una altura máxima de 30.0 ft. (9.00 m.) sobre la parte más baja del terreno o sobre el nivel del agua, las siguientes cargas de viento pueden ser usadas:

- *0.10 klf, transversal; (1.46 N/mm)*
- *0.04 klf, longitudinal; (0.58 N/mm)*

Ambas fuerzas serán aplicadas simultáneamente.

2.4.3.10.2 Presión Vertical del Viento

(3.8.2 AASHTO)

Excepto cuando se determinen las presiones verticales debidas a viento mediante un análisis más preciso o experimentalmente, se considerará una fuerza vertical hacia arriba, uniformemente distribuida por unidad de longitud de puente, con una magnitud igual a 0.020 ksf (100 kgf/m^2) multiplicada por el ancho del tablero, incluyendo veredas y parapetos. Esta fuerza será aplicada para los Estados Límites de Resistencia III y Servicio IV que no involucran W_L (presiones del viento sobre vehículos) y solo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza lineal se deberá aplicar en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas en el Artículo 2.4.3.10.1 (3.8.1 AASHTO).

2.4.3.10.3 Inestabilidad Aeroelástica

(3.8.3 AASHTO)

2.4.3.10.3.1 Requisitos Generales

(3.8.3.1 AASHTO)

Se deberán considerar las solicitaciones aeroelásticas en el diseño de puentes y componentes estructurales que pueden ser sensibles al viento. A los fines del presente artículo, todos los puentes y componentes estructurales de los mismos cuya relación longitud de tramo / ancho o profundidad sea superior a 30.0 se deberán considerar sensibles al viento.

También se deberá considerar la vibración de cables provocada por la interacción del viento y la lluvia.

2.4.3.10.3.2 Fenómenos Aeroelásticos

(3.8.3.2 AASHTO)

Cuando corresponda se deberán considerar los fenómenos aeroelásticos de excitación de vórtices, "galloping", "flutter" y divergencia.

La excitación por desprendimiento de vórtices es el escape de vórtices inducidos por el viento detrás del elemento, vórtices que tienden a excitar el componente a su frecuencia natural fundamental en movimiento harmónico. Es importante mantener las tensiones provocadas por las oscilaciones inducidas por vórtices por debajo del esfuerzo de fatiga "para vida infinita." Existen métodos para estimar estas amplitudes de tensión.

El fenómeno de "galloping" es una oscilación de alta amplitud asociada con los cables cargados con hielo o con elementos largos y flexibles de sección transversal aerodinámicamente asimétrica. Los cables de sección circular no sufrirán el fenómeno de "galloping" a menos que sus circunferencias sean deformadas por la presencia de hielo, lluvia o desechos acumulados. Los tableros de puente flexibles, como aquellos de tramos muy largos y algunos puentes peatonales, pueden tener tendencia a sufrir el fenómeno de "flutter", una oscilación de amplitudes destructivas excitada por el viento, o, en algunos casos, divergencia, una torsión irreversible que se produce bajo vientos elevados. Hay métodos de análisis disponibles que ayudan a evitar tanto el fenómeno de "flutter" como la divergencia, incluyendo estudios en túnel de viento que permiten ajustar la forma del tablero.

2.4.3.10.3.3 Control de Respuestas Dinámicas

(3.8.3.3 AASHTO)

Los puentes y sus componentes estructurales, incluidos los cables, se deberán diseñar de manera de estar libres de daños por fatiga provocados por oscilaciones inducidas por desprendimiento de vórtices y el fenómeno de "galloping".

Los puentes se deberán diseñar de manera de estar libres de divergencia y "flutter" catastrófico hasta para 1.2 veces la velocidad del viento de diseño aplicable a la altura del tablero del puente.

2.4.3.10.3.4 Ensayos en Túnel de Viento

(3.8.3.4 AASHTO)

Para satisfacer los requisitos de los Artículos 2.4.3.10.3.2, (3.8.3.2 AASHTO) y 2.4.3.10.3.3, (3.8.3.3 AAHSTO) se pueden utilizar ensayos representativos en túnel de viento.

La tecnología de los ensayos en túnel de viento para puentes y otras estructuras civiles está altamente desarrollada, y se puede emplear tanto para estudiar las características de respuesta de un modelo estructural frente al viento como para verificar los resultados de análisis.

2.4.3.11 Efectos de Sísmo: EQ

(3.10 AASHTO)

2.4.3.11.1 Generalidades

(3.10.1 AASHTO)

Los puentes serán diseñados para tener una baja probabilidad de colapso pero pueden sufrir daños significativos e interrupción del servicio cuando estén sujetos a movimientos sísmicos que tengan siete por ciento de probabilidad de excedencia en 75 años. Puede requerirse el reemplazo parcial o completo de la estructura. Niveles más altos de desempeño pueden ser usados con la autorización del propietario.Cuando se usa el aislamiento sísmico, el diseño se realizará acorde con la "Guía de especificaciones para diseño de aislamiento sísmico", a menos que se especifique lo contrario por el propietario

Las cargas sísmicas se deberán tomar como solicitaciones horizontales determinadas de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.6.5.4 (4.7.4 AASHTO) en base al coeficiente de respuesta elástica, Csm, especificado en el Artículo 2.4.3.11.3 (3.10.4 AASHTO), al peso equivalente de la superestructura, y se deberán ajustar aplicando el factor de modificación de la respuesta, R, especificado en el Artículo 2.4.3.11.6.1 (3.10.7.1 AASHTO)

Las disposiciones de esta sección son aplicables a puentes de construcción convencional. El propietario especificará y/o aprobará los requisitos apropiados para puentes de construcción no convencional. Estos requisitos no se aplicarán a estructuras completamente enterradas.

El propietario determinará la realización de estudios sísmicos específicos para los puentes que se encuentren en zona de inminente peligro sísmico por la existencia de fallas geológicas activas. Tambien determinará la realización de estudios sísmicos específicos para los puentes que por su ubicación y conformación estructural particular asi lo requieran.

Se considera puentes convencionales aquellos cuyas superestructuras son losas, vigas, vigas compuestas, vigas cajón, vigas reticuladas, sobre pilares simples o con multiples columnas, pilares tipo pared o pila de pilotes. Además están fundados sobre zapatas extendidas, poco profundas, o sobre pilotes o pilotes perforados. Lo puentes no convencionales incluye puentes con superestructuras suspendidas de cables, puentes con torres reticulados o pilares vacios para subestructuras y puentes en arcos.

No se requerirá considerar acciones de sísmo sobre alcantarillas tipo cajón y otras estructuras totalmente enterradas. Excepto cuando estas atraviesan fallas activas.

Se deberá considerar el potencial de licuefacción del suelo y movimiento de los taludes.

2.4.3.11.2 Peligro Sísmico

(3.10.2 AASHTO)

El peligro sísmico en el sitio de ubicación de un puente será caracterizado por el espectro de respuesta para el sitio y factores de sitio para la clase de sitio relevante.

El espectro de aceleración será determinado usando el Procedimiento General especificado en el Artículo 2.4.3.11.2.0 (3.10.2.1 AASHTO) o el procedimiento especificado de sitio.

El procedimiento especificado de sitio será usado si existen las siguientes condiciones:

- *Si el sitio está dentro de las 10 km. de una falla activa.*
- *Si el sitio está clasificado como sitio clase F (Artículo. 2.4.3.11.2.1.1) (3.10.3.1 AASHTO).*
- *En la región se esperan sísmos de larga duración.*
- *La importancia del puente es tal que una baja probabilidad de excedencia (y por lo tanto un periodo de retorno largo) será considerado.*

Si se utiliza el método tiempo-historia para obtener la aceleración del terreno y son usados para calcular el peligro sísmico del sitio, de ubicación del puente, ellos serán determinados de acuerdo con el Artículo 2.6.5.4.3.4b (4.7.4.3.4b AASHTO).

2.4.3.11.2.0 Procedimiento General

(3.10.2.1 AASHTO)

En el Procedimiento General se usará los periodos espectrales de PGA (0.0s), S_S (0.2s) y S_1 (1.0s) para 5% de amortiguamiento crítico, con los cuales se puede elaborar espectros de diseño como se especifica en el artículo 2.4.3.11.3 (3.10.4 AASHTO). Dichos periodos se determinarán con los mapas de isoaceleración obtenidos para un suelo tipo roca B (Tabla 2.4.3.11.2.1.1-1) que consideran 7% de probabilidad de excedencia en 75 años de exposición sismica (equivalente a un periodo de retorno de 1000 años). Los mapas de Isoaceleraciones y aplicaciones se presentan en el Apéndice A3.

2.4.3.11.2.1 Efectos de Sitio

(3.10.3 AASHTO)

La clase de sitio y los factores de sitio especificados en este artículo serán usados en el Procedimiento General para la caracterización del peligro sísmico especificado en el Artículo 2.4.3.11.3 (3.10.4 AASHTO).

2.4.3.11.2.1.1 Definiciones de Clases de Sitio

(3.10.3.1 AASHTO)

Un sitio será clasificado como A u F de acuerdo con la definición de clases de sitio en la Tabla 2.4.3.11.2.1.1-1 (3.10.3.1-1 AASHTO). Los sitios serán clasificados por su rigidez determinada por la velocidad de la onda de corte superior a los 100 ft. La prueba de penetración estándar (SPT), el número de golpes y la resistencia al corte de las muestras de suelo de perforaciones, no drenadas, también puede usarse para la clasificación.

***Tabla 2.4.3.11.2.1.1-1** Definición Clase de Sitio*

(Tabla 3.10.3.1-1 AASHTO)

Clases de Sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $\overline{vs}$> 5,000 ft/s
B	Roca con 2,500 ft /s < $\overline{vs}$ < 5,000 ft/s
C	Suelo muy denso y roca suelo 1,200 ft/s < $\overline{vs}$ < 2,500 ft/s, o con cualquiera $\overline{N}$ > 50 golpes/ ft, o $\overline{Su}$ > 2.0 ksf
D	Suelo rígido con 600 ft/s < $\overline{vs}$ < 1,200 ft/s, o con cualquiera 15 < $\overline{N}$ < 50 golpes/ ft, o 1.0 < $\overline{Su}$ < 2.0 ksf
E	Perfil de suelo con $\overline{vs}$ < 600 ft/s o con cualquiera $\overline{N}$ < 15 golpes/ ft o $\overline{Su}$ < 1.0 ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con PI > 20, w > 40 por ciento y $\overline{Su}$ < 0.5 ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: • Turbas o arcillas altamente orgánicas (H > 10 ft de turba o arcilla altamente orgánica donde H = espesor del suelo) • Arcillas de alta plasticidad (H> 25 ft con PI > 75) • Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas (H > 120 ft)

Excepciones: *Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprenderá una investigación de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de Sitio E o F no serán supuestas a no ser que la Entidaddetermine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotécnicos.*

Donde:

$\overline{V_s}$ = *promedio de la velocidad de onda de corte para perfiles de suelo superiores a los 100 ft.*

$\overline{N}$ = *promedio de la cantidad de golpes (golpes/ ft) de la prueba SPT (ASTM D1586) para perfiles de suelo superiores a 100 ft*

$\bar{S}_u$ = *promedio de resistencia al corte no drenado en ksf (ASTM D2166 o ASTM D2850) para perfiles de suelos superiores a 100 ft*

PI = *índice plástico (ASTM D4318)*

w = *contenido de humedad (ASTM D2216)*

2.4.3.11.2.1.2 Factores de Sitio

(3.10.3.2 AASHTO)

Los factores de Sitio F_{pga}, F_a, y F_v especificados en las tablas 2.4.3.11.2.1.2-1, 2.4.3.11.2.1.2-2 y 2.4.3.11.2.1.2-3 serán usados en el periodo-zero, en el rango de periodo corto y en el rango de periodo largo, respectivamente. Esos factores serán determinados usando las clases de sitio dadas en la tabla 2.4.3.11.2.1.1-1 (3.10.3.1-1 AASHTO) y los valores de los coeficientes PGA, S_s y S_1 que se encuentren en los planos, cuando sean elaborados mediante estudios, de las distintas zonas del Perú.

Se presenta los siguientes cuadros para los valores de factor de sitio:

Tabla 2.4.3.11.2.1.2-1

Valores de Factor de Sitio, F_{pga} En Periodo-Cero en el Espectro de Aceleración

(Tabla 3.10.3.2-1 AASHTO)

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Pico del Terreno $(PGA)^1$				
	PGA < 0.10	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA > 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F^2	*	*	*	*	*

Notas:

1. *Usar línea recta de interpolación para valores intermedios de PGA.*
2. *Llevar a cabo investigaciones geotecnicas especificas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F*

Tabla 2.4.3.11.2.1.2-2

Valores de Factor de Sitio, Fa, Para rango de Periodo Corto en el Espectro de Aceleración

(Tabla 3.10.3.2-2 AASHTO)

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Espectral en Periodo 0.2 sec (Ss)1				
	S_s < 0.25	S_s = 0.50	S_s = 0.75	S_s = 1.00	S_s > 1.25
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F^2	*	*	*	*	*

Notas:

1. *Usar la interpolación lineal para valores intermedios de Ss.*
2. *Llevar a cabo investigaciones geotecnicas especificas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F*

Tabla 2.4.3.11.2.1.2-3

Valores de Factor de Sitio, Fv, Para rango de Periodo Largo en el Espectro de Aceleración

(Tabla 3.10.3.2-3 AASHTO)

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Espectral en Periodo 1.0 sec (S1)[1]				
	S_1 < 0.1	S_1 = 0.2	S_1 = 0.3	S_1 = 0.4	S_1 > 0.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F[2]	*	*	*	*	*

Notas:

1. *Usar la interpolación lineal para valores intermedios de S1.*
2. *Llevar a cabo investigaciones geotecnicas especificas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F*

2.4.3.11.3 Caracterización del Peligro Sísmico

(3.10.4 AASHTO)

2.4.3.11.3.1 Diseño del Espectro de Respuesta

(3.10.4.1 AASHTO)

El espectro de respuesta del 5% de diseño amortiguado será efectuado como se especifica en la figura 2.4.3.11.3.1-1 (3.10.4.1-1 AASHTO). Este espectro será calculado usando los picos mapeados de los coeficientes de la aceleración del terreno y los coeficientes de aceleración espectral, escalados en el cero, corto, y largo periodo de los factores del sitio F_{pga}, F_a, y F_v, respectivamente.

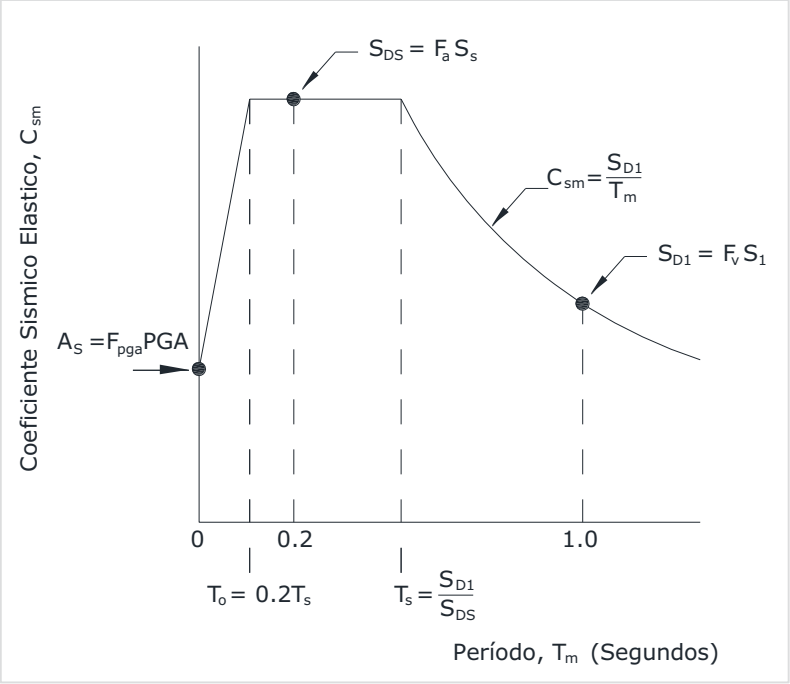


Figura 2.4.3.11.3.1-1 *Diseño de Espectro de Respuesta*

(3.10.4.1-1 AASHTO)

2.4.3.11.3.2 Coeficiente de Respuesta Sísmico Elástico

(3.10.4.2 AASHTO)

Para periodos menores o iguales a T_0, el coeficiente sísmico elástico para el movimiento mth de vibración, C_{sm}, será tomado como:

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_S)(T_m/T_0)$$ 3.11.3.2-1 (3.10.4.2-1 AASHTO)

En la cual:

$$A_S = F_{pga}PGA$$ 2.4.3.11.3.2-2 (3.10.4.2-2 AASHTO)

$$S_{DS} = F_a S_S$$ 2.4.3.11.3.2-3 (3.10.4.2-3 AASHTO)

Donde:

PGA = *coeficientes de la aceleración pico del terreno sobre roca (Sitio Clase B).*

S_S = *coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.2 segundos de periodo sobre roca (Sitio clase B).*

T_m = *periodo de vibración del modo mth (s).*

T_0 = *periodo de referencia usado para definir la figura espectral = 0.2 T_S (s).*

T_S = *esquina del periodo en el cual los cambios de espectro de ser independiente del periodo pasa a ser inversamente proporcional al periodo= S_{D1}/S_{DS} (s) .*

Para periodos mayores o iguales a T_O y menores o iguales a T_S, el coeficiente de respuesta sísmico elástico será tomado como:

$$C_{sm} = S_{DS}$$ 2.4.3.11.3.2-4 (3.10.4.2-4 AASHTO)

Para periodos mayores que T_S, el coeficiente de respuesta sísmico elástico se tomará como:

$$C_{sm} = S_{D1}/T_m$$ 2.4.3.11.3.2-5 (3.10.4.2-5 AASHTO)

En el cual:

$$S_{D1} = F_v S_1$$ 2.4.3.11.3.2-6 (3.10.4.2-5 AASHTO)

Donde:

S_1 = *coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 1.0 segundo de periodo sobre roca (Sitio clase B).*

2.4.3.11.4 Categorías Según la Importancia del Puente

(3.10.5 AASHTO)

A los fines del Artículo 2.4.3.11 (3.10 AASHTO), el Propietario o aquellos a quienes corresponda la jurisdicción deberá clasificar el puente en una de las tres categorías siguientes según su importancia:

- *Puentes críticos,*
- *Puentes esenciales, u*
- *Otros puentes.*

Los fundamentos de la clasificación deberán considerar requisitos sociales y de supervivencia, además de requisitos de seguridad y defensa. Para clasificar un puente se deberían considerar los cambios potenciales futuros que podrían sufrir las condiciones y requisitos.

Los puentes esenciales en general son aquellos que deberían, como mínimo, estar abiertos para el tránsito de vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después del sísmo de diseño, es decir, del evento con período de recurrencia de 1000 años. Sin embargo, algunos puentes deben permanecer abiertos para el tránsito de todos los vehículos luego del sísmo de diseño y deben poder ser usados por los vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después de un sísmo importante, por ejemplo un evento con período de recurrencia de 2500 años. Estos puentes se deberían considerar estructuras críticas.

2.4.3.11.5 Zonas Sísmicas

(3.10.6 AASHTO)

Cada puente debe ser asignado a una de las cuatro zonas sísmicas de acuerdo con la tabla 2.4.3.11.5-1 (3.10.6-1 AASHTO) usando el valor de S_{D1} dado por la ecuación 2.4.3.11.3.2-6.

***Tabla 2.4.3.11.5-1** Zonas Sísmicas*

(3.10.6-1 AASHTO)

Coeficiente de Aceleración, S_{D1}	Zona Sísmica
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

2.4.3.11.6 Factores de Modificación de Respuesta

(3.10.7 AASHTO)

2.4.3.11.6.1 Generalidades

(3.10.7.1 AASHTO)

Para aplicar los factores de modificación de respuesta aquí especificados, los detalles estructurales deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 2.9.1.4.5.2.2, 2.6.5.5 y 2.8.2.1.2.6 (5.10.2.2; 5.10.11 y 5.13.4.6-AASHTO).

A excepción de lo aquí especificado, las solicitaciones sísmicas de diseño para las subestructuras y las uniones entre partes de estructuras, listadas en la Tabla 2.4.3.11.6-1, se deberán determinar dividiendo las solicitaciones obtenidas mediante un análisis elástico por el correspondiente factor de modificación de respuesta, R, como se especifica en las Tablas 2.4.3.11.6-1, 2.4.3.11.6-2, respectivamente.

A modo de alternativa al uso de los factores R especificados en la Tabla 2.4.3.11.6-2, para uniones, las uniones monolíticas entre elementos estructurales y/o estructuras, como por ejemplo las uniones columna-zapata, se pueden diseñar para transmitir las máximas solicitaciones que se pueden desarrollar por la rotulación inelástica de las columnas o los cabezales multicolumna que conectan, especificado en Artículo 2.4.3.11.8.4.3 (3.10.9.4.3 AASHTO).

Si se utiliza un método de análisis inelástico de historia de tiempo, el factor de modificación de respuesta, R, se deberá tomar igual a 1.0 para toda la subestructura y todas las uniones.

***Tabla 2.4.3.11.6.1-1** Factores de modificación de respuesta – Subestructuras*

(3.10.7.1-1 AASHTO)

Subestructura	**Categoria Según la Importancia**		
	Critica	**Esencial**	**Otras**
Pilar tipo muro - mayor dimensión	1.5	1.5	2.0
Pilares de pilotes de concreto armado			
• Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
• Con pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas simples	1.5	2.0	3.0
Pilar de pilotes de acero o pilotes compuestos de acero y concreto			
• Sólo pilotes verticales	1.5	3.5	5
• Con pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0
Pilares multicolumna	1.5	3.5	5.0

Tabla 2.4.3.11.6.1-2 *Factores de modificación de respuesta–Uniones*

(3.10.7.1-2 AASHTO)

Unión	***Todas las Categorías***
Superestructura - Estribo	*0.8*
Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura	*0.8*
Columnas, pilares de pilotes • *Vigas cabecera o superestructura*	*1.0*
Columnas o Pilares - Fundaciones	*1.0*

2.4.3.11.6.2 Aplicación

(3.10.7.2 AASHTO)

Se deberá asumir que las cargas sísmicas actúan en cualquier dirección lateral.

Para ambos ejes ortogonales de la subestructura se deberá usar el factor R que corresponda.

Un pilar de concreto tipo muro se puede analizar en la dimensión débil como una columna única siempre que se satisfagan todos los requisitos especificados para columnas.

Generalmente los ejes ortogonales coincidirán con los ejes longitudinal y transversal del puente. En el caso de un puente curvo, el eje longitudinal puede ser la cuerda que une ambos estribos.

Los pilares tipo muro se pueden tratar como columnas anchas en su dimensión resistente, siempre y cuando en esta dirección se utilice el factor R adecuado.

2.4.3.11.7 Combinación de Solicitaciones Sísmicas

(3.10.8 AASHTO)

Las solicitaciones sísmicas elásticas según cada uno de los ejes principales de un componente, obtenidas de análisis en las dos direcciones perpendiculares, se deberán combinar de la siguiente manera para formar dos casos de carga:

- *100 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en una de las direcciones perpendiculares combinado con 30 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular, y*
- *100 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular combinado con 30 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en la primera dirección perpendicular.*

*Si las fuerzas en las uniones de las fundaciones y/o columnas se determinan por rotulación plástica de las columnas como se especifica en el Artículo 2.4.3.11.8.4.3 **(3.10.9.4.3 AASHTO)**, las solicitaciones resultantes se pueden determinar sin considerar los casos de carga combinados aquí especificados. Para los propósitos de este requisito, "fuerzas en las uniones de columna" serán el corte y el momento, calculados en base a la rotulación plástica.*

La carga axial se deberá tomar como la generada por la combinación de cargas apropiada, tomando la carga axial asociada con la rotulación plástica igual a EQ si corresponde.

*Si un pilar se diseña como una columna como se especifica en el Artículo 2.4.3.11.6.2 **(3.10.7.2 AASHTO)** esta excepción se aplicará a la dirección débil del pilar si se usan las solicitaciones resultantes de la rotulación plástica; La combinación de casos de carga especificados se usaran para la dirección más resistente del pilar.*

2.4.3.11.8 Calculo de Fuerzas de Diseño

(3.10.9 AASHTO)

2.4.3.11.8.1 Generalidades

(3.10.9.1 AASHTO)

Para los puentes de un solo tramo, independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, la mínima solicitación de diseño en una unión entre superestructura y subestructura en la dirección en la cual la unión está restringida no deberá ser menor que el producto, el coeficiente de aceleración, A_s, especificada en la Ecuación 2.4.3.11.3.2-2 y la carga permanente tributaria.

Los anchos de asiento en los apoyos expansivos de puentes multitramo deberán satisfacer el Artículo 2.6.5.4.4 (4.7.4.4-AASHTO) o bien se deberán proveer unidades de transmisión de impacto (STU_s) y amortiguadores.

2.4.3.11.8.2 Zona Sísmica 1

(3.10.9.2 AASHTO)

Para puentes en Zona Sísmica 1, donde el coeficiente de aceleración, A_S, especificado en la ecuación 2.4.3.11.3.2-2, (3.10.4.2-2 AASHTO) sea menor que 0.05, la fuerza de diseño horizontal en las direcciones restringidas de una unión se deberá tomar mayor o igual que 0.15 veces la reacción vertical debida a la carga permanente tributaria y las sobrecargas tributarias que se supone existirán durante un sismo.

Para todos los demás sitios ubicados en Zona Sísmica 1, la fuerza de diseño horizontal en las direcciones restringidas de una unión no deberá ser menor que 0.25 veces la reacción vertical debida a la carga permanente tributaria y las sobrecargas tributarias que se supone existirán durante un sismo.

La fuerza de diseño de la conexión horizontal estará dirigida del punto de aplicación a través de la subestructura hasta los elementos de fundación.

Para cada segmento ininterrumpido de una superestructura, la carga permanente tributaria en la línea de apoyos fijos, utilizada para determinar la fuerza de diseño longitudinal para una unión, deberá ser igual a la carga permanente total del segmento.

Si cada uno de los apoyos que soporta un segmento ininterrumpido o un tramo simplemente apoyado está restringido en su dirección transversal, la carga permanente tributaria utilizada para determinar la fuerza de diseño para la unión deberá ser la reacción ante la carga permanente en dicho apoyo.

Todos los apoyos elastoméricos y sus conexiones a la mampostería y placas de fundación se deberán diseñar para resistir las fuerzas sísmicas de diseño horizontales transmitidas a través del apoyo. Para todos los puentes ubicados en Zona Sísmica 1 y los puentes de un solo tramo, estas fuerzas de corte sísmico no deberán ser menor que la fuerza en la unión aquí especificada.

2.4.3.11.8.3 Zona Sísmica 2

(3.10.9.3 AASHTO)

Las estructuras ubicadas en Zona Sísmica 2 se deberán analizar de acuerdo con los requisitos mínimos especificados en los Artículos 2.6.5.4.1 y 2.6.5.4.3 (4.7.4.1 y 4.7.4.3. AASHTO).

Excepto para las fundaciones, las fuerzas sísmicas de diseño para todos los componentes, incluyendo los pilares con pilotes y los muros de sostenimiento, se deberán determinar dividiendo las fuerzas sísmicas elásticas, obtenidas del Artículo 2.4.3.11.7 (3.10.8 AASHTO) por el factor de modificación de respuesta adecuado, R, especificado en la Tabla 2.4.3.11.6.1-1 (3.10.7.1-1 AASHTO).

Excepto para los pilares con pilotes y los muros de sostenimiento, las fuerzas sísmicas de diseño para las fundaciones se deberán determinar dividiendo las fuerzas sísmicas elásticas, obtenidas del Artículo 2.4.3.11.7, (3.10.8 AASHTO) por la mitad del factor de modificación de respuesta, R, de la Tabla 2.4.3.11.6.1-1 correspondiente al componente de la subestructura al cual están unidas. El valor R/2 no se deberá adoptar menor que 1.0.

Si una carga grupal diferente a la correspondiente a Evento Extremo I especificada en la tabla 2.4.5.3.1-1 (Tabla 3.4.1-1 AASHTO) determina el diseño de las columnas, se deberá considerar la posibilidad de que, debido a la posible sobrerresistencia de las columnas, las fuerzas sísmicas transmitidas a las fundaciones pueden ser mayores que las calculadas utilizando el procedimiento arriba especificado.

2.4.3.11.8.4 Zona Sísmica 3 y 4

(3.10.9.4 AASHTO)

2.4.3.11.8.4.1 Generalidades

(3.10.9.4.1 AASHTO)

Las estructuras ubicadas en Zonas Sísmicas 3 y 4 se deberán analizar de acuerdo con los requisitos mínimos especificados en los Artículos 2.6.5.4.1 y 2.6.5.4.3 (4.7.4.1 y 4.7.4.3 AASHTO). Las fuerzas de diseño para cada componente se deberán tomar como las menores de las determinadas utilizando:

- *Los requisitos del Artículo 2.4.3.11.8.4.2 (3.10.9.4.2 AASHTO) o*
- *Los requisitos del Artículo 2.4.3.11.8.4.3 (3.10.9.4.3 AASHTO)*

Para todos los componentes de una columna, Pilar con columnas y sus fundaciones y conexiones.

2.4.3.11.8.4.2 Fuerzas de Diseño Modificadas

(3.10.9.4.2 AASHTO)

Las fuerzas de diseño modificadas se deberán determinar cómo se especifica en el Artículo 2.4.3.11.8.3 (3.10.9.3 AASHTO) excepto para las fundaciones el factor R se deberá tomar igual a 1.0.

2.4.3.11.8.4.3 Fuerzas de Rotulación Inelástica

(3.10.9.4.3 AASHTO)

2.4.3.11.8.4.3a Generalidades

(3.10.9.4.3a AASHTO)

Si la rotulación inelástica se invoca como una base para el diseño sismorresistente, una vez que el diseño preliminar haya sido completado se deberán calcular las solicitaciones resultantes de la formación de rótulas plásticas en la parte superior y/o inferior de la columna utilizando las fuerzas de diseño modificadas especificadas en el Artículo 2.4.3.11.8.4.2 (3.10.9.4.2 AASHTO) como las cargas sísmicas. Luego las fuerzas secuenciales resultantes de la rotulación plástica se deberán utilizar para determinar las fuerzas de diseño para la mayoría de los componentes tal como se especifica en el presente documento. Los procedimientos para calcular estas fuerzas secuencuales para columnas individuales, soportes y pilares con dos o más columnas se deberán tomar como se especifica en los artículos siguientes.

Se deberá verificar que se formen rótulas plásticas antes que se produzcan otros tipos de fallas debidas a sobretensiones o la inestabilidad de la estructura y/o las fundaciones. Sólo se deberá permitir que se formen rótulas plásticas en ubicaciones en las cuales las rótulas puedan ser fácilmente inspeccionadas y/o reparadas. La resistencia a la flexión inelástica de los componentes de la subestructura se deberá determinar de acuerdo con los requisitos de las estructuras de concreto y las de acero.

Los componentes de la superestructura, subestructura y sus conexiones a las columnas también se deberán diseñar para resistir una fuerza de corte lateral de la columna determinada a partir de la resistencia a la flexión inelástica factorada de diseño de la columna, utilizando los factores de resistencia aquí especificados.

Estas fuerzas de corte incidentales, calculadas en base a la rotulación inelástica, se pueden tomar como las fuerzas sísmicas extremas que es capaz de desarrollar el puente.

2.4.3.11.8.4.3b Columnas y Pilares Individuales

(3.10.9.4.3b AASHTO)

Se deberán determinar las solicitaciones para los dos ejes principales de una columna y en la dirección débil de un pilar o los pilares, de la siguiente manera:

- ***Paso 1*** *− Determinar la sobrerresistencia al momento resistente de la columna. Utilizar un factor de resistencia, ϕ, igual a 1.3 para columnas de concreto armado y 1.25 para columnas de acero estructural. Para ambos materiales la carga axial aplicada en la columna se deberá determinar usando la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I, tomando EQ como la máxima carga axial elástica para la columna de las fuerzas sísmicas determinadas de acuerdo con el Artículo 2.4.3.11.7* ***(3.10.8 .AASHTO)****.*

  Comentario: El uso de los factores 1.3 y 1.25 corresponde al uso habitual de un factor de resistencia para el concreto armado. En este caso proporciona un aumento de resistencia, es decir la sobrerresistencia. Por lo tanto, el término "sobrerresistencia al momento resistente" indica un factor de resistencia en el lenguaje de estas especificaciones.

- ***Paso 2*** *– Utilizando el momento de sobreesfuerzo de la columna de resistencia, calcular la fuerza de corte correspondiente. En el caso de las columnas acampanadas este cálculo se deberá realizar usando las sobreresistencias tanto en la parte superior como en la parte inferior de la campana en combinación con la altura de columna correspondiente. Si la fundación de una columna está significativamente por debajo del nivel del terreno, se debería considerar la posibilidad de que la rótula plástica se forme encima de la fundación. Si es posible que esto ocurra, para calcular la fuerza de corte de la columna se deberá utilizar la longitud de columna comprendida entre las rótulas plásticas.*

Las solicitaciones correspondientes a la rotulación de una única columna se deberán tomar como:

- *Fuerzas axiales − Las fuerzas determinadas utilizando la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I, tomando la carga axial sísmica máxima y mínima no reducida del Artículo 2.4.3.11.7* ***(3.10.8 AASHTO)*** *como EQ.*
- *Momentos − Los momentos calculados en el Paso 1.*
- *Fuerza de corte − La fuerza calculada en el Paso 2.*

2.4.3.11.8.4.3c Pilares con Dos o Más Columnas

(3.10.9.4.3c AASHTO)

Para pilares con dos o más columnas se deberán determinar las solicitaciones tanto en el plano del pilar como en el plano perpendicular al del pilar. En el plano perpendicular al del pilar las fuerzas se deberán determinar como en el caso de las columnas individuales indicado en el Artículo 2.4.3.11.8.4.3b ***(3.10.9.4.3b AASHTO)****. En el plano del pilar las fuerzas se deberán determinar cómo se indica a continuación:*

- ***Paso 1*** *− Determinar las sobrerresistencias al momento resistente de las columnas. Utilizar un factor de resistencia, ϕ, igual a 1.3 para columnas de concreto armado y 1.25 para columnas de acero estructural. Para ambos materiales la carga axial inicial se debería determinar usando la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I con EQ = 0.*
- ***Paso 2*** *− Usando la sobrerresistencia al momento resistente calcular las correspondientes fuerzas de corte de las columnas. Sumar los cortes de las columnas del pórtico para determinar la máxima fuerza de corte para el pilar. Si hay un muro de altura parcial entre las columnas, la altura efectiva de las columnas se debería tomar a partir de la parte superior del muro. Para columnas acampanadas y fundaciones debajo del nivel del terreno, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.4.3.11.8.4.3b* ***(3.10.9.4.3b AASHTO)****. En el caso de pórtico de pilotes, para calcular la fuerza de corte se deberá usar la longitud de pilote sobre la línea de lodo.*

- ***Paso 3*** *− Aplicar la fuerza de corte del pórtico en el centro de masa de la superestructura encima del pilar y determinar las fuerzas axiales en las columnas debidas al volteo cuando se desarrollan las sobrerresistencias al momento resistente*
- ***Paso 4*** *− Usando estas fuerzas axiales de las columnas como EQ en la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I, determinar la sobrerresistencia al momento revisado de las columnas. Con las sobrerresistencias revisadas calcular las fuerzas de corte de las columnas y la máxima fuerza de corte para el pilar. Si la máxima fuerza de corte del pilar no está dentro del 10% del valor determinado anteriormente, utilizar esta fuerza máxima de corte para el pilar y regresar al Paso 3.*

Las fuerzas en las columnas individuales en el plano de un pilar correspondientes a rotulación de las columnas se deberán tomar como:

- *Fuerzas axiales − Las cargas axiales máximas y mínimas determinadas usando la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I, tomando EQ como la carga axial determinada usando la iteración final del Paso 3 y tratada como positiva y negativa.*
- *Momentos − Las sobrerresistencias al momento resistente de las columnas correspondientes a la máxima carga de compresión axial arriba especificada.*
- *Corte − La fuerza de corte correspondiente a las sobrerresistencias al momento resistente de las columnas arriba especificadas, observando los requisitos del Paso 2 anterior.*

2.4.3.11.8.4.3d Fuerzas de Diseño para Pilares de Pilotes y Columnas

(3.10.9.4.3d AASHTO)

Las fuerzas de diseño para pilares de pilotes y columnas se deberán tomar como un conjunto consistente de las menores fuerzas determinadas como se especifica en el Artículo 2.4.3.11.8.4.1 (3.10.9.4.1 AASHTO) aplicadas de la siguiente manera:

- *Fuerzas axiales − Las fuerzas de diseño máxima y mínima determinadas usando la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I ya sea tomando los valores de diseño elásticos determinados en el Artículo 2.4.3.11.7 (3.10.8 AASHTO) como "EQ", o bien tomando los valores correspondientes a la rotulación plástica de la columna como "EQ".*
- *Momentos − Los momentos de diseño modificados determinados para la Combinación de Cargas correspondiente a Evento Extremo I.*
- *Corte − El valor menor entre el valor de diseño elástico determinado para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Evento Extremo I con las cargas sísmicas combinadas según lo especificado en el Artículo 2.4.3.11.7 (3.10.8 AASHTO) y usando un factor R igual a 1 para la columna, o el valor correspondiente a la rotulación plástica de la columna.*

2.4.3.11.8.4.3e Fuerzas de Diseño para Pilares

(3.10.9.4.3e AASHTO)

Las fuerzas de diseño, serán aquellas determinadas para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Evento Extremo I, excepto si en su dirección débil el pilar se diseña como una columna. Si el pilar se diseña como una columna, las fuerzas de diseño en la dirección débil serán como se especifica en el Artículo 2.4.3.11.8.4.3d (3.10.9.4.3d AASHTO) y se deberán aplicar todos los requisitos de diseño para columnas, como se especifican en la Sección 5 del AASHTO. Si en la dirección débil se usan las fuerzas debidas a la rotulación plástica, para determinar el momento elástico se deberá aplicar la combinación de fuerzas especificada en el Artículo 2.4.3.11.7 (3.10.8 AASHTO) y luego el momento elástico se deberá reducir aplicando el factor R que corresponda.

2.4.3.11.8.4.3f Fuerzas de Diseño para Cimentaciones

(3.10.9.4.3f AASHTO)

Las fuerzas de diseño para cimentaciones, incluyendo zapatas, cabezales de pilotes y pilotes, se pueden tomar ya sea como aquellas fuerzas determinadas para la combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Evento Extremo I, con las cargas sísmicas combinadas como se especifica en el Artículo 2.4.3.11.7 (3.10.8 AASHTO), o bien como las fuerzas en la base de las columnas correspondientes a la rotulación plástica de la columna como se determina en el Artículo 2.4.3.11.7 (3.10.8- AASHTO).

Si las columnas de un pórtico tienen una zapata común, para diseñar la zapata se puede utilizar la distribución final de fuerzas en la base de las columnas del Paso 4 del Artículo 2.4.3.11.8.4.3c (3.10.9.4.3c AASHTO). Esta distribución de fuerzas produce menores fuerzas de corte y momentos en la zapata, ya que una de las columnas exteriores puede estar traccionada y la otra comprimida como resultado del momento de vuelco sísmico. Esto aumenta efectivamente los momentos y fuerzas de corte últimos en una columna y los reduce en la otra.

2.4.3.11.8.5 Restrictivos Longitudinales

(3.10.9.5 AASHTO)

La fricción no se considerará como una restricción efectiva del desplazamiento.

Los restrictivos longitudinales serán diseñados para una fuerza calculada como el coeficiente de Aceleración, A_S, especificada en la Eq. 2.4.3.11.3.2-2 (3.10.4.2-2 AASHTO), tantas veces la carga permanente del más ligero de las dos luces adyacentes o partes de la estructura.

Si el restrictivo está en un punto donde el desplazamiento relativo de las secciones de la superestructura es diseñado para producirse durante movimientos sísmicos, debe permitirse suficiente holgura al restrictivo de modo que este no funcione sino hasta que el desplazamiento de diseño sea excedido

Donde un restrictivo va a ser colocado sea en columna o pilar de manera más solidaria en vez de interconectar tramos adyacentes.

En lugar de restrictivos se pueden usar y diseñar unidades de transmisión de impacto STU_S ya sea para la fuerza elástica calculada en el Artículo 2.6.5 (4.7 AASHTO) o bien para las máximas solicitaciones generadas por la rotulación inelástica de la subestructura según lo especificado en el Artículo 2.4.3.11.6.1 (3.10.7.1 AASHTO).

2.4.3.11.8.6 Dispositivos de Amarre

(3.10.9.6 AASHTO)

En las Zonas Sísmicas 2, 3 y 4 se deberán disponer dispositivos de amarre en los apoyos y en las articulaciones de estructuras continuas si la fuerza sísmica vertical provocada por la carga sísmica longitudinal se opone a la reacción debida a las cargas permanentes y es mayor que 50 por ciento, pero menor que 100 por ciento, de la misma. En este caso la fuerza de levantamiento neta para el diseño del dispositivo de amarre se deberá tomar igual al 10 por ciento de la reacción debida a las cargas permanentes que se ejercerían si el tramo fuera simplemente apoyado.

Si las fuerzas sísmicas verticales provocan un levantamiento neto, el dispositivo de amarre se deberá diseñar para resistir el valor mayor entre:

- *120 por ciento de la diferencia entre la fuerza sísmica vertical y la reacción debida a las cargas permanentes, o*
- *10 por ciento de la reacción debida a las cargas permanentes.*

2.4.4 Requisitos para Puentes Temporarios y Puentes Construidos por Etapas

(3.10.10 AASHTO)

Cualquier puente o puente parcialmente construido que se espera será temporal, en caso que sea mayor a cinco años se deberá diseñar utilizando los requisitos correspondientes a estructuras permanentes, no los requisitos de este artículo.

El requisito que establece que un sísmo no deberá provocar el colapso total o parcial del puente, tal como lo establece el Artículo 2.4.3.11.1 (3.10.1 AASHTO), se deberá a aplicar a los puentes temporarios que llevarán tráfico. También se deberá aplicar a aquellos puentes que se construyen por etapas y que se anticipa llevarán tráfico y/o cruzarán sobre rutas que llevan tráfico. Para calcular las fuerzas elásticas y desplazamientos, el coeficiente de aceleración dado en el Artículo 2.4.3.11.2 (3.10.2 AASHTO) se puede reducir mediante un factor no mayor que 2. Los coeficientes de aceleración para sitios de emplazamiento próximos a fallas activas deberán ser objeto de un estudio especial. Para calcular las fuerzas de diseño, los factores de modificación de respuesta dados en el Artículo 2.4.3.11.6 (3.10.7 AASHTO) se pueden incrementar mediante un factor no mayor que 1.5. Este factor no se deberá aplicar a las uniones según lo definido en la Tabla 2.4.3.11.6.1-2 (3.10.7.1-2 AASHTO).

Los requisitos sobre ancho mínimo de asiento del Artículo 2.6.5.4.4 (4.7.4.4 AASHTO) se aplicarán a todos los puentes temporarios y construcciones por etapas.

2.4.4.1 Empuje del Suelo: EH, ES, LS y DD

(3.11 AASHTO)

2.4.4.1.1 Requisitos Generales

(3.11.1 AASHTO)

El empuje del suelo se deberá considerar función de los Siguientes factores:

- *Tipo y densidad del suelo,*
- *Contenido de agua,*
- *Características de fluencia lenta del suelo,*
- *Grado de compactación,*
- *Ubicación del nivel freático,*
- *Interacción suelo-estructura,*
- *Cantidad de sobrecarga,*
- *Efectos sísmicos,*
- *Pendiente del relleno, e*
- *Inclinación del muro.*

No se deberá utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en la documentación técnica se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con el Artículo 2.4.4.1.3 (3.11.3 AASHTO). Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración. En ningún caso se deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno.

2.4.4.1.2 Compactación

(3.11.2 AASHTO)

Si se anticipa que habrá compactación mecánica dentro de una distancia igual a la mitad de la altura del muro, tomando esta altura como la diferencia de cotas entre los puntos donde la superficie

terminada interseca el respaldo del muro y la base del muro, se deberá tomar en cuenta el efecto del empuje adicional que puede inducir la compactación.

2.4.4.1.3 Presencia de Agua

(3.11.3 AASHTO)

Si no se permite que el suelo retenido drene, el efecto de la presión hidrostática del agua se deberá sumar al efecto del empuje del suelo.

En casos en los cuales se anticipa que habrá endicamiento de agua detrás de la estructura, el muro se deberá dimensionar para soportar la presión hidrostática del agua más el empuje del suelo.

Para determinar el empuje lateral del suelo debajo del nivel freático se deberán utilizar las densidades del suelo sumergido.

Si el nivel freático difiere a ambos lados del muro, se deberán considerar los efectos de la filtración sobre la estabilidad del muro y el potencial de socavación. Para determinar los empujes laterales totales que actúan sobre el muro se deberán sumar las presiones del agua intersticial a las tensiones efectivas horizontales.

Se debería evitar que se desarrollen presiones hidrostáticas sobre los muros, utilizando roca triturada, tuberías de drenaje, mechinales, drenes de grava, drenes perforados o drenes geosintéticos.

Las presiones del agua intersticial detrás del muro se pueden aproximar mediante procedimientos de flujo neto o mediante diversos métodos analíticos

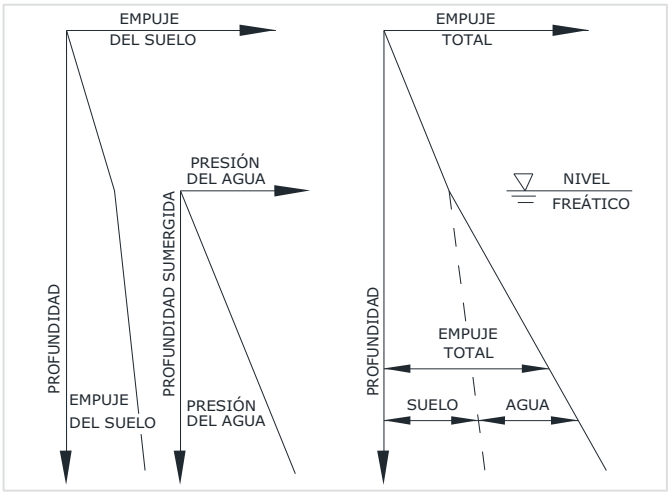


Figura 2.4.4.1.3-1 *Efecto del nivel freático*

(3.11.3-1 AASHTO)

2.4.4.1.4 Efecto Sísmico

(3.11.4 AASHTO)

Se deberán considerar los efectos de la inercia del muro y la probable amplificación del empuje activo del terreno y/o movilización de masas de suelo pasivas por parte de un sismo.

2.4.4.1.5 Empuje del Suelo: EH

(3.11.5 AASHTO)

2.4.4.1.5.1 Empuje Lateral del Suelo

(3.11.5.1 AASHTO)

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como:

$$p = k\gamma_s z \qquad \text{2.4.4.1.5.1-1 (3.11.5.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

p = *empuje lateral del suelo (ksf).*

k = *coeficiente de empuje lateral tomado como k_o, especificado en el Artículo 2.4.4.1.5.2 (3.11.5.2 AASHTO), para muros que no se deflectan ni mueven, k_a, especificado en los Artículos 2.4.4.1.5.3 (3.11.5.3 AASHTO) y también (3.11.5.6 y 3.11.5.7 AASHTO), para muros que se deflectan o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o kp, especificado en el Artículo 2.4.4.1.5.3 (3.11.5.4 AASHTO) para muros que se deflectan o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.*

γ_s = *densidad del suelo (kcf).*

z = *profundidad del suelo debajo de la superficie (ft).*

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a H/3 desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata o la parte superior de la plataforma de nivelación (para estructuras de tierra estabilizadas mecánicamente).

2.4.4.1.5.2 Coeficiente de Empuje Lateral en Reposo, k_o

(3.11.5.2 AASHTO)

Para suelos normalmente consolidados, muro vertical y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

$$k_o = 1 - sen\,\phi_f' \qquad \text{2.4.4.1.5.2-1 (3.11.5.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ'_f = *ángulo efectivo de fricción del suelo.*

k_0 = *coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo.*

Para los suelos sobreconsolidados se puede asumir que el coeficiente de empuje lateral en reposo varía en función de la relación de sobreconsolidación o historial de solicitaciones, y se puede tomar como:

$$k_o = \left(1 - sen\phi_f'\right)(OCR)^{sen\phi_f'} \qquad \text{2.4.4.1.5.2-2 (3.11.5.2-2 AASHTO)}$$

Donde:

OCR = *relación de sobre consolidación*

No se deberá utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en la documentación técnica se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con el Artículo 2.4.4.1.3 (3.11.3 AASHTO). Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración. En ningún caso de deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno.

2.4.4.1.5.3 Coeficiente de Empuje Lateral Activo, k_a

(3.11.5.3 AASHTO)

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$k_a = \frac{sen^2(\theta + \phi_f')}{\mathrm{r}[sen^2\theta\; sen(\theta - \delta)]} \qquad \text{2.4.4.1.5.3-1 (3.11.5.3-1 AASHTO)}$$

En el cual

$$r = \left[1 + \sqrt{\frac{sen\,(\phi_f' + \delta)\,sen\,(\phi_f' - \beta)}{sen\,(\theta - \delta)\,sen\,(\theta + \beta)}}\right]^2$$

2.4.4.1.5.3-2 *(3.11.5.3-2 AASHTO)*

Donde:

δ = *ángulo de fricción entre el relleno y la pared tomado como se especifica en la tabla 2.4.4.1.5.3-1 (grados)* ***(3.11.5.3-1 AASTHO).***

β = *ángulo del relleno con la horizontal como se muestra en la figura 2.4.4.1.5.3-1(grados).*

θ = *ángulo de la cara posterior de la pared del muro con la horizontal como se presenta en la figura 2.4.4.1.5.3-1(grados)* ***(3.11.5.3-1 AASTHO).***

ϕ_f' = *ángulo efectivo de fricción interna (grados).*

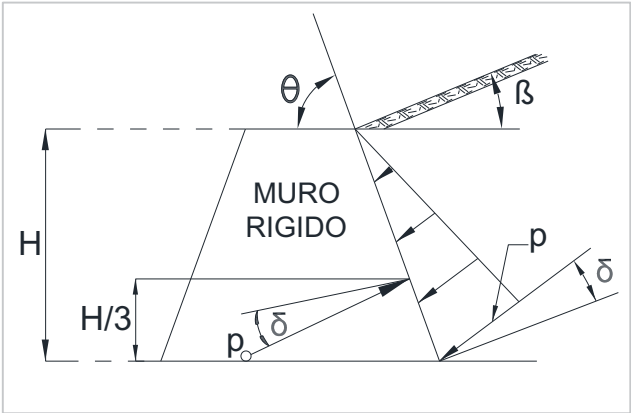


Figura 2.4.4.1.5.3-1 *Simbología para el empuje activo de Coulomb*

(3.11.5.3.-1 ASHTO)

***Tabla 2.4.4.1.5.3-1** Ángulo de fricción para diferentes materiales*

(3.11.5.3.-1 ASHTO)

Materiales en la Interface	***Ángulo de fricción, δ (grados)***	***Coeficiente de fricción, tan δ (Ademen.)***
Concreto masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• *Roca sana y limpia.*	*35*	*0.70*
• *Grava limpia, mezcla de grava y arena, arena gruesa.*	*29 a 31*	*0.55 a 0.60*
• *Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa.*	*24 a 29*	*0.45 a 0.55*
• *Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media.*	*19 a 24*	*0.34 a 0.45*
• *Limo fino arenoso, limo no plástico.*	*17 a 19*	*0.31 a 0.34*
• *Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura.*	*22 a 26*	*0.40 a 0.49*
• *Arcilla de rigidez media y arcilla rígida; arcilla limosa.*	*17 a 19*	*0.31 a 0.34*
La mampostería sobre estos materiales de fundación tiene los mismos factores de fricción.		
Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:		
• *Grava limpia, mezcla de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas.*	*22*	*0.40*
• *Arena limpia, mezcla de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño.*	*17*	*0.31*
• *Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla.*	*14*	*0.25*
• *Limo fino arenoso, limo no plástico.*	*11*	*0.19*
Concreto moldeado o prefabricado o tablestacas de concreto contra los siguientes suelos:		
• *Grava limpia, mezcla de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas.*	*22 a 26*	*0.40 a 0.49*
• *Arena limpia, mezcla de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño.*	*17 a 22*	*0.31 a 0.40*
• *Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla.*	*17*	*0.31*
• *Limo fino arenoso, limo no plástico.*	*14*	*0.25*
Diferentes materiales estructurales:		
• *Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:*		
✓ *roca blanda tratada sobre roca blanda tratada.*	*35*	*0.70*
✓ *roca dura tratada sobre roca blanda tratada.*	*33*	*0.65*
✓ *roca dura tratada sobre roca dura tratada.*	*29*	*0.55*
• *Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano.*	*26*	*0.49*
• *Acero contra acero en trabado de tablestacas.*	*17*	*0.31*

2.4.4.1.5.4 Coeficiente de Empuje Lateral Pasivo, k_p

(3.11.5.4 AASHTO)

Para los suelos no cohesivos los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo se pueden tomar de la Figura 2.4.4.1.5.4 -1, para el caso de muro inclinado o vertical con relleno de superficie horizontal, o de la Figura 2.4.4.1.5.4 -2, para el caso de muro vertical y relleno de superficie inclinada. Para condiciones diferentes a las descritas en las Figuras 2.4.4.1.5.4 -1 y 2.4.4.1.5.4-2 el empuje pasivo se puede calcular usando un método de tanteos basado en la teoría de la cuña (por ejemplo, ver Terzaghi et al., 1996). Si se usa la teoría de la cuña, el valor limitante del ángulo de fricción del muro no se deberá tomar mayor que la mitad del ángulo de fricción interna, ϕ_f.

Para los suelos cohesivos, los empujes pasivos se pueden estimar de la siguiente manera:

$$p_p = k_p \gamma_s z + 2c\sqrt{k_p}$$ 2.4.4.1.5.4-1 (3.11.5.4-1 AASHTO)

Donde:

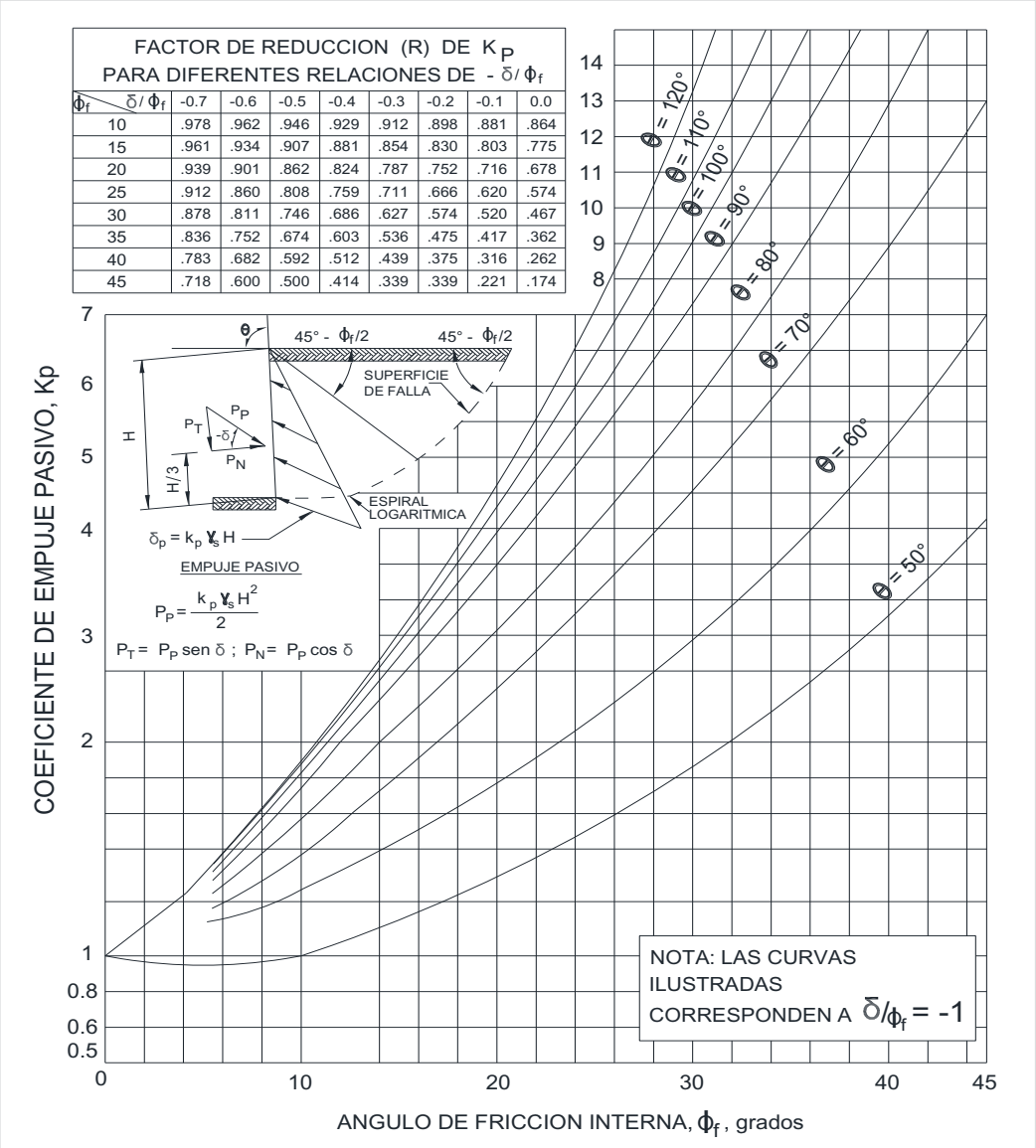
p_p = *empuje lateral pasivo del suelo (ksf).*

γ_s = *peso unitario del suelo (kcf).*

z = *profundidad por debajo de la superficie del suelo (ft).*

c = *cohesion del Suelo (ksf).*

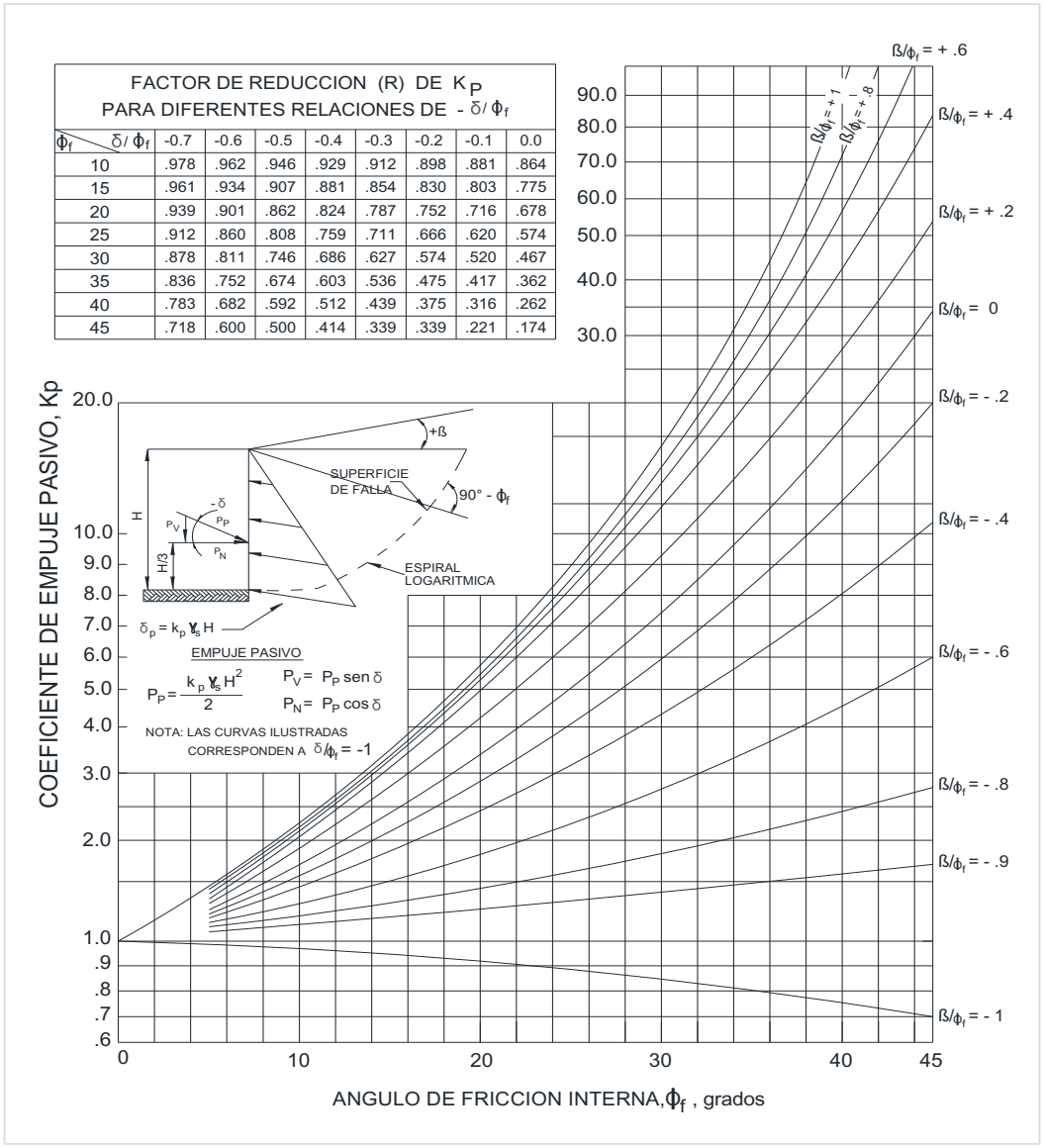
k_p = *coeficiente de la presión pasiva lateral del terreno especificado en las figuras 2.4.4.1.5.4-1 y 2.4.4.1.5.4-2 según corresponda.*



ϕf \ δ/ϕf	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0
10	.978	.962	.946	.929	.912	.898	.881	.864
15	.961	.934	.907	.881	.854	.830	.803	.775
20	.939	.901	.862	.824	.787	.752	.716	.678
25	.912	.860	.808	.759	.711	.666	.620	.574
30	.878	.811	.746	.686	.627	.574	.520	.467
35	.836	.752	.674	.603	.536	.475	.417	.362
40	.783	.682	.592	.512	.439	.375	.316	.262
45	.718	.600	.500	.414	.339	.339	.221	.174

Figura 2.4.4.1.5.4-1 *Procedimiento de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal*

(Figura 3.11.5.4-1 AASHTO)



ϕ_f \ δ/ϕ_f	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0
10	.978	.962	.946	.929	.912	.898	.881	.864
15	.961	.934	.907	.881	.854	.830	.803	.775
20	.939	.901	.862	.824	.787	.752	.716	.678
25	.912	.860	.808	.759	.711	.666	.620	.574
30	.878	.811	.746	.686	.627	.574	.520	.467
35	.836	.752	.674	.603	.536	.475	.417	.362
40	.783	.682	.592	.512	.439	.375	.316	.262
45	.718	.600	.500	.414	.339	.339	.221	.174

Figura 2.4.4.1.5.4-2 *Procedimiento de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales con relleno de superficie inclinada*

(Figura 3.11.5.4-2 AASHTO)

2.4.5 Factores de Cargas y Combinaciones de Cargas

(3.4 AASHTO)

2.4.5.1 Alcance

(3.1 AASHTO)

Ver Artículo 2.4a

2.4.5.2 Cargas y Denominación de las Cargas

(3.3.2 AASHTO)

Se considera las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

- *Cargas Permanentes*

  CR = solicitaciones de fuerza debido a la fluencia lenta del concreto (Creep).

  DD = de arrastre hacia abajo.

DC = carga muerta de Componentes estructurales y no estructurales.

DW = carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.

EH = empuje horizontal del terreno.

EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo separadamente el gateo (tensado) de los cantilevers en las construcciones segmentadas.

ES = sobrecarga del terreno.

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

PS = fuerzas secundarias debidas al postensado para estado límites de resistencia; Fuerzas de pretensado total para estado límite de servicio.

SH = solicitaciones debido a las contracciones diferenciales del concreto (Shrinkage).

- *Cargas Transitorias:*

BL = carga de explosión.

BR = fuerza de frenado vehicular.

CE = fuerza centrífuga vehicular.

CT = fuerza de choque vehicular.

CV = fuerza de choque de barcos.

EQ = sísmo.

FR = fricción.

IC = carga de hielo.

IM = incremento de la carga viva por efectos dinámicos.

LL = carga viva vehicular.

LS = carga viva superficial.

PL = carga viva de peatones.

SE = solicitaciones por asentamiento.

TG = solicitaciones por gradiente de temperatura.

TU = solicitaciones por temperatura uniforme.

WA = carga de agua y presión del flujo.

WL = efecto de viento sobre la carga viva.

WS = efecto de viento sobre la estructura.

2.4.5.3 Factores de Carga y Combinaciones

(3.4 AASHTO)

2.4.5.3.1 Factores de Carga y Combinaciones de Carga

(3.4.1 AASHTO)

La solicitación total factorizada será calculada como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \qquad \text{2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

η_i = *modificador de carga especificado en el Artículo 2.3.2.1* ***(1.3.2 AASHTO).***

Q_i = *solicitaciones de las cargas aquí especificadas.*

γ_i = *factores de carga especificados en las tablas 2.4.5.3.1 -1 y 2.4.5.3.1- 2* ***(3.4.1-1 y 3.4.1-2 AASHTO).***

Los componentes y las conexiones de un puente deberán satisfacer la ecuación 2.3.2.1.1-1 ***(1.3.2.1-1 AASHTO)*** *para las combinaciones aplicables de los efectos de la fuerza extrema factorada como se especifica en los estados límites siguientes:*

- *RESISTENCIA I - Combinación básica de cargas relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.*
- *RESISTENCIA II - Combinación de cargas relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseño especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.*
- *RESISTENCIA III - Combinación de cargas relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 km/h.*
- *RESISTENCIA IV - Combinación de cargas relacionada a relaciones muy altas de las solicitaciones de las cargas muertas a las cargas vivas.*
- *RESISTENCIA V - Combinación de cargas relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 km/h.*
- *EVENTO EXTREMO I - Combinación de cargas incluyendo sísmo. El factor de carga para carga viva γ_{EQ} será determinado sobre la base de un proyecto específico.*
- *EVENTO EXTREMO II - Combinación de cargas que incluye la carga de hielo, colisión de vehículos y barcos, flujos comprobados, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT Los casos de flujos comprobados no serán combinados con BL, CV,CT, o IC.*
- *SERVICIO I - Combinación de cargas relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/hr y con todas las cargas en su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada al control de la deflexión en estructuras metálicas enterradas, revestimiento de túneles y tubos termoplásticos, así como controlar el ancho de las grietas en estructuras de concreto armado, y para análisis transversal relacionado a la tensión en vigas de concreto fabricadas por segmentos. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de los taludes*
- *SERVICIO II - Combinación de cargas considerado para controlar la fluencia de la estructuras de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debidos a la carga viva vehicular.*
- *SERVICIO III - Combinación de cargas relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas y la tensión principal en el alma de las vigas de concreto fabricadas por segmentos.*
- *SERVICIO IV - Combinación de cargas relacionada exclusivamente a la tensión en las columnas de concreto pretensado con el propósito de controlar las grietas.*
- *FATIGA I - Combinación de carga de fatiga y fractura relacionada a la vida de fatiga infinita por la carga inducida.*

  El factor de cargas para la combinación de cargas para la Fatiga I, aplicada a un simple camión de diseño que tiene la separación de ejes como se indica en el Artículo 2.4.3.2.4.1 ***(3.6.1.4.1 AASHTO)****, que es el camión representativo de una población de camiones que dan un rango de máximos esfuerzos para el diseño de vida de fatiga infinita. El factor fue escogido en la hipótesis*

que el rango de máximos esfuerzos en el espectro de variables aleatorias es dos veces el rango de esfuerzo efectivo causado por la combinación de cargas de Fatiga II.

- *FATIGA II - Combinación de carga de fatiga y fractura relacionada a la vida de fatiga finita por la carga inducida.*

  El factor de cargas para la combinación de cargas para la Fatiga II, aplicada a un simple camión de diseño, que es el camión representativo de una población de camiones que dan un rango de esfuerzos efectivos con respecto a un pequeño número de rango de esfuerzos cíclicos y a sus efectos acumulativos en elementos de acero, componentes, y conexiones para diseño de vida de fatiga finita.

Los factores de carga, para varias cargas que se consideren en una combinación de carga de diseño, serán tomados como los especificados en la Tabla 2.4.5.3-1 (3.4.1-1 AASHTO). Los factores de carga para cargas permanentes serán tomados de la Tabla 2.4.5.3-2 (3.4.1-2 AASHTO). Los factores serán escogidos para producir el efecto factorizado extremo total. Para cada combinación de carga, serán investigados los máximos valores positivos y máximos valores negativos.

En cada combinación de cargas, cada una de las cargas que debe ser considerada y que es relevante para el componente que se está diseñando, incluyendo todas las solicitaciones significativas debidas a la distorsión, se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple especificado en el Artículo 2.4.3.2.2.6 (3.6.1.1.2 AASHTO) si corresponde. Luego los productos se deberán sumar de la manera especificada en la Ecuación 2.3.2.1.1-1 (1.3.2.1-1 AASHTO) y multiplicar por los modificadores de las cargas especificados en el Artículo 2.3.2.1 (1.3.2 AASHTO).

En las combinaciones de cargas en las cuales una solicitación reduce otra solicitación, a la carga que reduce la solicitación se le deberá aplicar el valor mínimo. Para las solicitaciones debidas a cargas permanentes, de la Tabla 2.4.5.3-2 (3.4.1-2 AASHTO) se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica. Si la carga permanente aumenta la estabilidad o la capacidad de carga de un componente o puente, también se deberá investigar el valor mínimo del factor de carga para dicha carga permanente.

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a T_U, se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones. Para un análisis simplificado de subestructuras de concreto en el estado límite de resistencia, un valor de 0.50 para γ_{TU}, será usado para el cálculo de las solicitaciones en combinación con el momento de inercia de la sección de la columna o pilar. Cuando se realiza un análisis refinado para subestructuras de concreto en el estado límite de resistencia, se usara un valor de 1.00 para γ_{TU}, en combinación con el momento de inercia parcialmente agrietado determinado por análisis. Para subestructuras de concreto en el estado límite de resistencia, el valor de 0.50 para γ_{PS}, γ_{CR}, y γ_{SH}, puede similarmente ser usado en el cálculo de las solicitaciones en estructuras no segmentadas, pero se tomara en combinación con el momento de inercia total en las columnas o pilares. Para las subestructuras de acero se usara un valor de 1.00 para γ_{TU} γ_{PS}, γ_{CR} y γ_{SH}.

La evaluación de la estabilidad global de los rellenos retenidos, así como de los taludes de tierra con o sin unidad de fundación poco o muy profunda, se debería hacer utilizando la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I y un factor de resistencia adecuado.

Para las estructuras tipo cajón formadas por placas estructurales que estén enterradas con una cobertura comprendida entre 4.30 m y 1.50 m el factor de carga viva para las cargas vivas vehiculares LL e IM se deberá tomar igual a 2.00.

El factor de carga para gradiente de temperatura γ_{TG}. se deberá considerar sobre la base de un proyecto específico. Si no hay información específica del proyecto que indique lo contrario, γ_{TG} se puede tomar como:

- *0.00 en los estados límites de resistencia y evento extremo,*

- *1.00 en el estado límite de servicio cuando no se considera la sobrecarga, y*
- *0.50 en el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga.*

Para los puentes construidos por segmentos se deberá El factor de carga para asentamiento, γ_{SE}, se deberá considerar sobre la base de un proyecto específico. Si no hay información específica del proyecto que indique lo contrario, γ_{SE}, se puede tomar como 1.00. Las combinaciones de carga las cuales incluyen asentamiento se aplicarán sin asentamiento.

Investigar la siguiente combinación en el estado límite de servicio:

$DC + DW + EH + EV + ES + WA + CR + SH + TG + EL + PS$ 2.4.5.3.1-2 *(3.4.1-2 AASHTO)*

Tabla 2.4.5.3.1-1 Combinaciones de Carga y Factores de Carga *(3.4.1-1 AASHTO)*

Combinación de Cargas Estado Límite	**DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH**	**LL IM CE BR PL LS**	**WA**	**WS**	**WL**	**FR**	**TU**	**TG**	**SE**	**EQ**	**BL**	**IC**	**CT**	**CV**
RESISTENCIA I A menos que se especifique lo contrario	γ_P	*1.75*	*1.00*	--	--	*1.00*	*0.50/1.20*	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--
RESISTENCIA II	γ_P	*1.35*	*1.00*	--	--	*1.00*	*0.50/1.20*	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--
RESISTENCIA III	γ_P	--	*1.00*	*1.40*	--	*1.00*	*0.50/1.20*	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--
RESISTENCIA IV	γ_P	--	*1.00*	--	--	*1.00*	*0.50/1.20*	--	--	--	--	--	--	--
RESISTENCIA V	γ_P	*1.35*	*1.00*	*0.40*	*1.00*	*1.00*	*0.50/1.20*	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--
EVENTO EXTREMO I	*1.00*	γ_{EQ}	*1.00*	--	--	*1.00*	--	--	--	*1.00*	--	--	--	--
EVENTO EXTREMO II	γ_P	*0.50*	*1.00*	--	--	*1.00*	--	--	--	--	*1.00*	*1.00*	*1.00*	*1.00*
SERVICIO I	*1.00*	*1.00*	*1.00*	*0.30*	*1.00*	*1.00*	*1.00/1.20*	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--
SERVICIO II	*1.00*	*1.30*	*1.00*	--	--	*1.00*	*1.00/1.20*	--	--	--	--	--	--	--
SERVICIO III	*1.00*	*0.80*	*1.00*	--	--	*1.00*	*1.00/1.20*	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--
SERVICIO IV	*1.00*	--	*1.00*	*0.70*	--	*1.00*	*1.00/1.20*	--	*1.00*	--	--	--	--	--
FATIGA I Solamente LL,IM & CE	--	*1.50*	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FATIGA II- Solamente LL,IM & CE	--	*0.75*	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Nota: Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación

Tabla 2.4.5.3.1-2 *Factores de carga para cargas permanentes,* γ_p

(3.4.1-2 AASHTO)

Tipo de Carga, Tipo de Fundaciones, y Métodos Usados para Fuerza de Arrastre Hacia Abajo (Downdrag)	***Factor de Carga***	
	Maximo	***Mínimo***
DC: *Componentes y Auxiliares.*	***1.25***	***0.90***
DC*: Resistencia IV Solamente.*	***1.50***	***0.90***
DD: Downdrag *Pilotes, α Método de Tomlinson.*	***1.40***	***0.25***
Pilotes, λ Método.	***1.05***	***0.30***
Pilotes Perforados, (Drilled Shaft) Método de O'Neill and Reese (1999).	***1.25***	***0.35***
DW: Superficie *de rodadura y accesorios.*	***1.50***	***0.65***
EH: *Presión Horizontal de la tierra.*		
• *Activa.*	***1.50***	***0.90***
• *En reposo.*	***1.35***	***0.90***
• *AEP Para paredes ancladas.*	***1.35***	***N/A***
EL: *Esfuerzos residuales acumulados resultantes del proceso constructivo, (Locked- in construction Stresses.)*	***1.00***	***1.00***
EV: *Presion vertical de la tierra*		
• *Estabilidad global.*	***1.00***	***N/A***
• *Muros y estribos de retención.*	***1.35***	***1.00***
• *Estructura rígida enterrada.*	***1.30***	***0.90***
• *Pórticos rígidos.*	***1.35***	***0.90***
• *Estructuras flexible enterradas*		
○ *Alcantarillas cajón metálicas, plancas estructurales con corrugaciones y alcantarillas de fibra de vidrio.*	***1.50***	***0.90***
○ *Alcantarillas termoplásticas.*	***1.30***	***0.90***
○ *Entre otros.*	***1.95***	***0.90***
ES: *Carga superficial(Sobrecarga) en el terreno*	***1.50***	***0.75***

Tabla 2.4.5.3.1-3 *Factores de carga para cargas permanentes, debido a deformaciones superimpuestas* γ_p

(3.4.1-3 AASHTO)

Componente del puente	***PS***	***CR, SH***
Superestructuras—Segmentadas *Subestructuras de concreto que soportan superestructuras segmentadas (ver 2.4.3.9.3 - 2.4.3.9.4) (3.12.4, 3.12.5 AASHTO)*	*1.00*	*Ver* γ_p *para DC, Tabla 2.4.5.3.1-2 (3.4.1-2 AASHTO)*
Superestructuras de concreto—no-segmentadas	*1.00*	*1.00*
Subestructuras de concreto que soportan superestructuras no segmentadas		
• *Usando* I_g	*0.50*	*0.50*
• *Usando* $I_{efectiva}$	*1.00*	*1.00*
Subestructuras de acero	*1.00*	*1.00*

Cuando los componentes pretensores son usados en combinación con vigas de acero, las solicitaciones que tienen los siguientes orígenes se considerarán como cargas de construcción, EL*.:*

- *La fricción entre las secciones de la losa prefabricada y las vigas metálicas producida por el pretensado longitudinal de dicha losa antes de hacerla compuesta con las vigas de acero.*
- *Las fuerzas adicionales inducidas en las vigas de acero y conectores de corte cuando el postensado longitudinal es aplicado después de que la losa de concreto ha conformado la sección compuesta con las vigas de acero,*
- *Los efectos de diferencial creep y shrinkage del concreto.*
- *Efecto de Poisson.*

El factor de carga para carga viva en la combinación correspondiente a Evento Extremo I, γ_{EQ}, *se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto.*

El ingeniero hará uso de buen criterio cuando se apliquen cargas de explosión y cuando sean combinadas con otras cargas

2.4.5.4 Factores de Carga para Cargas Constructivas

(3.4.2 AASHTO)

2.4.5.4.1 Evaluación en el Estado Límite de Resistencia

(3.4.2.1 AASHTO)

Todas las combinaciones apropiadas de carga de la Tabla 2.4.5.3-1 ***(3.4.1-1 AASHTO)*** *para el estado límite de resistencia, modificadas como se especifica aquí serán investigadas.*

Cuando se investiga las combinaciones de carga de resistencia I, III *para efectos de fuerza máxima durante la construcción, los factores de carga para el peso de la estructura y sus accesorios, DC y DW, no se deberán tomar menores que 1.25.*

A menos que se especifique otra cosa por el propietario, las cargas constructivas incluido el efecto dinamico (si es aplicable) será agregado en la combinación de carga de resistencia I *con un factor de carga no menor a 1.5 cuando se investiga para efectos de carga máxima.*

A menos que se especifique otra cosa por el propietario, el factor de carga para viento durante la construcción en la combinación de carga de resistencia III *no será menor que 1.25 xunado se estudia para efectos de fuerza máxima. Cualquier carga que se aplique durante la construcción se le aplicará un factor de carga no menor a 1.25.*

A menos que se especifique otra cosa por el propietario, los componentes principales de las estructuras de acero serán investigados para efectos de fuerza máxima durante la construcción consistente en una combinación de la aplicación de las cargas muertas (DC) y cualquier carga de la construcción que son aplicadas a la estructura de montaje entera. Para esta combinación de carga adicional, el factor de carga DC y cargas constructivas incluidos los efectos dinámicos (si son aplicables) no será menor que 1.4.

2.4.5.4.2 Evaluación de la Deflexión en el Estado Límite de Servicio

(3.4.2.2 AASHTO)

En ausencia de requisitos especiales que se opongan, y se requiera conocer la deflexión constructiva, para fines de contrato, se aplicará la combinación de carga de servicio I. *Excepto para puentes de construcción segmentada, a la combinación de carga de servicio* I *se le agregará cargas de construcción con un factor de 1.00.*

Combinaciones apropiadas de carga y esfuerzos permisibles para puentes segmentados estan indicados en el ***(5.14.2.3 AASHTO).***

2.4.5.5 Factores de Carga para Fuerzas de Tesado y Postensado

(3.4.3 AASHTO)

2.4.5.5.1 Fuerza de Tesado

(3.4.3.1 AASHTO)

A menos que se especifique lo contrario, las fuerzas de diseño para tesado en servicio no deberán ser menores que 1.3 veces la reacción a la carga permanente en el apoyo, adyacente al punto de tesado.

Si el puente no estará cerrado al tráfico durante la operación de tesado, la carga de tesado también deberá incluir una reacción de carga viva consistente con el mantenimiento del plan de tráfico, multiplicada por el factor de carga correspondiente a sobrecarga.

2.4.5.5.2 Fuerza para las Zonas de Anclaje de Postensado

(3.4.3.2 AASHTO)

La fuerza de diseño para las zonas de anclaje de postensado se deberá tomar como 1.2 veces la máxima fuerza de tesado.

2.4.5.6 Factores de Carga para Tableros Ortotropicos.

(3.4.4 AASHTO)

El factor de carga viva (γ_{LL}) para la Fatiga I será multiplicada por un factor adicional de 1.5 cuando la evaluación de la fatiga en la soldadura de nervio a viga de piso y la Soldadura del nervio al tablero.

2.5 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

(5.4 AASHTO)

2.5.1 Generalidades

(5.4.1 AASHTO)

El diseño estará basado en las propiedades de los materiales indicados en esta sección.

Cuando se requiera utilizar otros grados o tipos de materiales se deberá establecer previamente al diseño sus propiedades, incluyendo su variabilidad estadística. Los requisitos mínimos aceptables incluyendo los procedimientos de ensayos deberán especificarse en los documentos contractuales.

2.5.2 Acero de Refuerzo

(5.4.3 AASHTO)

2.5.2.1 Generalidades

(5.4.3.1 AASHTO)

Las barras de refuerzo, alambre corrugado, alambre estirado en frío, mallas soldadas de alambre liso y mallas soldadas de alambre corrugado deberán satisfacer los estándares de materiales especificados en el Artículo 2.5.2.1.1 de las Especificaciones para construcción de Puentes que a continuación se describen:

2.5.2.1.1 Refuerzo sin Recubrir

- *Se usarán barras corrugadas para concreto reforzado - AASHTO M31M/M31 (ASTM A 615/615M). Grado60 (grado420) a menos que se especifique de otro modo.*
- *Se usará Acero para riel y acero para eje barras lisas para concreto reforzado -AASHTO M322M/M322 (ASTM A 996/A 996M). Grado 60 (Grado 420) a menos que se especifique de otro modo.*
- *Acero corrugado de baja aleación y barras lisas para concreto reforzado - ASTM A 706/A 706M.*
- *Alambres de acero corrugado para concreto reforzado - AASHTO M225M/M225 (ASTM A 496).*
- *Alambres de acero liso soldados para concreto reforzado - AASHTO M55M/M55 (ASTM A 185).*
- *Alambre de acero liso para concreto reforzado AASHTO M 32M/32 (ASTM A 82).*
- *Reforzamiento de alambres soldados, corrugados, para concreto -AASHTO M221M/M221 (ASTM A 497).*

Las barras de refuerzo deberán ser corrugadas, excepto que las barras o alambre liso pueden ser usados para espirales, estribos y mallas de alambre.

La resistencia nominal a la fluencia deberá ser el mínimo especificado para el grado de acero seleccionado, excepto que la resistencia a la fluencia en exceso de 75.0 ksi (5300 kgf/cm^2) no deberá ser usada para fines de diseño. La resistencia a la fluencia o grado de las barras o alambres deberán ser indicados en los planos y documentos contractuales. Barras con resistencias a la fluencia menores a 60.0 ksi (4200 kgf/cm^2) se podrán usar solamente con la aprobación del propietario.

Cuando es indispensable la ductilidad o cuando se requiere soldarse, se podrá recurrir al ASTM A706, Barras corrugadas de Acero de baja aleación para refuerzo del concreto.

2.5.2.2 Módulo de Elasticidad

(5.4.3.2 AASHTO)

Se asumirá el módulo de elasticidad, E_S, del acero de refuerzo, en 29,000 ksi (2 040 000 kgf/cm^2).

2.5.2.3 Aplicaciones Especiales

(5.4.3.3 AASHTO)

El refuerzo a ser soldado será indicado en los planos y documentos contractuales, y se especificará el procedimiento de soldadura.

El refuerzo, conforme a ASTM: A 1035 / A 1035M solo puede ser usado como refuerzo de flexión superior e inferior en el sentido longitudinal y transversal del tablero del puente en las zonas sísmicas 1 y 2.

2.5.2.4 Acero para Preesforzado

(5.4.4 AASHTO)

2.5.2.4.1 Generalidades

(5.4.4.1 AASHTO)

Torones relevados de esfuerzos sin recubrimiento o torón de siete alambres de baja relajación, o barras de alta resistencia lisas o corrugadas sin recubrimiento, deberán cumplir los siguientes estándares de materiales.

AASHTO M203 / M203M (ASTM A416 / A416M) o AASHTO M275 / M275M (ASTM A722 / A722M) - Barras de Acero de Alta Resistencia sin recubrimiento para concreto preesforzado.

La resistencia a la tracción y de fluencia para estos aceros puede tomarse como se especifican en la Tabla 2.5.2.4.1-1.

***Tabla 2.5.2.4.1-1** Propiedades de Torón de Pretensar y de barras*

(5.4.4.1-1 AASHTO)

Material	Grado o Tipo	Diámetro en (in)	Resistencia a la Tracción f_{pu} en (ksi)	Resistencia a la fluencia f_{py} en (ksi)
Toron (Strand)	250 ksi (17,600 kg/cm^2) 270 ksi (19,000 kg/cm^2)	1/4 a 0.6 3/8 a 0.6	250 ksi (17,600 kg/cm^2) 270 ksi (19,000 kg/cm^2)	85% de f_{pu}, excepto 90% de f_{pu}, para torones de baja relajación.
Barra	Tipo 1, Liso Tipo 2, Corrugado	3/4 a 1-3/8 5/8 a 1-3/8	150 ksi (10,560 kg/cm^2) 150 ksi (10,560 kg/cm^2)	85% de f_{pu} 80% de f_{pu}

Deben incluirse detalles completos del preesforzado en los planos o documentos contractuales, donde la dimensión y grado o tipo de acero deberá ser mostrado. Esto evitará imprecisiones en los metrados. Si están indicados en los planos solamente la fuerza tensora y los sitios de aplicación, la elección de la dimensión y tipo de acero será del Contratista sujeto a la aprobación del Supervisor.

2.5.2.4.2 Módulo de Elasticidad

(5.4.4.2 AASHTO)

Si no está disponible datos más precisos, el módulo de elasticidad para aceros de preesforzar, basados en el área nominal de la sección transversal, puede tomarse como:

Para torones; E_P *= 28,500 ksi y*

Para barras; E_P *= 30,000 ksi*

2.5.2.4.3 Dispositivo de Anclaje y Acoplamiento para Postensado

(5.4.5 AASHTO)

Los dispositivos de anclaje y acoplamiento para los tendones de postesado deberán satisfacer los requisitos del Artículo (10.3.2 AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications) que a continuación se describen algunos de ellos.

Los tendones, anclajes, accesorios y acoplamientos se deberán proteger contra la corrosión.

A continuación se resumen las características relacionadas con los dispositivos de anclaje y acoplamiento, según dicha norma, Artículo (10.3.2 AASHTO):

- *Los dispositivos de anclaje y acoplamiento deben anclar como mínimo 95 por ciento de la mínima resistencia última especificada para el acero de pretensado sin superar el movimiento de acuñamiento de los anclajes supuesto para el diseño.*

Los sistemas no adherentes también deberán pasar un ensayo de carga dinámica.

- *No se deben utilizar dispositivos de acoplamiento en puntos de fuerte curvatura de los tendones.*
- *Sólo se deben utilizar dispositivos de acoplamiento en las ubicaciones indicadas en la documentación técnica o aprobadas por el Supervisor.*
- *Los dispositivos de acoplamiento se deben colocar en vainas cuya longitud sea suficiente para permitir los movimientos necesarios.*
- *Si hay dispositivos de anclaje o acoplamiento adherentes en secciones que son críticas en el estado límite de resistencia, la resistencia requerida de los tendones adherentes no debe ser mayor que la resistencia del conjunto del tendón, incluyendo el dispositivo de anclaje o acoplamiento, ensayado en estado no adherente.*
- *Las tensiones en el concreto debajo de las placas de distribución de los anclajes no deben ser mayores que los límites especificados.*
- *A menos que en virtud de ensayos anteriores satisfactorios y/o experiencias previas el Ingeniero decida eliminar esta verificación, la calificación de los dispositivos de anclaje y acoplamiento se debe verificar mediante ensayos.*

2.5.2.4.4 Ductos para los Tendones

(5.4.6 AASHTO)

2.5.2.4.4.1 Generalidades

(5.4.6.1 AASHTO)

Las ductos (vainas) para tendones deben ser rígidas o semirrígidas, de metal ferroso galvanizado o polietileno, o bien se deberán colar dentro del concreto utilizando núcleos removibles.

El radio de curvatura de los ductos para tendones de pretensado no deberá ser menor que 20.0 ft (6000 mm), excepto en las áreas de anclaje donde se podrán permitir radios de 12.0 ft (3600 mm.).

No se deberán utilizar ductos de polietileno si el radio de curvatura del tendón es menor que 30.0 ft (9000 mm.).

Si se utilizan ductos de polietileno y los tendones han de ser adherentes, se deberían investigar las características de adherencia entre los ductos de polietileno y el mortero.

Se deberán investigar los efectos de la presión de inyección de mortero sobre los ductos y el concreto que las rodea. El máximo intervalo entre los apoyos de los ductos durante la construcción deberá estar indicado en la documentación técnica, y deberá satisfacer los requisitos de las normas de construcción (10.4.1.1 AASHTO)

2.5.2.4.4.2 Tamaño de los Ductos (Vainas)

(5.4.6.2 AASHTO)

El diámetro interior de los ductos deberá ser como mínimo 0.25 in (6 mm) mayor que el diámetro nominal de un tendón compuesto por una sola barra o cable. Para tendones compuestos por múltiples barras o cables, el área interior del ducto deberá ser como mínimo 2.00 veces el área neta del acero de pretensado, con una única excepción: si los tendones se han de colocar por el método de enhebrado, el área del ducto deberá ser como mínimo 2.50 veces la sección neta del acero del pretensado.

El tamaño de las vainas no deberá ser mayor que 0.40 veces el menor espesor de concreto en la vaina.

2.5.2.4.4.3 Vainas en Bloques Desviadores

(5.4.6.3 AASHTO)

Las vainas en bloques desviadores deberán ser de acero galvanizado que satisfaga los requisitos de ASTM A 53M, Tipo E, Grado B. El espesor de pared nominal de la tubería no deberá ser menor que 0.125 in. (3 mm).

2.5.3 Aceros para Estructuras Metálicas

(6.4 AASHTO)

2.5.3.1 Aceros Estructurales

(6.4.1 AASHTO)

Los aceros estructurales deberán cumplir con los requisitos establecidos en la Tabla 2.5.3.1-1 (6.4.1-1 AASHTO) y el diseño deberá estar basado en las propiedades mínimas indicadas.

El módulo de elasticidad y el coeficiente térmico de expansión de todos los grados de acero estructural serán asumidos como 29000 ksi (2 040 000 kgf/cm^2) y 6.5x10^{-6} in/in/°F (11.7x10^{-6} mm/mm/°C), respectivamente.

Aceros AASHTO M270M / M270, Grado 36 (ASTM A709 / A709M, Grado 36) pueden ser usados en espesores mayores a 4.0 in (100 mm) para usos no estructurales o componentes de elementos de apoyo.

Aceros aleados revenidos y templados de elementos estructurales y tubería mecánica sin costuras con una resistencia a la tracción máxima no mayor de 140 ksi (9860 kg/cm^2) para secciones estructurales o 145 ksi (10 200 kgf/cm^2) para tubería mecánica sin costuras, pueden ser usados, siempre que:

- *los materiales satisfagan todos los otros requisitos mecánicos y químicos de AASHTO M270M / M270 (ASTM A709 / A709M), Grado HPS100W, y*
- *el diseño esté basado sobre las propiedades mínimas especificadas para aceros*
- *AASHTO M270M / M270 (ASTM A709 / A709M), Grado HPS 100W*

La tubería estructural será tubería soldada conformada en frío o tubería sin costuras de acuerdo a ASTM A500, Grado B, o tubería soldada conformada en caliente o tubería sin costuras de acuerdo a ASTM A501.

Limitaciones en los espesores relativos a formas y grupos laminadas deberá cumplir AASHTO M160M / M160 (ASTM A6 / A6M).

Tabla 2.5.3.1-1 *Propiedades Mecánicas Mínimas de Aceros Estructurales según su Forma, Resistencia y Espesor* *(6.4.1-1 AASHTO)*

Denominación AASHTO	**M 270M/ M 270 Grado 36**	**M 270M/ M 270 Grado 50**	**M 270M/ M 270 Grado 50S**	**M 270M/ M 270 Grado 50W**	**M 270M/ M 270 Grado HPS 50W**	**M 270M/ M 270 Grado HPS 70W**	**M 270M/ M 270 Grad0 HPS 100W**	
Denominación equivalente en ASTM	**A709/ A709M Grado 36**	**A709/ A709M Grado 50**	**A709/ A709M Grado 50S**	**A709/ A709M Grado 50W**	**A709/ A709M Grado HPS 50W**	**A709/ A709M Grado HPS 70W**	**A709/ A709M Grado HPS 100W**	
Espesor de las placas en in. (mm)	Hasta 4.0 incl.	Hasta 4.0 incl.	No Aplicable	Hasta 4.0 incl.	Hasta 4.0 incl.	Hasta 4.0 incl.	Hasta 2.5 incl.	Mas 2.5 hasta 4.0 incl.
	(100 mm)	(100 mm)		(100 mm)	(100 mm)	(100 mm)	(65 mm)	(65 mm a 100 mm)
Forma	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	No Aplicable	No Aplicable	No Aplicable	No Aplicable
Resistencia a la tracción mínima	58 ksi	65 ksi	65 ksi	70 ksi	70 ksi	85 ksi	110 ksi	100 ksi
F_u, ksi (kg/cm^2)	4000 kg/cm^2	4600 kg/cm^2	4600 kg/cm^2	4950 kg/cm^2	4950 kg/cm^2	6000 kg/cm^2	7750 kg/cm^2	7050 kg/cm^2
Esfuerzo de fluencia mínimo o resistencia a la fluencia mínima F_y, ksi	36 ksi	50 ksi	50 ksi	50 ksi	50 ksi	70 ksi	100 ksi	90 ksi
	2500 kg/cm^2	3500 kg/cm^2	3500 kg/cm^2	3500 kg/cm^2	3500 kg/cm^2	4950 kg/cm^2	7050 kg/cm^2	6340 kg/cm^2

2.5.3.2 Pines, Rodillos y Balancines

(6.4.2 AASHTO)

El acero para pines, rodillos y balancines de expansión, deberá cumplir los requisitos de la Tabla 2.5.3.1-1, 2.5.3.2 -1 ó Artículo 2.5.3.7 ***(Tablas 6.4.1-1, 6.4.2-1 o Artículo 6.4.7 AASHTO).***

Los rodillos de expansión no serán menor que 4.0 in. de diámetro.

Tabla 2.5.3.2-1 *Propiedades mecánicas mínimas de Pines, Rodillos y Balancines por Tamaños y Resistencia* *(6.4.2-1 AASHTO)*

Designación AASHTO con Limitaciones de Tamaño	**M169 4.0 in. en diam. o menos 100 mm en diámetro o menos**	**M102M/ M102 Hasta 20.0 in. en diam. Hasta 500 mm en diámetro**	**M102M/ M102 Hasta 20.0 in.en diam. Hasta 500 mm en diámetro**	**M102M/ M102 Hasta 10.0 in. en diam. Hasta 250 mm en diámetro**	**M102M/ M102 Hasta 20.0 in. en diam. Hasta 500 mm en diámetro**
Designación ASTM Grado o Clase	**A108 Grado 1016 a 1030 incluido**	**A668/ A668M Clase C**	**A668/ A668M Clase D**	**A668/ A668M Clase F**	**A668/ A668M Clase G**
Esfuerzo de Fluencia Mínimo F_y, ksi (kgf/cm^2)	36 (2500)	33 (2325)	37.5 (2640)	50 (3520)	50 (3520)

2.5.3.3 Pernos, Tuercas y Arandelas

(6.4.3 AASHTO)

2.5.3.3.1 Pernos

(6.4.3.1 AASHTO)

Los pernos deberán cumplir con algunas de las siguientes especificaciones:

- *Las especificaciones estándares para pernos, espárragos y barras roscadas de acero al carbón resistencia a la tracción de 60 KSI, ASTM A307 Grado A o B.*
- *Las especificación estándar para pernos de alta tensión para uniones Estructurales de acero y acero aleado, tratados en caliente, 120/105 ksi con una requerida resistencia mínima a la tracción de 120 ksi para diámetros de 0.5 a 1.0 in y 105 ksi para diámetros de 1.125 a 1.5 in, ASTM A325M, o*
- *Las Especificaciones Estándar para Pernos de Alta Tensión, para Uniones Estructurales de Acero, 150 ksi de resistencia mínima a la tracción, ASTM A490.*

Los pernos de Tipo 1 deberán ser usados con aceros diferentes a los de acero desgastados por la intemperie. Los pernos del Tipo 3 que cumplen con ASTM A325 o ASTM A490 deberán usarse con aceros desgastados por la intemperie. ASTM A325M, Tipo 1, puede ser, con la aprobación del Ingeniero, galvanizado en caliente de acuerdo a AASHTO M232M / M232 (ASTM A153 / A153M), Clase C, o mecánicamente galvanizados de acuerdo con AASHTO M298 (ASTM B695), clase (50). Los pernos galvanizados deberán ser ensayados después de la galvanización, como es requerido por (ASTM A325M).

Los pernos (ASTM A490M) no serán galvanizados.

Arandelas, tuercas y pernos de cualquier ensamblaje deberán ser galvanizados por el mismo proceso. Las tuercas se deberán roscar solo hasta el mínimo requerido para asegurar el ensamblaje y deberán ser lubricadas con un lubricante conteniendo un tinte visible.

Los pernos de anclaje serán de acuerdo a uno de los siguientes:

- *ASTM A 307 Grado C, o*
- *ASTM F1554.*

2.5.3.3.2 Tuercas

(6.4.3.2 AASHTO)

2.5.3.3.2.1 Tuercas Usadas con Seguros Estructurales

(6.4.3.2.1 AASHTO)

Las tuercas usadas con seguros estructurales deberán cumplir lo siguiente como apropiado.

Exceptuando lo indicado las tuercas para pernos ASTM A325 deberán cumplir con la Especificación Estándar para Tuercas de Carbón y Acero Aleado, ASTM A563, Grados DH, DH3, C, C3 y D.

Tuercas para pernos (ASTM A 490 deberán cumplir los requisitos de (ASTM A 563), Grados DH y DH3.

Las tuercas a ser galvanizadas serán tratadas térmicamente, Grado DH. Las disposiciones del artículo 2.5.3.3.1, (6.4.3.1 AASHTO), serán aplicadas. Todas las tuercas galvanizadas deberán ser lubricadas con un lubricante conteniendo un tinte visible.

Las tuercas comunes tendrán un mínimo de dureza de 89 HRB.

Las tuercas a ser usadas con pernos Tipo 3 (ASTM A 325) serán de grado C3 o DH3.Las tuercas a ser usadas con pernos Tipo 3 (ASTM A 490), serán de Grado DH3.

2.5.3.3.2.2 Tuercas Usadas con Pernos de Anclaje

(6.4.3.2.2 AASHTO)

Las tuercas usadas con pernos de anclaje deberán cumplir lo siguiente como apropiado.

Las tuercas para pernos de anclaje ASTM A 307 Grado C y para ASTM F1554 deberán cumplir los requisitos (ASTM A 563) para tamaño y grado apropiado de los pernos de anclaje.

Las tuercas a ser galvanizadas serán tratadas térmicamente, Grado DH o DH3. Las disposiciones del artículo 2.5.3.3.1, (6.4.3.1 AASHTO), serán aplicadas. Todas las tuercas galvanizadas deberán ser lubricadas con un lubricante conteniendo un tinte visible.

2.5.3.3.2.3 Arandelas

(6.4.3.3 AASHTO)

Las arandelas cumplirán con la Especificación Estándar para Arandelas de acero endurecido, AASHTO M293 (ASTM F436M).

Las cláusulas del artículo correspondiente a pernos, 2.5.3.3.1 (6.4.3.1 AASHTO) se aplicarán a las arandelas galvanizadas.

2.5.3.4 Conectores de Corte Tipo Perno (Studs)

(6.4.4 AASHTO)

Los pernos para conectores de corte serán hechos de barras conformadas en frío, grados 1015, 1018 ó 1020, de acuerdo con AASHTO M169 (ASTM A108) - Especificación Estándar para Barras de Acero al Carbón, terminadas en frío, calidad estándar, y con un esfuerzo de fluencia y esfuerzo de rotura mínimo de 50.0 ksi (3500 kgf/cm^2) y 60.0 ksi (4200 kgf/cm^2) respectivamente. La parte a soldar de los "Studs" está hecha de un acero de bajo contenido de carbón apropiado para soldadura y cumplirá con ASTM A109M - Especificación Estándar para flejes de acero al carbón laminados en frío.

2.5.3.5 Metal de Soldadura

(6.4.5 AASHTO)

El metal de soldadura cumplirá los requisitos del Código de Soldadura para puentes AASHTO / AWS. D1.5M/D1.5 Bridge Welding Code.

2.5.3.6 Metal Fundido

(6.4.6 AASHTO)

2.5.3.6.1 Acero Fundido y Fierro Dúctil

(6.4.6.1 AASHTO)

El Acero fundido cumplirá uno de las siguientes especificaciones:

- *AASHTO M 103M / M103 (ASTM A27 / A27M), Grado 70-36, a menos que se especifique lo contrario.*
- *AASHTO M 163M / M 163 (ASTM A743 / A743M) Grado CA15, a menos que se especifique diferente.*
- *Las fundiciones de hierro dúctil cumplirán las especificaciones ASTM A536, Grado 60-40-18 a menos que se especifique diferente.*

2.5.3.6.2 Fundiciones Maleables

(6.4.6.2 AASHTO)

Las fundiciones maleables cumplirán con ASTM A47, Grado 35018. El esfuerzo de fluencia mínimo no será menor que 35.0 ksi. (2460 kgf/cm^2).

2.5.3.6.3 Hierro Fundido

(6.4.6.3 AASHTO)

Cumplirán con AASHTO M105 (ASTM A48), Clase 30.

2.5.3.7 Acero Inoxidable

(6.4.7 AASHTO)

Cumplirá una de las siguientes especificaciones:

- *ASTM A176 - Planchas y láminas de Acero Inoxidable y de cromo resistentes al calor.*
- *ASTM A240 - Planchas y láminas de Acero Inoxidable Cromo - Niquel y Cromo Resistente al calor para Recipientes a Presión.*
- *ASTM A276 - Barras y Formas de Acero Inoxidable y Resistente al calor.*
- *ASTM A666 - Acero Inoxidable Austenítico de planchas, laminas y Barras para Aplicaciones Estructurales.*

Se podrá utilizar un acero inoxidable que no satisfaga las especificaciones arriba listadas, siempre que dicho acero satisfaga los requisitos químicos y mecánicos indicados en una de las especificaciones arriba listadas o en otra norma publicada que establezca sus propiedades y aptitud y que sea sometido a análisis, ensayos y otros controles a tal punto y de la manera prescrita por una de las especificaciones listadas.

2.5.3.8 Cables

(6.4.8 AASHTO)

2.5.3.8.1 Alambre Brillante

(6.4.8.1 AASHTO)

El alambre brillante deberá satisfacer la Especificación Estándar ASTM A 510.

2.5.3.8.2 Alambre Galvanizado

(6.4.8.2 AASHTO)

El alambre galvanizado deberá satisfacer la Especificación ASTM A 641.

2.5.3.8.3 Alambre con Recubrimiento Epoxi

(6.4.8.3 AASHTO)

El alambre con recubrimiento epoxi deberá satisfacer la Especificación ASTM A 99.

2.5.3.8.4 Cables para Puentes

(6.4.8.4 AASHTO)

Los cables para puentes deberán satisfacer las Especificaciones ASTM A586 o A603.

2.5.4 Concreto

(5.4.2 AASHTO)

2.5.4.1 Clase de Concreto

(5.4.2.1 AASHTO)

Sólo se usarán concretos de densidad normal. Concretos estructurales de baja densidad requerirán de una aprobación especial.

En los planos y documentos contractuales se especificará para cada componente la resistencia a la compresión f'_c o la clase del concreto.

Concreto con resistencias por encima a los 10.0 ksi (700 kgf/cm²) podrán usarse solo cuando se realicen ensayos que establezcan las relaciones entre las resistencias del concreto y sus otras propiedades. No se usarán concretos con resistencias menores a 2.4 ksi (170 kgf/cm²) a los 28 días para aplicaciones estructurales.

Para losas y elementos de concreto preesforzado no se usarán concretos con resistencia a la compresión menor a 4.0 ksi (280 kgf/cm²)

La evaluación de la resistencia del concreto usado en los trabajos deberá ser hecha en probetas cilíndricas fabricadas, ensayadas y evaluadas de acuerdo con la ***(Sección 8 AASHTO LRFD).***

Se asume que la resistencia especificada es alcanzada a los 28 días después del vaciado. Se pueden asumir otros periodos de alcance de resistencia para componentes que recibirán cargas en periodos apreciablemente diferentes que los 28 días.

Los concretos considerados en las presentes especificaciones han sido clasificados de acuerdo a las siguientes clases de acuerdo a sus casos:

- *Clase A, generalmente usado en todos los elementos estructurales, excepto cuando otra clase es más apropiada, y específicamente para concreto expuesto al agua de mar.*
- *Clase B, usado en zapatas, pedestales pilares circulares masivos, y muros de gravedad.*
- *Clase C, usado en secciones delgadas, tal como barandas reforzadas de menos de 100 mm de espesor, para el relleno de pisos de emparrillados metálicos, etc.*
- *Clase P, se usa cuando se requiere resistencias en exceso de 4.0 ksi (280 kgf/cm²) para concreto preesforzado, se deberá limitar la dimensión nominal del agregado a 20 mm, y*
- *Clase S, se usa para concreto depositado bajo agua y en cajones para sellar el ingreso del agua.*
- *Clase AE, concretos con aire entrampado, deberán ser especificados cuando el concreto está sujeto a periodos alternantes de hielo y deshielo, expuesto al descongelamiento de sales, agua salada u otros ambientes potencialmente dañinos.*
- *Para concretos Clases A, A (AE) y P usado en o sobre agua marina, la relación agua/cemento deberá especificarse no excederse de 0.45.*

En la tabla 2.5.4.1-C1 se muestran los requisitos por clase de concreto.

***Tabla 2.5.4.1-C1** Características de las mezclas de concreto por clase*

(C5.4.2.1-1 AASHTO)

Clase de Concreto	Contenido mínimo de Cemento	Relación Agua / Cemento máximo	Contenido de Aire (Rango)	Agregado Grueso por AASHTO M43 (ASTM D448)	Resistencia a la compresión a los 28 días
	pcy (lbs/yarda³); kgf/m³	Lbs.Per.libs; kgf por kgf	%	Dimensión de abertura cuadrada en in.En (mm)	ksi (kgf/cm²)
A	611 362	0.49	-	1.0 a N° 4 25 a 4.75	4.0 (280)
A(AE)	611 362	0.45	6.0 ± 1.5	1.0 a N° 4 25 a 4.75	4.0(280)
B	517 307	0.58	-	2.0 a N° 3 y N° 3 a N°4 50 a 25	2.4 (175)
B(AE)	517 307	0.55	5.0 ± 1.5	2.0 a N° 3 y N° 3 a N° 4 25 a 4.75	2.4 (175)

Clase de Concreto	Contenido mínimo de Cemento	Relación Agua / Cemento máximo	Contenido de Aire (Rango)	Agregado Grueso por AASHTO M43 (ASTM D448)	Resistencia a la compresión a los 28 días
	pcy (lbs/yarda^3); kgf/m^3	Lbs.Per.libs; kgf por kgf	%	Dimensión de abertura cuadrada en in.En (mm)	ksi (kgf/cm^2)
C	658 390	0.49	-	0.5 a N° 4 12.5 a 4.75	4.0 (280)
C(AE)	658 390	0.45	7.0 + 1.5	0.5 a N° 4 12.5 a 4.75	4.0 (280)
P P(HPC)	564 334	0.49	Especificado aparte	1.0 a N° 4 ó 0.75 a N° 4 25 a 4.75 ó 19 a 4.75	Especificado aparte
S	658 390	0.58	-	1.0 a N°4 25 a 4.75	-
Concreto ligero	564 334	Como se especifica en los documentos del contrato			

2.5.4.2 Coeficiente de Expansión Térmica

(5.4.2.2 ASHTO)

El coeficiente de expansión térmica deberá ser determinado por ensayos de laboratorio en la mezcla específica a ser usada.

En la ausencia de datos más precisos, el coeficiente de expansión térmica puede tomarse como:

- *Para concreto de densidad normal: 6.0x10^{-6}/°F, (10.8 x10^{-6} /ºC),*
- *Para concreto ligero: 5.0x10^{-6}/°F, (9.0 x x10^{-6} /ºC),*

2.5.4.3 Acortamiento de Fragua y Fluencia Lenta

(5.4.2.3 AASHTO)

2.5.4.3.1 Requisitos Generales

(5.4.2.3.1 AASHTO)

Valores del acortamiento de fragua (shrinkage) y de fluencia lenta (Creep) especificados en esta sección y en (5.9.5.3 y 5.9.5.4 AASHTO), serán usados para determinar sus efectos en la pérdida de la fuerza de presforzado en puentes, excepto aquellos construidos en dovelas. Estos valores conjuntamente con los del momento de inercia, como se especifica en el Artículo 2.9.1.4.4.5.2 (5.7.3.6.2 AASHTO) pueden ser usados para determinar los efectos del acortamiento de fragua y "creep" en las deflexiones.

En la ausencia de datos más exactos, el coeficiente de acortamiento de fragua puede ser asumido en 0.0002 después de los 28 días y 0.0005 después de un año de secado.

Cuando no se cuenta con datos específicos de la mezcla, estimados del acortamiento de fragua y del "creep" pueden hacerse a partir de los artículos siguientes, y también de:

- *Artículos: 2.5.4.3.1.1 y 2.5.4.3.1.2 (5.4.2.3.2 y 5.4.2.3.3 AASHTO)*
- *El modelo del Comité Europeo del concreto CEB y de la Federación Internacional de PRE-esforzado (FIP). ó*
- *El código ACI 209*

Para los puentes construidos por segmentos se deberá hacer una estimación más precisa, incluyendo los efectos de:

- *Los materiales específicos,*
- *Las dimensiones estructurales,*
- *Las condiciones en el sitio de emplazamiento, y*
- *Los métodos constructivos. y*
- *Edades del concreto en sus etapas de fabricación*

2.5.4.3.1.1 Fluencia Lenta (Deformación plástica) (Creep)

(5.4.2.3.2 AASHO)

El coeficiente de fluencia lenta se puede tomar como:

$$\psi(t,t_i) = 1.9k_s k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118} \qquad \text{2.5.4.3.1.1-1 (5.4.2.3.2-1 AASHTO)}$$

En el cual:

$$k_s = 1.45 - 0.13(V/S) \geq 1.0 \qquad \text{2.5.4.3.1.1-2 (5.4.2.3.2-2 AASHTO)}$$

$$k_{hc} = 1.56 - 0.008H \qquad \text{2.5.4.3.1.1-3 (5.4.2.3.2-3 AASHTO)}$$

$$k_f = \frac{5}{1 + f'_{ci}} \qquad \text{2.5.4.3.1.1-4 (5.4.2.3.2-4 AASHTO)}$$

$$k_{td} = \left(\frac{t}{61 - 4f'_{ci} + t}\right) \qquad \text{2.5.4.3.1.1-5 (5.4.2.3.2-5 AASHTO)}$$

Donde:

H = *humedad relativa (%).*

k_s = *factor que considera el efecto de la relación volumen - superficie del componente,*

k_f = *factor que considera el efecto de la resistencia del concreto.*

k_{hc} = *factor que considera la humedad para la fluencia lenta.*

k_{td} = *factor de evolución en el tiempo.*

t = *madurez del concreto (días).*

t_i = *edad del concreto cuando se aplica inicialmente la carga (días).*

V/S = *relación volumen-superficie (in.).*

f'_{ci} = *resistencia especificada a la compresión del concreto en el momento de la pretensión para miembros que serán pretensionados y en el momento de aplicar la carga inicial para miembros no pretensionados. Si la edad del concreto, al aplicar la carga inicial, es desconocida en el momento del diseño, f'_{ci} se puede tomar como $0.80f'_c$ (ksi)*

En la determinación de la madurez del concreto en la carga inicial, un día de curado acelerado por vapor o calor radiante puede ser tomado como equivalente a siete (7) días de curado normal.

El área superficial a ser usada en la determinación de la relación volumen/área debería incluirse solo el área de la superficie que esté expuesta al secado al aire. Para lugares pobremente ventilados solamente deberá considerarse el 50% del perímetro interior para calcular el área superficial. Para miembros prefabricados con cubierta ó coronamiento vaciado en sitio la superficie prefabricada total será usada. Para miembros pretensionados (vigas I*, vigas* T*, y vigas cajón), con un espesor promedio del alma de 6.0 a 8.0 in, el valor de k_{vs} puede ser tomado como 1.00.*

2.5.4.3.1.2 Contracción (Shrinkage)

(5.4.2.3.3 AASHTO)

Para los concretos curados en húmedo, libres de agregados con tendencia a la contracción, la deformación específica debida a la contracción,ε_{sh}, en el tiempo t, se puede tomar como:

$$\varepsilon_{sh} = k_s k_{hs} k_f k_{td} 0.48x10^{-3}$$ *2.5.4.3.1.2-1 (5.4.2.3.3-1 AASHTO)*

En el cual:

$$k_{hs} = (2.00 - 0.014H)$$ *2.5.4.3.1.2-2 (5.4.2.3.3-2 AASHTO)*

Donde:

k_{hs} = *factor que considera la humedad para la contracción.*

Si el concreto con curado húmedo está expuesto a secado antes que hayan transcurrido cinco días de curado, el acortamiento de fragua determinado por la ecuación (1) debe ser incrementado en 20%.

2.5.4.4 Módulo de Elasticidad

(5.4.2.4 AASHTO)

En la ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad Ec para concreto con densidades entre 0.090 y 0.155 kcf (1440 y 2500 kgf/m³) puede tomarse como:

$$E_c = 33{,}000 K_1 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$ *2.5.4.4-1 (5.4.2.4-1 AASHTO)*

Donde:

K_1 = *factor de corrección debido al origen de los agregados, se tomará como 1.0, a no ser que sea determinado por ensayos físicos y aprobado por el Supervisor de la obra y/o la Entidad Contratante.*

w_c = *densidad del concreto en kcf.*

f'_c = *resistencia especificada a la compresión del concreto (ksi).*

2.5.4.5 Módulo de Poisson

(5.4.2.5 AASHTO)

A menos que sea determinado por ensayos físicos el módulo de Poisson puede asumirse igual a 0.2. Para componentes que se espera estén sujetos a agrietamiento, el efecto del módulo de Poisson puede ser no considerado.

2.5.4.6 Módulos de Ruptura

(5.4.2.6 AASHTO)

A menos que sea determinado por ensayos físicos, el módulo de ruptura, f_r en ksi, para la resistencia especificada del concreto hasta 15.0 ksi, (1000 kg/cm²), se utilizará:

Para calcular el momento de agrietamiento de un miembro flexionado, agrietamiento que se puede controlar mediante la adecuada distribución del acero de refuerzo Artículo 2.9.1.4.4.3 (5.7.3.4 AASHTO) También se utilizará para el control de deflexiones, contraflechas y deformaciones permanentes Artículos 2.9.1.4.4.5.2 (5.7.3.6.2 AASHTO) y 2.9.5.0.4.2.1 (6.10.4.2.1 AASHTO).

- *Para concreto de peso normal:*
- *Excepto como se especifica abajo……0.24 $\sqrt{f'c}$*

Para calcular el momento de agrietamiento de un miembro, que se utilizará para determinar la resistencia nominal al corte para secciones no preesforzadas y preesforzadas 2.9.1.5.6.3.4.3 (5.8.3.4.3 AASHTO) …….. $0.20\sqrt{f'_c}$

- *Para concretos ligeros*
- *Para arena-concretos ligeros……..* $0.20\sqrt{f'_c}$
- *Para todo-concretos ligeros……..…….* $0.17\sqrt{f'_c}$

Cuando se usan pruebas físicas para determinar los módulos de ruptura, las pruebas serán llevadas a cabo de acuerdo con AASHTO T 97 y el concreto se preparará usando las mismas proporciones y materiales especificado par la estructura.

2.5.4.7 Resistencia a la Tracción

(5.4.2.7 AASHTO)

La resistencia a la tracción directa puede determinarse ya sea usando ASTM C900, "Método Estándar de Prueba para la Resistencia a la Tracción Directa del concreto endurecido", o el método de resistencia a la tracción por separación de acuerdo con AASHTO T 198 (ASTM C 496), "Método Estándar para la Resistencia a la Tracción por separación de probetas cilíndricas de concreto".

2.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.6.1 Generalidades

(4.1 AASHTO)

Esta sección describe métodos de análisis adecuados para el diseño y la evaluación de puentes, y se limita a la modelación de las estructuras y a la determinación de las solicitaciones.

También se pueden emplear otros métodos de análisis, siempre que éstos se basen en características documentadas de los materiales y satisfagan las condiciones de equilibrio y compatibilidad.

En general, las estructuras de los puentes se han de analizar elásticamente. Sin embargo, esta sección permite utilizar análisis inelásticos o redistribuir las solicitaciones en algunas superestructuras de vigas continuas. Se especifica un análisis inelástico para elementos comprimidos que se comportan inelásticamente y como alternativa para los estados límites correspondientes a eventos extremos.

2.6.2 Métodos Aceptables de Análisis Estructural

(4.4 AASHTO)

Se podrá usar cualquier método de análisis que satisfaga los requerimientos de equilibrio y compatibilidad y utilicen las relaciones esfuerzo - deformación de los materiales, pudiendo incluir pero no estar limitados a:

- *Método clásico de desplazamientos y fuerzas*
- *Método de diferencias finitas*
- *Métodos de elementos finitos*
- *Métodos de placas plegadas*
- *Métodos de franjas finitas*
- *Método de analogía de emparrillado*
- *Otros métodos armónicos o en serie*
- *Métodos basados en la formación de rótulas plásticas, y*
- *Método de línea de fluencia*

El diseñador será responsable de la implementación de cualquier software que utilice para el análisis estructural, así como de la interpretación y uso de resultados. Toda información deberá ser verificada con los resultados de soluciones aceptadas universalmente, otros programas de cómputo y/o ensayos físicos

Cuando se haga uso de softwares, el nombre, la versión y la fecha de publicación del software deberán indicarse en el documento del contrato.

2.6.3 Modelos Matemáticos

(4.5 AASHTO)

2.6.3a Generalidades

(4.5.1 AASHTO)

Los modelos matemáticos deberán considerar las cargas, la geometría y el comportamiento estructural del material y además donde sea apropiada las características de la respuesta de la cimentación.

La elección del modelo deberá ser consistente con los estados límite definidos previamente, los efectos de fuerza cuantificada y la exactitud requerida.

Por ejemplo, los estados límite de servicio y fatiga deberán ser analizados con modelos elásticos. La misma aplicación debe darse para los estados límite de resistencia, excepto en el caso de ciertas vigas continuas donde se requiera de análisis inelásticos, redistribución inelástica de momentos negativos e investigación de estabilidad. Los estados límite de evento extremo pueden requerir investigación de colapso basados enteramente en modelos inelásticos. Puentes muy flexibles como por ejemplo los colgantes y los atirantados deberían ser analizados usando métodos elásticos no lineales, tales como la teoría de grandes deflexiones.

La necesidad de modelos sofisticados para las cimentaciones es una función de la susceptibilidad de la estructura a movimientos de la cimentación. En algunos casos, el modelo de cimentación puede ser simple, como es el caso de considerar apoyos firmes. En otros, un estimado de asentamiento puede ser considerado. Pero, donde la respuesta estructural es particularmente sensible a las condiciones de borde, tal como un arco fijado en los extremos o en el cómputo de frecuencias naturales, modelos rigurosos de la cimentación deberán ser hechos para justificar las condiciones reales.

A menos que otra cosa se especifique, las barreras compuestas y continuas serán analizadas en los estados límite de servicio y fatiga. La rigidez de barandas estructuralmente discontinuas, curvas y barreras no serán consideradas en el análisis estructural.

Para propósitos de esta sección, una apropiada representación del suelo que soporta al puente será incluido en el modelo matemático de la cimentación. En el caso de diseño sísmico, los movimientos del suelo y licuación deberán también ser considerados.

2.6.3.1 Comportamiento Estructural del Material

(4.5.2 AASHTO)

2.6.3.1.1 Comportamiento Elástico Versus Comportamiento Inelástico

(4.5.2.1 AASHTO)

Para el propósito de los análisis, se considerará que los materiales se comportan linealmente hasta un límite elástico y que después de esto el comportamiento es inelástico. Acciones en el estado límite de evento extremo podrían ajustarse al rango elástico e inelástico.

2.6.3.1.2 Comportamiento Elástico

(4.5.2.2 AASHTO)

Las características y propiedades elásticas estarán dadas de acuerdo a cada tipo de material, cambios en estos valores debido a la madurez del concreto y a efectos ambientales deberán ser incluidos en el modelo.

Las propiedades de rigidez estarán basadas en secciones agrietadas y/o no agrietadas consistentes con el comportamiento anticipado.

2.6.3.1.3 Comportamiento Inelástico

(4.5.2.3 AASHTO)

En un análisis inelástico un mecanismo de falla deseado y la localización de rótulas deberán ser determinados para estimar el efecto de la fuerza extrema.

Se deberá demostrar que las secciones de los componentes que pueden sufrir deformación inelástica son dúctiles o se ductilizan mediante confinamiento u otros medios. Si se utiliza un análisis inelástico se deberá determinar un mecanismo de falla de diseño preferido y la ubicación de las rótulas correspondientes.

En el análisis se deberá comprobar que las fallas por corte, pandeo y adherencia de los componentes estructurales no preceden la formación de un mecanismo inelástico de flexión.

Se deberá tomar en cuenta el deterioro de la integridad geométrica de la estructura que pueden provocar las grandes deformaciones.

El modelo inelástico se deberá basar ya sea en los resultados de ensayos físicos o bien en una representación del comportamiento carga-deformación validado mediante ensayos. Si se anticipa que se logrará comportamiento inelástico por medio de confinamiento, las probetas de ensayo deberán incluir los elementos que proveen dicho confinamiento. Si se anticipa que las solicitaciones extremas serán repetitivas, los ensayos deberán reflejar su naturaleza cíclica.

A menos que se especifique lo contrario, las tensiones y deformaciones se deberán basar en una distribución lineal de las deformaciones unitarias en la sección transversal de los componentes prismáticos. Se deberá considerar la deformación por corte de los componentes de gran altura. No se deberán superar los límites de deformación específica del concreto.

Cuando corresponda, se deberá tomar en cuenta el comportamiento inelástico de los componentes comprimidos.

Siempre que sea técnicamente posible, el mecanismo de falla preferido se deberá basar en una respuesta que en general permita grandes deformaciones que sirvan de advertencia antes de una falla estructural.

El mecanismo seleccionado se debería utilizar para estimar la solicitación extrema que se puede aplicar adyacente a una rótula.

Una casual sobreresistencia en una componente en la cual se espera una formación de rotulas deberá ser considerado ya que esto puede dar lugar a una formación adversa de rótulas plásticas en una localización no deseada, formándose de esta forma un mecanismo diferente.

Cuando se espere que los efectos de fuerza extrema sean repetidos los ensayos reflejarán su naturaleza cíclica.

2.6.3.2 Geometría

(4.5.3 AASHTO)

2.6.3.2.1 Teoría de las Pequeñas Deflexiones

(4.5.3.1 AASHTO)

Si la deformación de la estructura no produce un cambio significativo en las solicitaciones debido a un incremento en la excentricidad de las fuerzas de tracción o compresión, tales solicitaciones serán considerados secundarios y podrán ser ignorados.

La teoría de las pequeñas deflexiones es usualmente adecuado para el análisis de puentes tipo viga, puentes que principalmente resisten cargas a través de un par de fuerzas (tensión y compresión) y que permanecen esencialmente en posiciones relativas fijas unas a otras mientras el puente se deflecta, tales como las armaduras reticuladas y arcos empotrados que son generalmente insensibles a deformaciones.

Las estructuras y columnas cuyos momentos flexionantes son incrementados o disminuidos por la deflexión tienden a ser sensibles a las consideraciones de deflexión, como tales estructuras se tienen los puentes colgantes, puentes atirantados muy flexibles, algunos arcos que no son los arcos empotrados y los marcos.

En muchos casos el grado de sensibilidad puede ser estimado y evaluado por un método aproximado de un solo paso, tal como el método del factor de magnificación de momentos. En otros casos un análisis completo de segundo orden puede ser necesario.

2.6.3.2.2 Teoría de las Grandes Deflexiones

(4.5.3.2 AASHTO)

2.6.3.2.2.1 Generalidades

(4.5.3.2.1 AASHTO)

Si la deformación de la estructura produce un cambio significativo de las solicitaciones, en las ecuaciones de equilibrio se deberán considerar los efectos de la deformación

El efecto de la deformación y la no linealidad geométrica de los componentes serán incluidas en el análisis de estabilidad y en el análisis de grandes deflexiones.

Para componentes esbeltos de concreto sometidos a compresión, las variaciones de tiempo y esfuerzo que dependen de las características del material, los cuales causan cambios significantes en la geometría estructural deberán ser considerados en el análisis de pórticos y reticulados.

Los efectos de interacción de fuerzas axiales compresivas y de tensión en componentes que son adyacentes deberían ser considerados en el análisis de pórticos y reticulados.

Solamente se usarán las cargas factoradas y no la superposición de efectos de fuerza, ya que el análisis de grandes deflexiones es inherentemente no lineal, donde las cargas no son proporcionales a los desplazamientos y la superposición no puede ser usada. En el análisis no lineal el orden de aplicación de las cargas deberá ser consistente con los de la estructura.

2.6.3.2.3 Métodos Aproximados

(4.5.3.2.2 AASHTO)

2.6.3.2.3a Generalidades

(4.5.3.2.2a AASHTO)

Los efectos de deflexión sobre las fuerzas en elementos viga-columna y arcos pueden ser aproximados por el método de ajuste de un sólo paso conocido como magnificación de momentos.

2.6.3.2.3b Magnificación de Momentos, Elementos Viga – Columna

(4.5.3.2.2.b AASHTO)

Los esfuerzos o momentos factorados pueden ser incrementados para reflejar los efectos de deformaciones como sigue:

$$M_C = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \qquad \text{2.6.3.2.3b-1} \quad \text{(4.5.3.2.2.b-1 AASHTO)}$$

$$f_C = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s} \qquad \text{2.6.3.2.3b-2} \quad \text{(4.5.3.2.2.b-2 AASHTO)}$$

En los cuales:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{p_u}{\Phi_K p_e}} \geq 1.0 \qquad \text{2.6.3.2.3b-3} \quad \text{(4.5.3.2.2.b -3 AASHTO)}$$

$$\delta_S = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\Phi_K \sum P_e}} \qquad \text{2.6.3.2.3b-4} \quad \text{(4.5.3.2.2.b-4 AASHTO)}$$

Donde:

P_u = *carga axial factorada (kip); (N).*

P_e = *carga de Pandeo de Euler (kip); (N).*

Φ_K = *factor de reducción de rigidez; 0.75 para elementos de concreto y 1.00 para elementos de acero y aluminio.*

M_{2b} = *momento sobre miembro en compresión debido a cargas de gravedad factoradas, donde las desviaciones del miembro no son apreciables; calculado por medio de análisis convencionales elásticos de primer orden, siempre positivo (kip-ft); (N-mm).*

f_{2b} = *esfuerzo correspondiente a M_{2b} (ksi); M_{2b} (MPa).*

M_{2s} = *momento sobre miembro en compresión debido a cargas de gravedad o cargas laterales factoradas, donde las desviaciones del miembro, Δ, son más grandes que $l_u/1500$; calculado por análisis elásticos de primer orden, siempre positivo (kip-ft); (N-mm).*

f_{2s} = *esfuerzo correspondiente a M_{2s} (ksi); M_{2s} (MPa).*

Para todos los casos, con excepción de las columnas compuestas de acero/concreto, la carga de Pandeo de Euler (P_e) será tomada como:

$$p_e = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2}$$ 2.6.3.2.3 b-5 (4.5.3.2.2.b -5 AASHTO)

Donde:

ℓ_u = *longitud no arriostrada de un miembro en compresión (in); (mm).*

K = *factor de longitud efectiva en el plano de flexión como se especifica en el Artículo 2.6.4.2.2.8 (4.6.2.5 AASHTO). Para el cálculo de δ_b, P_e será basado sobre el factor K para marcos arriostrados; Para el cálculo de δ_s, P_e será basado sobre el factor K para marcos no arriostrados.*

E = *módulo de Elasticidad (ksi); (MPa).*

I = *momento de inercia alrededor del eje bajo consideración (in⁴); (mm⁴).*

Para miembros arriostrados, δ_s será tomado como 1.0 a menos que los análisis indiquen un valor más bajo. Para miembros no arriostrados contra desviaciones, δ_b será determinado como para un miembro arriostrado y δ_s para un miembro no arriostrado.

Para miembros arriostrados y sin cargas transversales entre los apoyos, C_m puede ser tomado como:

$$C_m = 0.6 + 0.4\,\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$$ 2.6.3.2.3 b-6 (4.5.3.2.2.b-6 AASHTO)

Donde:

M_{1b} = *momento más pequeño en el extremo.*

M_{2b} = *momento más grande en el extremo.*

La relación M_{1b}/M_{2b} es considerada positiva si la componente esta flectada en curvatura simple y es negativa si está flectada en curvatura doble. Para los demás casos, C_m será tomado como 1.0.

Donde los miembros en compresión estén sujetos a flexión alrededor de ambos ejes principales, el momento alrededor de cada eje será magnificado por δ determinado de las correspondientes condiciones de restricciones alrededor de su eje.

Donde un grupo de miembros esté integralmente conectado a la misma superestructura y colectivamente tienen la misma desviación, el valor de δ_s será calculado para el grupo de miembros con ΣP_u y ΣP_e de todas las columnas que integren el grupo.

En las estructuras que no están arriostradas (apoyadas) contra el desplazamiento lateral (sidesway), los elementos de flexión y las unidades de cimentación que enmarcan el elemento de compresión se diseñarán para la suma de los momentos finales del elemento de compresión en la junta.

El factor de longitud efectiva k es usado para modificar la longitud de la columna que no siempre es la longitud de Pandeo. Para poder tener en cuenta la longitud real de pandeo se deberá considerar la

libertad existente al giro y desplazamiento en los extremos es decir; si la condición de extremos está libre, apoyado, empotrado, etc.

Para esto es necesario introducir el factor que le permite obtener la longitud efectiva k_L y que viene a ser la distancia entre dos puntos de inflexión de la curva de pandeo. En muchos textos existen tablas que dan los valores teóricos de k para seis condiciones idealizados; igualmente se muestran valores prácticos para el caso en que las condiciones existentes se asemejen a las idealizadas.

En todo lo anterior la columna está considerada como un elemento solitario con determinadas condiciones en los extremos, las cuales permiten obtener una configuración teórica de la forma de pandeo. Pero, en realidad la columna es parte integrante de todo un conjunto estructural y por lo tanto su comportamiento dependerá del todo. Esto significa, que si se tiene por ejemplo un pórtico que puede sufrir desplazamiento lateral y otro sin desplazamiento lateral (arriostrado), en el primer caso, la estabilidad del conjunto contra el desplazamiento lateral en el momento del pandeo depende enteramente de la rigidez flexionante de las columnas y vigas y de sus nudos, la longitud efectiva de las vigas serán mayores que las longitudes reales ($k \geq 1.0$), mientras que en el segundo caso debido al arriostramiento que evita el desplazamiento lateral de las columnas, la longitud efectiva será menor o igual a la longitud real ($k \leq 1.0$). Por otro lado, si se considera en ambos pórticos una viga muy rígida con respecto a las columnas, no se sabe con certeza si el extremo superior de la columna se puede considerar empotrado o articulado. De algunos métodos para la determinación de k uno de ellos se conoce como cartas de alineamiento, de la que si puede obtener k para cualquier tipo de restricción de extremos.

En el caso de elementos en compresión de armaduras, armaduras triangulares y marcos, donde la estabilidad lateral está dada por elementos diagonales de arriostres u otros medios, el factor de longitud efectiva puede ser tomado como:

Para conexiones empernados o soldadas en ambos extremos $k = 0.750$

Para conexiones fijadas en ambos extremos $k = 0.875$

2.6.3.2.3c Magnificación de Momentos – Arcos

(4.5.3.2.2c AASHTO)

Los Momentos por carga viva e impacto obtenidos de un análisis de pequeñas deflexiones serán incrementados por el factor de magnificación de momentos, δ_b, como se especifica en el Artículo 2.6.3.2.3.b (4.5.3.2.2b AASHTO) con las siguientes definiciones:

l_u = *es la mitad de la longitud del anillo del arco (ft).*

K = *factor de longitud efectiva tabla 2.6.3.2.3.c-1 (4.5.3.2.2c-1 AASHTO).*

C_m = *1.0*

***Tabla 2.6.3.2.3.c-1** Valores de Factores de Longitud Efectiva K para Puentes de Arco*

(4.5.3.2.2c-1 AASHTO)

f/L	Arco Triarticulado	Arco Bi articulado	Arco Empotrado
0.1 - 0.2	1.16	1.04	0.70
0.2 - 0.3	1.13	1.10	0.70
0.3 - 0.4	1.16	1.16	0.72

Donde:

f = *flecha del arco.*

L = *longitud del arco.*

2.6.3.2.4 Métodos Refinados

(4.5.3.2.3 AASHTO)

Los métodos refinados de análisis serán basados sobre el concepto de fuerzas que satisfacen el equilibrio en una posición deformada.

2.6.3.3 Modelamiento de Condiciones de Borde

(4.5.4 AASHTO)

Las condiciones de borde representarán las características reales de los apoyos y de la continuidad.

Las condiciones de cimentación serán modeladas de tal forma que representen las propiedades del suelo sobre el cual se encuentra el puente, la interacción suelo - pilar y las propiedades elásticas de los pilares.

2.6.3.4 Miembros Equivalentes

(4.5.5 AASHTO)

Componentes no prismáticos pueden ser modelados discretizando las componentes en un número de elementos con propiedades de rigidez representativas a la estructura real, en la ubicación del elemento

Las componentes o grupos de componentes de puentes con o sin sección transversal variable pueden ser modelados como una sola componente equivalente, donde este represente todas las propiedades de rigidez de las componentes o grupo de componentes. Las propiedades de rigidez equivalente pueden ser obtenidas por soluciones formales, integración numérica, análisis sub-modal y analogías en serie y paralela.

2.6.4 Análisis Estático

(4.6 AASHTO)

2.6.4.1 Influencia de la Geometría en Planta

(4.6.1 AASHTO)

2.6.4.1.1 Relación de Aspecto en Planta

(4.6.1.1 AASHTO)

Si la longitud de tramo de una superestructura con secciones transversales cerradas rígidas a la torsión es mayor que 2.5 veces su ancho, la superestructura se puede idealizar como una viga de alma única. Para aplicar este criterio se deberán utilizar las siguientes definiciones referentes a las dimensiones:

- *Ancho − ancho del núcleo de un tablero monolítico o distancia media entre las caras externas de las almas exteriores.*
- *Longitud para puentes rectangulares simplemente apoyados − distancia entre juntas del tablero.*
- *Longitud para puentes continuos y/o puentes oblicuos (esviados) − longitud del lado mayor del rectángulo que se puede dibujar dentro de la vista en planta del ancho del tramo más pequeño, según lo aquí definido.*
- *La restricción de la longitud al ancho especificada arriba no se aplicará a vigas cajón de concreto de multiples celdas llenados en sitio, en puentes de viga cajón.*

2.6.4.1.2 Estructuras de Planta Curva

(4.6.1.2 AASHTO)

2.6.4.1.2.1 Generalidades

(4.6.1.2.1 AASHTO)

Los momentos, cortantes y otras solicitaciones de fuerza requeridos para proporcionar los elementos de la superestructura deberán estar basados en un análisis racional del total de la superestructura. Para análisis de secciones que no tienen eje de simetría se considerará la relativa ubicación del centro de gravedad y el centro de corte.La subestructura tambien será considerada en el caso de estribos, pilares, completos.

La superestructura, incluidos los apoyos deberán ser considerados como una unidad estructural. Las condiciones de borde deben representar las articulaciones provistas por los apoyos y/o conexiones integrales utilizadas en el diseño. El análisis deberá estar basado en la teoría de pequeñas deformaciones a menos que un análisis más riguroso sea considerado necesario por el Ingeniero Estructural.

En el análisis deberán considerar la orientación y las restricciones de los apoyos permitidas por la subestructura. Esas solicitaciones serán consideradas en el diseño de los apoyos, marcos transversales, diafragmas, arriostramientos y en el tablero.

La distorsión de la sección transversal no necesita ser considerada en el análisis estructural.

Los efectos de la fuerza centrífuga deberán ser considerados en concordancia con el Artículo 2.4.3.4. ***(3.6.3 AASHTO).***

2.6.4.1.2.2 Superestructuras de una Sola Viga Torsionalmente Rígida

(4.6.1.2.2 AASHTO)

Excepto para puentes de viga cajón de concreto, una superestructura horizontalmente curva de una sola viga torsionalmente rígida que reúne los requerimientos del Artículo 2.6.4.1.1 ***(4.6.1.1 AASHTO)*** *puede ser analizado para solicitaciones globales como si se tratara de una viga de eje curvo.*

La ubicación del eje neutro será tomada en el centro de gravedad de la sección transversal y la excentricidad de las cargas muertas será establecida por consideración volumétrica.

2.6.4.1.2.3 Puentes de Vigas Cajón de Concreto.

(4.6.1.2.3 AASHTO)

Las Vigas cajón de concreto curvas horizontalmente, pueden ser diseñadas con segmentos rectos, para ángulos hasta 12 grados dentro de un tramo, a no ser que otras solicitaciones afecten y se prescriban otras cosas.

Vigas cajón horizontalmente curvas, multicelulares, llenadas en sitio, pueden ser diseñadas como vigas de un solo eje con segmentos rectos lineales, para ángulos centrales de hasta 34° dentro de un tramo, a menos que como consecuencia por otras solicitaciones se determine de otro modo.

2.6.4.1.2.4 Superestructuras de Vigas Múltiples de Acero

(4.6.1.2.4 AASHTO)

2.6.4.1.2.4a Generalidades

(4.6.1.2.4a AASHTO)

Superestructuras horizontalmente curvas, pueden ser analizados como emparrillados o como continuos en el cual los tramos de las vigas longitudinales se suponen rectas entre sus nudos. La excentricidad real del tramo entre los nudos no excederán a 2.5% de la longitud del tramo.

2.6.4.1.2.4b Vigas I

(4.6.1.2.4b AASHTO)

El efecto de la curvatura sobre la estabilidad deberá ser considerada para todas las vigas curvas en **I**.

Donde los puentes de vigas **I**, *cumplan las siguientes cuatro condiciones, los efectos de curvatura pueden ser ignorados en el análisis para determinar los ejes de mayor momento flector y cortante:*

- *Las vigas son concéntricas*
- *Las líneas de apoyo no son esviadas en más de 10° respecto a la radial.*
- *Las rigideces de las vigas son similares.*
- *Para todas las luces, la luz del arco dividido por el radio de la viga en pie (mm) es menor que 0.06 radianes donde la luz del arco,* L_{as},, *se tomará como sigue :*

Para tramos simples:

L_{as} = *longitud del arco de la viga (ft).*

Para tramos extremos de elementos continuos:

L_{as} = *0.9 veces la longitud del arco de la viga (ft).*

Para tramos internos de elementos continuos:

L_{as} = *0.8 veces la longitud del arco de la viga (ft).*

Una viga **I** *en un puente que cumpla este criterio puede ser analizada como una viga recta individual con una luz igual a la longitud del arco. Los efectos de la flexión lateral del ala se pueden determinar con una aproximación apropiada y considerada en el diseño.*

Marcos transversales o diafragmas serán diseñadas en concordancia con los Artículos 2.9.4.7.4 y 2.9.8 ***(6.7.4 y 6.13 AASHTO)*** *para fuerzas calculadas por medios racionales.*

El espaciamiento de los marcos transversales será definido para limitar la flexión lateral del ala de las vigas.

2.6.4.1.2.4c Vigas Cajón Cerrado y Vigas Tubulares

(4.6.1.2.4c AASHTO)

Los efectos de curvatura sobre la resistencia y estabilidad serán consideradas en todas las vigas cajón curvas.

Donde los puentes de viga cajón reúnan las siguientes tres condiciones, el efecto de curvatura puede ser ignorado en el análisis para la determinación de los ejes de mayor momento flector y cortante:

- *Las vigas son concéntricas.*
- *Los apoyos no son esviados y*
- *Para todas las luces, la longitud del arco dividido por el radio de la viga es menor que 0.3 radiales, y la altura de la viga es menor que el ancho del cajón a mitad de altura donde la luz del arco, Las, debe ser tomado como se ha establecido en el Artículo 2.6.4.1.2.4b* ***(4.6.1.2.4b AASHTO).***

Una viga cajón de un puente que satisfaga puede ser analizada como un elemento individual recto con una luz igual a la longitud del arco. Los efectos de la flexión lateral del ala se pueden determinar con una aproximación apropiada y considerada en el diseño.

Los marcos transversales o diafragmas serán diseñados en concordancia con los Artículos 2.9.4.7.4 y 2.9.8 ***(6.7.4 y 6.13 AASHTO)*** *y miembros de arriostramiento lateral serán diseñados en concordancia con los Artículos 2.9.4.7.5 y 2.9.8* ***(6.7.5 y 6.13 AASHTO)*** *para fuerzas calculadas por medios racionales.*

2.6.4.2 Métodos Aproximados de Análisis

(4.6.2 AASHTO)

2.6.4.2.1 Tableros

(4.6.2.1 AASHTO)

2.6.4.2.1.1 Generalidades

(4.6.2.1.1 AASHTO)

Un método aproximado de análisis para tableros, en el cual el tablero se subdivide en franjas perpendiculares a los componentes de apoyo es considerado aceptable para los tableros excepto:

- *Los tableros formados por emparrillados con sus vanos total o parcialmente llenos, para los cuales se deberán aplicar lo indicado en el Artículo 2.6.4.2.1.8 (4.6.2.1.8 AASHTO).*
- *Losa superior de vigas cajón de concreto segmentadas, para las cuales se aplicará el Artículo 2.6.4.2.1.1a (4.6.2.9.4 AASHTO) que enseguida se describe.*

Si se utiliza el método de las fajas, el momento extremo positivo de cualquier panel de tablero entre vigas se considerará actuando en todas las regiones de momento positivo. De manera similar, el momento extremo negativo de cualquier viga se considerará actuando en todas las regiones de momento negativo.

2.6.4.2.1.1a Análisis Transversal

(4.6.2.9.4 AASHTO)

El diseño transversal a flexión de los segmentos de una viga cajón deberá considerar el segmento como un marco rígido tipo cajón. Las alas se deberán analizar como secciones de altura variable, considerando los chaflanes o esquinas redondeadas entre las alas y las almas. Las cargas de rueda se deberán posicionar de manera que produzcan los máximos momentos, y se deberá utilizar un análisis elástico para determinar la distribución longitudinal efectiva de las cargas de rueda para cada posición. Se deberá considerar el aumento del corte del alma y otros efectos sobre la sección transversal debidos a la presencia de cargas excéntricas o la falta de simetría de la estructura.

Para evaluar los momentos debidos a la sobrecarga más las cargas de impacto en el ala superior de la sección tipo cajón se pueden utilizar los requisitos del Artículo 2.6.4.2.1 y métodos refinados de análisis de superficies de influencia tales como las presentadas por Homberg (1968) y Pucher (1964), u otros procedimientos de análisis elástico

En el análisis transversal se deberá considerar el acortamiento elástico (shrinkage) y la fluencia lenta (creep) transversales debidos al pretensado y la contracción.

El efecto de los momentos secundarios debidos al pretensado se deberá incluir en el cálculo de esfuerzos correspondientes al estado límite de servicio y en la evaluación de la construcción. En el estado límite de resistencia las solicitaciones secundarias inducidas por el pretensado con un factor de carga igual a 1.0 se deberán sumar algebraicamente a las solicitaciones debidas a las cargas permanentes y sobrecargas factoradas y demás cargas aplicables.

2.6.4.2.1.2 Aplicabilidad

(4.6.2.1.2 AASHTO)

El uso de ayudas de diseño para tableros que contienen elementos prefabricados puede ser permitido en lugar de realizar algún análisis, siempre que el comportamiento del tablero está documentado y avalado por suficiente evidencia técnica. El ingeniero será responsable de la exactitud e implementación de cualquier ayuda de diseño que use.

Para puentes losa y losas de concreto de más de 15.0 ft (4.60 m.) de longitud que se extiendan fundamentalmente en la dirección paralela al tráfico, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.6.4.2.3 (4.6.2.3 AASHTO).

2.6.4.2.1.3 Ancho Equivalente de Franjas Interiores

(4.6.2.1.3 AASHTO)

El ancho de franja equivalente de un tablero puede ser tomado como se especifica en la tabla 2.6.4.2.1.3-1 (4.6.2.1.3-1 AASHTO). Si la dirección principal del tablero es paralela al tráfico, las franjas que soportan una carga de eje no será más grande que 40.0 in (1.00 m) para emparrillados abiertos y para los demás tableros no será más de 144 in (3.6 m) donde múltiples carriles cargados están siendo investigados.

Para los voladizos de tableros, cuando sea aplicable, se pueden utilizar, en lugar del ancho de franja especificado en la tabla 2.6.4.2.1.3-1.,los requisitos del Artículo 2.4.3.2.3.4 (3.6.1.3.4 AASHTO), que especifica lo siguiente: Para el diseño del voladizo de tablero, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de concreto estructuralmente continua es menor o igual que 6.0 ft (1.80 mt), la fila exterior de cargas de rueda se puede remplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 1.0 k/f (14.6N/mm = 1500kg/m) ubicada a 1.0 ft (0.30 mt) de la cara de la baranda.

Las franjas equivalentes para tableros cuya dirección principal es perpendicular al tráfico no están sujetas a límites de ancho. La siguiente notación es aplicada en la tabla 1:

S = *espaciamiento de elementos de apoyo (ft).*

h = *espesor del tablero (in).*

L = *longitud del tramo del tablero (ft).*

P = *carga por eje (kip).*

S_b = *espaciamiento de las barras de emparrillado (in).*

+M = *momento positivo.*

-M = *momento negativo.*

X = *distancia desde la aplicación de la carga al punto de apoyo (ft).*

***Tabla 2.6.4.2.1.3-1** Franjas Equivalentes*

(4.6.2.1.3-1 AASHTO)

Tipo de Tablero	*Dirección de franja principal relativa a la dirección de tráfico*	*Ancho de franjas principales (in)*	*Ancho de franjas principales (mm)*
Concreto: • *Colocado en el lugar*	*Cantilever* *Paralelo o Perpendicular*	*45.0+10.0*X +M: *26.0 + 6.6*S -M: *48.0 + 3.0*S	*1140 + 0.833* X +M: *660 + 0.55*S -M: *1220 + 0.25*S
• *Colocado en el lugar con encofrados perdidos*	*Paralelo o Perpendicular*	+M: *26.0 + 6.6*S -M: *48.0 + 3.0*S	+M: *660 + 0.55*S -M: *1220 + 0.25*S
• *Prefabricado, postensado.*	*Paralelo o Perpendicular*	+M: *26.0 + 6.6*S -M: *48.0 + 3.0*S	+M: *660 + 0.55*S -M: *1220 + 0.25*S
Acero: • *Emparrillado abierto*	*Barras principales*	*1.25P+4.0* S_b	*0.007P+ 4.0* S_b
• *Emparrillado lleno o parcialmente lleno*	*Barras principales*	*Aplicar (Art. 2.6.4.2.1.8)*	*Aplicar (Art. 2.6.4.2.1.8)*
• *Emparrillado compuesto, no lleno*	*Barras principales*	*Aplicar (Art. 2.6.4.2.1.8)*	*Aplicar (Art. 2.6.4.2.1.8)*

Tipo de Tablero	Dirección de franja principal relativa a la dirección de tráfico	Ancho de franjas principales (in)	Ancho de franjas principales (mm)
Madera :			
• *Prefabricado colado*			
- *No interconectado*	*Paralelo*	*2.0*h*+30.0*	*2.0*h *+ 760*
	Perpendicular	*2.0*h*+40.0*	*2.0*h *+ 1020*
- *Interconectado*	*Paralelo*	*90.0+0.84*L	*2280 + 0.07*L
	Perpendicular	*4.0*h*+30.0*	*4.0*h *+ 760*
• *Laminada y tesada*	*Paralelo*	*0.8*S *+108.0*	*0.066*S *+ 2740*
	Perpendicular	*10.0*S*+24.0*	*0.84*S *+ 610*
• *Laminada y clavada*			
- *Tableros continuos o paneles interconectados.*	*Paralelo*	*2.0*h*+30.0*	*2.0*h *+ 760*
	Perpendicular	*4.0*h*+40.0*	*4.0*h *+ 1020*
- *Paneles no interconectados.*	*Paralelo*	*2.0*h*+30.0*	*2.0*h *+ 760*
	Perpendicular	*2.0*h*+40.0*	*2.0*h *+ 1020*

Los tableros de tablones de madera se deberán diseñar para la carga de rueda del camión de diseño distribuida en la totalidad del área de contacto de los neumáticos. Para los tablones transversales, es decir para los tablones perpendiculares a la dirección del tráfico:

- *Si w_p ≥ 10.0 in (250 mm), se deberá asumir que la totalidad del ancho del tablón soporta la carga de rueda.*
- *Si w_p< 10.0 in (250 mm), la porción de la carga de rueda soportada por un tablón se deberá determinar como la relación entre w_p y 10.0 in (250 mm).*

Para los tablones longitudinales:

- *Si w_p≥ 20.0 in (500 mm), se deberá asumir que la totalidad del ancho del tablón soporta la carga de rueda.*
- *Si w_p< 20.0 in (500 mm), la porción de la carga de rueda soportada por un tablón se deberá determinar como la relación entre w_p y 20.0 in (500 mm).*

Donde:

w_p = *ancho del tablón in, (mm).*

2.6.4.2.1.4 Ancho de las Franjas Equivalentes en los Bordes de las Losas

(4.6.2.1.4 AASHTO)

2.6.4.2.1.4a Requisitos Generales

(4.6.2.1.4a AASHTO)

Para los fines del diseño, la viga de borde ideal se deberá tomar como una franja de tablero de ancho reducido aquí especificada, más cualquier aumento de altura localizado o protuberancia similar que actúe como rigidizador del tablero. Se asumirá que las vigas de borde soportan una línea de ruedas y, cuando corresponda, una porción tributaria de la carga de carril de diseño.

2.6.4.2.1.4b Bordes Longitudinales

(4.6.2.1.4b AASHTO)

Se asumirá que las vigas de borde soportan una línea de ruedas, y donde sea apropiado, una porción tributaria de la carga viva distribuida.

Donde el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección del tráfico, el ancho efectivo de una franja, con o sin viga de borde, se puede tomar como la sumatoria de la distancia entre el borde del tablero y la cara interna de la barrera, más 12.0 in (300 mm), más ¼ del ancho de franja especificada

en los Artículos 2.6.4.2.1.3 (4.6.2.1.3 AASHTO) ó 2.6.4.2.1.2a (4.6.2.3 AASHTO), según corresponda, pero no excederá la mitad del ancho total de la franja o 72.0 in (1,800 mm).

2.6.4.2.1.4c Bordes Transversales

(4.6.2.1.4c AASHTO)

La viga transversal de borde se asume que soporta un eje del camión de diseño, en uno o más carriles de diseño, ubicados para producir las máximas solicitaciones. Se deberá aplicar los factores de presencia multiple y de amplificación dinámica.

El ancho efectivo de una franja, con o sin viga de borde, se puede tomar como la sumatoria de la distancia entre el borde transversal del tablero y el eje de la primera línea de apoyo del tablero, generalmente tomada como el alma de una viga, más la mitad del ancho de franja especificado en el Artículo 2.6.4.2.1.3 (4.6.2.1.3 AASHTO). El ancho efectivo no deberá ser mayor que el ancho de franja total especificado en el Artículo 2.6.4.2.1.3 (4.6.2.1.3 AASHTO).

2.6.4.2.1.5 Distribución de las Cargas de Rueda

(4.6.2.1.5 AASHTO)

Si la separación de los componentes de apoyo en la dirección secundaria es mayor que 1,5 veces la separación en la dirección principal, se deberá considerar que todas las cargas de rueda están aplicadas en la franja principal, y en la dirección secundaria se pueden aplicar los requisitos del Artículo 2.9.1.4.6.3.2 (9.7.3.2. AASHTO).

Si la separación de los componentes de apoyo en la dirección secundaria es menor que 1,5 veces la separación en la dirección primaria, el tablero se deberá modelar como un sistema de franjas que se intersecan.

El ancho de las fajas equivalentes en ambas direcciones se puede tomar como se especifica en la Tabla 2.6.4.2.1.3 -1 (4.6.2.1.3-1. AASHTO).

Cada carga de rueda se deberá distribuir entre dos fajas que se intersecan. La distribución se deberá determinar como la relación entre la rigidez de la faja y la sumatoria de las rigideces de las franjas que se intersecan. En ausencia de cálculos más precisos, la rigidez de la franja, Ks, se puede estimar como:

$$k_s = \frac{EI_S}{S^3}$$

Donde:

I_s = *momento de inercia de la faja equivalente (in⁴); (mm⁴)*

S = *separación de los componentes de apoyo (in); (mm)*

Este artículo intenta aclarar la aplicación del enfoque tradicional de AASHTO al caso de los tableros continuos.

2.6.4.2.1.6 Cálculo de Solicitaciones

(4.6.2.1.6 AASHTO)

Las franjas se deberán tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se deberá tomar como la distancia entre centros de los componentes de apoyo. Para determinar las solicitaciones en la franja se deberá suponer que los componentes de apoyo son infinitamente rígidos.

Las cargas de rueda se pueden modelar como cargas concentradas o como cargas distribuidas en un área cuya longitud en la dirección paralela al tramo es igual a la longitud del área de contacto de los neumáticos, como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.5, más la profundidad del tablero. Las franjas se deberían analizar aplicando la teoría de vigas clásica.

La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte, cuando se investiguen, se pueden tomar de la siguiente manera:

- *Para construcciones monolíticas, vigas cajón cerradas de acero, vigas cajón cerradas de concreto, vigas cajón abierta de concreto sin alas superiores, y vigas prefabricadas, esto es, secciones transversales (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h), (i) y (j) de la tabla 2.6.4.2.2.1-1 (4.6.2.2.1-1 AASHTO), en la cara del elemento soporte*
- *Para vigas* **I** *de acero y vigas tubulares de acero, esto es, secciones transversales (a) y (c) de la tabla 2.6.4.2.2.1-1 (4.6.2.2.1-1 AASHTO), un cuarto del ancho del ala desde el eje de apoyo.*
- *Para vigas* **I** *prefabricadas de concreto y cajones abiertos de concreto con ala superior, por ejemplo, secciones transversales (c) y (k) de la tabla 2.6.4.2.2.1-1 (4.6.2.2.1-1 AASHTO), un tercio del ancho del ala, pero no más de 15.0 in (380 mm), a partir del eje de apoyo.*
- *Para vigas de madera, por ejemplo, sección transversal (*I*) de la tabla 2.6.4.2.2.1-1 (4.6.2.2.1-1 AASHTO), un cuarto del ancho superior de la viga desde el eje de la viga.*

Para vigas cajón abiertas, cada alma será considerada como un elemento de apoyo separado, para la losa. La distancia del eje de cada alma y la sección de diseño adyacente para momentos negativos será determinada en base al tipo de construcción del cajón y la forma superior del alma, usando los requerimientos indicados líneas arriba.

2.6.4.2.1.7 Acción de Pórtico de la Sección Transversal

(4.6.2.1.7 AASHTO)

Donde los tableros son una parte integral de secciones transversales celulares o tipo cajón, si la flexión y/o rigideces torsionales de las componentes de apoyo de la sección transversal, por ejemplo el alma y la parte inferior del ala, son probablemente los causantes de los efectos de fuerza en el tablero, esas componentes serán incluidos en el análisis del tablero.

Si la longitud de un segmento del pórtico es modelada como el ancho de una franja equivalente, los requisitos de los (Artículos 2.6.4.2.1.3, 2.6.4.2.1.5, 2.6.4.2.1.6) (4.6.2.1.3, 4.6.2.1.5, 4.6.2.1.6 AASHTO) pueden ser usados.

Nota: En las superestructuras losa - viga normal, la acción de pórtico de la sección transversal puede ser seguramente despreciada. Si la losa es apoyada en vigas cajón o está integrada dentro de una sección celular, los efectos de la acción de pórtico podrían ser considerables. Tal acción usualmente disminuye los momentos positivos, pero incrementa los momentos negativos resultando en rajaduras del tablero. Para estructuras más grandes un análisis tridimensional puede ser apropiado. Para estructuras más pequeñas, el análisis podría ser restringido a un tramo del puente cuya longitud es el ancho de una franja equivalente. Las fuerzas pueden ser calculadas combinando la respuesta longitudinal obtenida aproximadamente por el método clásico de la teoría de vigas y la respuesta a flexión transversal modelado como un pórtico.

2.6.4.2.1.8 Solicitaciones Debidas a la Carga Viva en Emparrillados con Vanos Total y Parcialmente Llenos y para Tableros Emparrillados con Vanos No Llenos Compuestos con Losas de Concreto Armado

(4.6.2.1.8 AASHTO)

Los momentos en el tablero debidos a las cargas vivas, en kip-in/in, (N-mm/mm) se pueden determinar como:

- *Barras principales perpendiculares a la dirección del tráfico:*

  Para L ≤ 120 in

  $$M_{tranversal} = 1.28D^{0.197}L^{0.459}C$$ *2.6.4.2.1.8-1 (4.6.2.1.8-1 AASHTO)*

  Para L > 120 in.

$$M_{transversal} = \frac{\boldsymbol{D^{0.188}}(3.7L^{1.35}-956.3)}{L}(C)$$ 2.6.4.2.1.8-2 (4.6.2.1.8-2 AASHTO)

- *Barras principales paralelas a la dirección del tráfico:*

  Para L ≤ 120 in.

  $$M_{paralelo} = 0.73D^{0.123}L^{0.64}C$$ 2.6.4.2.1.8-3 (4.6.2.1.8-3 AASHTO)

  Para L > 120 in.

  $$M_{paralelo} = \frac{\boldsymbol{D^{0.138}}(3.1L^{1.429}-1088.5)}{L}(C)$$ 2.6.4.2.1.8-4 (4.6.2.1.8-4 AASHTO)

Donde:

L = *longitud del tramo de centro a centro de los apoyos (in.).*

C = *factor de continuidad, 1.0 para simplemente apoyados y 0.8 para tramos continuos.*

D = D_x/D_y.

D_x = *rigidez flexional del tablero en la dirección de las barras principales (kip- in.²/in.).*

D_y = *rigidez flexional del tablero en la dirección perpendicular a las barras principales (kip-in.²/in.).*

Para los tableros emparrillados, D_x y D_y se deberían calcular como EI_x y EI_y, siendo E *el módulo de elasticidad e I_x e I_y el momento de inercia por unidad de ancho del tablero, considerando la sección como fisurada y utilizando el método de las áreas transformadas para la dirección de las barras principales y perpendicular a la Dirección de las barras principales, respectivamente.*

Para evaluar la fatiga, los momentos en todas las longitudes de tramo se pueden estimar reduciendo la Ecuación 2.6.4.2.1.8-1 para barras principales perpendiculares al tráfico o la Ecuación 2.6.4.2.1.8-3 barras principales paralelas al tráfico mediante la aplicación de un factor igual a 1.5.

La deflexión, en in, debida a la sobrecarga vehicular se puede determinar como:

- *Barras principales perpendiculares a la dirección del tráfico:*

  $$\Delta_{transversal} = \frac{0.0052D^{0.19}L^3}{D_x}$$ 2.6.4.2.1.8-5 (4.6.2.1.8-5 AASHTO)

- *Barras principales paralelas al tráfico.*

  $$\Delta_{paralela} = \frac{0.0072D^{0.11}L^3}{D_x}$$ 2.6.4.2.1.8-6 (4.6.2.1.8-6 AASHTO)

2.6.4.2.1.9 Análisis Inelástico

(4.6.2.1.9 AASHTO)

El análisis por elementos finitos inelástico o el análisis por línea de fluencia (yield line) podrán ser permitidos por la Entidad.

2.6.4.2.2 Puentes Losa – Viga

(4.6.2.2 AASHTO)

2.6.4.2.2.1 Aplicación

(4.6.2.2.1 AASHTO)

Como la ubicación de los vehículos en un puente es muy variable, tanto longitudinalmente como transversalmente, el cálculo de los esfuerzos máximos por carga viva, con fines prácticos, puede ser aproximado. El procedimiento clásico consiste en realizar un análisis longitudinal y un análisis transversal. El análisis transversal distribuye los esfuerzos totales en cada sección entre los elementos de la sección transversal mediante el denominado Factor de Distribución.

Aquí se especifican factores de distribución por carga viva para momentos y cortes de acuerdo al tipo de superestructura.

Los requisitos de este artículo pueden ser aplicados a puentes de vigas rectas y a puentes de concreto curvos horizontalmente, también a puentes de vigas metálicas curvos horizontalmente cumpliendo con los requisitos del Artículo 2.6.4.1.2.4 (4.6.1.2.4 AASHTO). Los requisitos de este artículo también pueden ser usados para determinar el punto de partida para algunos métodos de análisis para determinar los efectos de las fuerzas en vigas curvas de cualquier grado de curvatura en planta.

A excepción de lo especificado en el Artículo 2.6.4.2.2.5 (4.6.2.2.5 AASHTO), los requisitos del presente artículo se deberán aplicar a puentes que se analizan para:

- *Un único carril de carga, o*
- *Múltiples carriles de carga viva que produce aproximadamente la misma solicitación por carril.*

Si un carril está cargado con un vehículo especial o con un vehículo de circulación restringida, la solicitación de diseño en cada viga resultante del tráfico mixto se puede determinar cómo se especifica en el Artículo 2.6.4.2.2.5 (4.6.2.2.5 AASHTO).

Para separación entre vigas mayor que el rango de aplicabilidad especificado en las tablas de los Artículos 2.6.4.2.2.2 y 2.6.4.2.2.3, (4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 AASHTO) a menos que este documento especifique lo contrario, la carga viva sobre cada viga deberá ser la reacción de los carriles cargados determinada según la ley de momentos (regla de la palanca).

Los requisitos del Artículo 2.4.3.2.2.6 (3.6.1.1.2 AASHTO) especifican que los factores de presencia múltiple no se deben utilizar junto con los métodos aproximados de asignación de cargas, excepto los métodos de momentos estáticos o la ley de momentos (regla de la palanca), ya que estos factores ya están incorporados en los factores de distribución.

Los puentes que no satisfacen los requisitos del presente artículo se deberán analizar por métodos refinados (4.6.3 AASHTO).

La distribución de la carga viva, especificada en los Artículos 2.6.4.2.2.2 y 2.6.4.2.2.3, (4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 AASHTO) se puede utilizar para vigas y largueros, excepto en el caso de múltiples vigas cajón de acero con tableros de concreto que satisfacen las siguientes condiciones y cualquier otra condición identificada en las tablas de factores de distribución especificadas en este documento:

- *El ancho del tablero es constante;*
- *A menos que se especifique lo contrario, el número de vigas no es menor que cuatro;*
- *Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez;*
- *A menos que se especifique lo contrario, la parte de voladiso correspondiente a la calzada, de, no es mayor que 3.0 ft, (910 mm)*
- *La curvatura en planta es menor que el límite especificado en el Artículo 2.6.4.1.2.4 (4.6.1.2.4 AASHTO) o donde los factores de distribución son requeridos con el objeto de implementar un método de análisis refinado o aproximadamente aceptable satisfaciendo los requerimientos del Artículo 2.6.2 (4.4 AASHTO) para puentes de cualquier grado de curvatura en planta.*
- *La sección transversal es consistente con una de las secciones transversales ilustradas en la Tabla 2.6.4.2.2.1-1 (4.6.2.2.1-1 AASHTO).*

Si existen pequeñas desviaciones respecto del ancho constante del tablero o el paralelismo entre las vigas, se pueden utilizar las ecuaciones que aparecen en las tablas de factores de distribución juntamente con un valor adecuado de la separación de las vigas.

Los tipos de puentes con vigas cajón de múltiples células concretadas in situ se pueden diseñar como estructuras que abarcan la totalidad del ancho. Estos tipos de secciones transversales se deberán

diseñar para los factores de distribución de sobrecarga especificados en los Artículos 2.6.4.2.2.2 y 2.6.4.2.2.3, (4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 AASHTO) para vigas interiores, multiplicando por el número de vigas, es decir por el número de almas.

En el Artículo 2.6.4.2.2.2b (4.6.2.2.2b AASHTO) se especifican requisitos adicionales para múltiples vigas de sección cajón de acero con tableros de concreto.

Si un puente satisface las condiciones aquí especificadas, las cargas permanentes del tablero y las que actúan sobre el mismo se pueden distribuir uniformemente entre las vigas y/o largueros.

Los factores de distribución de sobrecarga aquí especificados se pueden utilizar para vehículos de circulación restringida cuyo ancho total sea comparable con el ancho del camión de diseño.

En las tablas de los Artículos 2.6.4.2.2.2 y 2.6.4.2.2.3 (4.6.2.2.2. y 4.6.2.2.3 AASHTO) se utiliza la siguiente simbología:

A = *área de la viga o larguero (in^2)*

b = *ancho de la viga (in)*

C = *parámetro de rigidez.*

D = *ancho de distribución por carril (in).*

d = *profundidad de la viga o larguero (in).*

d_e = *distancia horizontal entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (in).*

e = *factor de corrección.*

g = *factor de distribución de carga viva que representa el número de carriles de diseño.*

I_p = *momento de inercia polar (in^4).*

J = *inercia torsional de St. Venant´s (in^4).*

k = *factor usado en el cálculo del factor de distribución para puentes con sistema de vigas.*

K = *constante para diferentes tipos de construcción.*

K_g = *parámetro de rigidez longitudinal (in^4).*

L = *longitud de tramo de la viga (ft).*

N_b = *número de vigas, largueros o Vigas.*

N_c = *número de células de una viga cajón de concreto.*

N_L = *número de carriles de diseño según lo especificado en el Artículo 2.4.3.2.1 (3.6.1.1.1 AASHTO).*

S = *separación entre vigas o almas (ft).*

t_g = *profundidad de un emparrillado de acero o plancha de acero corrugado, incluyendo la sobrecapa de concreto o componente de concreto estructural integral, menos una tolerancia para considerar los efectos del pulido, ranurado o desgaste (in.).*

t_o = *profundidad de la sobrecapa estructural (in).*

t_s = *profundidad de la losa de concreto (in).*

W = *ancho entre bordes de un puente (ft).*

W_e = *un medio de la separación entre almas, más el volado total (ft).*

θ = *ángulo de oblicuidad (º) (esviajamiento).*

μ = *coeficiente de Poisson.*

A menos que se indique lo contrario, los parámetros de rigidez para área, momentos de inercia y rigidez torsional utilizados aquí y en los Artículos 2.6.4.2.2.2 y 2.6.4.2.2.3 (4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 AASHTO) se deberán tomar como los correspondientes a la sección transversal a la cual se aplicará el tráfico, es decir, generalmente a la sección compuesta.

El término L (longitud) se determinará por el uso de las ecuaciones del factor de distribución de carga viva que figuran en los Artículos 2.6.4.2.2.2 y 2.6.4.2.2.3 (4.6.2.2.2. y 4.6.2.2.3 AASHTO) como se muestra en la tabla (4.6.2.2.1-2 AASHTO).

El parámetro de rigidez longitudinal, K_g, se deberá tomar como:

$$K_g = n\left(I + Ae_g{}^2\right) \qquad \text{(2.6.4.2.2.1-1) (4.6.2.2.1-1 AASHTO)}$$

En el cual:

$$n = \frac{E_B}{E_D} \qquad \text{2.6.4.2.2.1-2 (4.6.2.2.1-2 AASHTO)}$$

Donde:

E_B = *módulo de elasticidad del material de la viga (ksi).*

E_D = *módulo de elasticidad del material del tablero (ksi).*

I = *momento de inercia de la viga (in⁴).*

e_g = *distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero (in).*

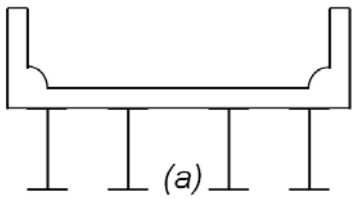
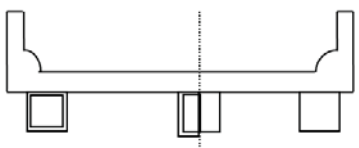
Los parámetros A e I *de la Ecuación 2.6.4.2.2.1-1 se deberán tomar como los correspondientes a la viga no compuesta.*

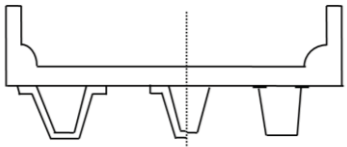
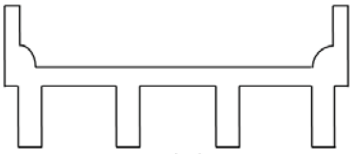
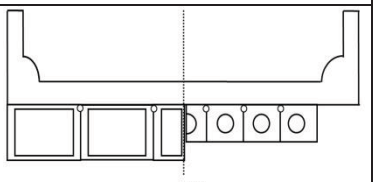
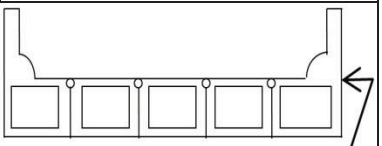
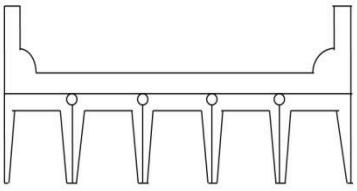
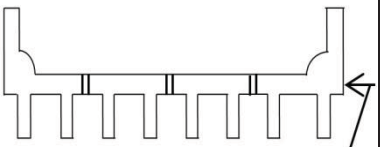
Los tipos de puentes indicados en las tablas de los Artículos 2.6.4.2.2.2 y 2.6.4.2.2.3, con referencia a la Tabla 2.6.4.2.2.1-1 (4.6.2.2.1-1 AASHTO), se pueden considerar representativos del tipo de puente al cual se aplica cada una de las ecuaciones aproximadas.

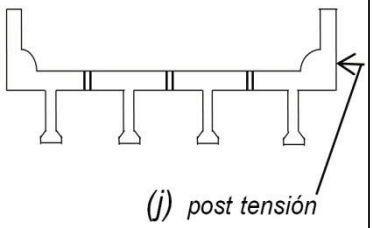
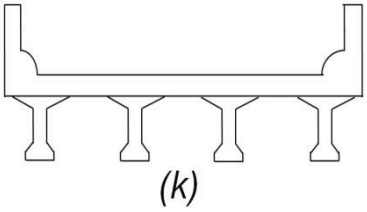
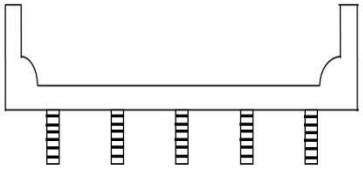
A excepción de lo permitido por el Artículo 2.9.1.4.4.5.1-e1 (2.5.2.7.1 AASHTO), independientemente del método de análisis utilizado, es decir, aproximada o refinados, las vigas exteriores de puentes con sistema de vigas no podrán tener menos resistencia que las vigas interiores.

***Tabla 2.6.4.2.2.1-1** Superestructura de Tablero común referidos en los Artículos 2.6.4.2.2.2 y 2.6.4.2.2.3*

(4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 AASHTO)

Componentes de Apoyo	Tipo de Tablero	Sección transversal típica
Vigas de acero	Losas de concreto coladas en sitio, losas de concreto prefabricados, emparrillado de acero, paneles encolados / clavados, madera esforzada	 (a)
Cajones cerrados de concreto prefabricados o de acero	Losas de concreto vaciados en sitio	 (b)

Componentes de Apoyo	Tipo de Tablero	Sección transversal típica
Cajones abiertos de concreto prefabricados o de acero	*Losas de concreto colocados en sitio, losas de tablero de concreto prefabricado.*	 (c)
Cajones multiceldas de concreto colocados en sitio	*Concreto Monolítico*	(d)
Vigas Tee de concreto vaciadas en sitio	*Concreto Monolítico*	 (e)
Sólidos prefabricados, cajones de concreto celular o ahuecados con llave de corte	*Cubierta de una capa de concreto colocada en sitio*	 (f)
Sólidos prefabricados, cajones de concreto celular o ahuecado con llave de corte y con o sin fuerza postensora transversal	*Concreto Integral*	 (g) Post Tensión
Secciones canales de concreto prefabricado con llaves de corte	*Cubierta de una capa de concreto colocada en sitio*	 (h)
Secciones doble Tee de concreto prefabricado con llaves de corte y con o sin fuerza Post - tensora transversal	*Concreto Integral*	 (i) Post tensión

Componentes de Apoyo	Tipo de Tablero	Sección transversal típica
Secciones Tee de concreto prefabricado con llaves de corte y con o sin fuerza postensora transversal	*Concreto Integral*	
Secciones bulbo Tee o I de concreto prefabricado	*Concreto colocado en sitio, concreto prefabricado*	
Vigas de madera	*Concreto colocado en sitio o plataformas, paneles encolados/clavados o madera esforzada*	

L para uso en carga viva en ecuaciones Factor de Distribución

Tabla 2.6.4.2.2.1-2-L *Para uso en Ecuaciones de Factor de Distribución de Carga Viva.*
(4.6.2.2.1-2 AASHTO)

Solicitaciones (Efecto de la Fuerza)	L *(ft)*
Momento Positivo.	*La longitud del tramo para el que se calcula el momento.*
Momento Negativo--Cerca de soportes interiores de tramos continuos, de punto de inflexión a punto de inflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos.	*Longitud promedio de los dos tramos adyacentes.*
Momento Negativo--Aparte de soportes interiores cercanos de tramos continuos.	*La longitud del tramo para el cual el momento es calculado.*
Corte	*La longitud del tramo para el cual el corte es calculado.*
Reacción Exterior.	*La longitud del tramo exterior.*
Reacción exterior de tramos continuos.	*La longitud promedio de los dos tramos adyacentes.*

Para las vigas cajón de múltiples células vaciadas in-situ, ilustradas en la Tabla2.6.4.2.2.1-1 con el nombre de sección transversal tipo "d," se deberá asumir que los factores de distribución de los Artículos 2.6.4.2.2.2 y 2.6.4.2.2.3 (4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.4 AASHTO) se aplican a una forma ideal que consiste en un alma, los voladizos de un alma exterior, y las medias alas asociadas entre un alma considerada y la siguiente alma o almas adyacentes.

De acuerdo con el propietario se pueden utilizar las simplificaciones que se presentan en la tabla 2.6.4.2.2.1-3 (4.6.2.2.1-3 AASHTO).

Tabla 2.6.4.2.2.1-3 *Valores constantes para los Artículos 2.6.4.2.2.2 y 2.6.4.2.2.3*

(4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 AASHTO)

Ecuación Parámetro	Tabla de referencia	Valores Simplificados			
		a	e	k	f,g,i,j
$\left(\frac{k_g}{12.0Lt_s^3}\right)^{0.1}$	4.6.2.2.2b-1	1.02	1.05	1.09	_
$\left(\frac{k_g}{12.0Lt_s^3}\right)^{0.25}$	4.6.2.2.2e-1	1.03	1.07	1.15	_
$\left(\frac{12.0Lt_s^3}{k_g}\right)^{0.3}$	4.6.2.2.3c-1	0.97	0.93	0.85	_
$\frac{I}{J}$	4.6.2.2.2b-1, 4.6.2.2.2a-1	–	–	–	$0.54\left(\frac{d}{b}\right)+0.16$

2.6.4.2.2.2 Método del Factor de Distribución para Momentos y Cortes

(4.6.2.2.2 AASHTO)

2.6.4.2.2.2a Vigas Interiores con Tableros de Madera

(4.6.2.2.2a AASHTO)

El momento flector y corte por sobrecarga para vigas interiores con tableros transversales de madera se puede determinar aplicando la fracción por carril especificado en la Tabla 2.6.4.2.2.2a-1 y la Ecuación 2.6.4.2.2.2a-1.

Si es necesario investigar el corte paralelo al grano de los componentes de madera, el corte por carga viva distribuida se deberá determinar aplicando la siguiente expresión:

$$V_{LL} = 0.50[(0.60V_{LU}) + V_{LD}] \qquad \textit{2.6.4.2.2.2a-1} \quad \textit{(4.6.2.2.2a-1 AASHTO)}$$

Donde:

V_{LL} = *corte vertical por sobrecarga distribuida (Kips); (N).*

V_{LU} = *máximo corte vertical a* 3d *ó* L/*4 debido a cargas de rueda no distribuidas (Kips); (N).*

V_{LD} = *máximo corte vertical a* 3d *ó* L/*4 debido a cargas de rueda distribuidas lateralmente como aquí se especifica (Kips); (N).*

En el caso de cargas de rueda no distribuidas, se asume que una línea de ruedas es soportada por un elemento flexionado.

Tabla 2.6.4.2.2.2a-1 *Factor de Distribución de Carga Viva para Momentos y Cortes en Vigas Interiores con Tableros de Madera (4.6.2.2.2a-1 AASHTO)*

Tipo de Tablero	Aplicable para Secciones de Tabla 2.6.4.2.2.1	Un Carril de Diseño Cargado	Dos o más Carriles de Diseño Cargados	Rango de Aplicabilidad
Plataformas	a,1	S/6.7	S/7.5	S≤ 5.0
Laminados esforzados	a,1	S/9.2	S/9.0	S≤ 6.0
Laminados clavados	a,1	S/8.3	S/8.5	S≤ 6.0
Paneles laminados y encolados, sobre vigas laminadas encoladas	a,1	S/10.0	S/10.0	S≤ 6.0
Paneles laminados encolados sobre vigas de acero	a,1	S/8.8	S/9.0	S≤ 6.0

2.6.4.2.2.2b Vigas Interiores con Tableros de Concreto

(4.6.2.2.2.b AASHTO)

El momento flector por carga viva para vigas interiores con tableros de concreto se puede determinar aplicando el factor de distribución de carga viva, g, especificada en la Tabla 2.6.4.2.2.2b-1. ***(4.6.2.2.2.b-1 AASHTO)***

Excepto en el caso de las vigas tipo cajón, para las vigas de concreto utilizadas en tableros multiviga con conectores de corte:

- *Se deberán proveer diafragmas de extremo profundos y rígidos para asegurar la adecuada distribución de las cargas; y*
- *Si la separación entre almas de las vigas que poseen almas es menor que 4.0 ft o mayor que 10.0 ft se deberá utilizar un análisis refinado.*

Para múltiples vigas cajón de acero con tablero de concreto el momento flector por carga viva se puede determinar utilizando el factor de distribución especificado en la Tabla 2.6.4.2.2.2b-1 ***(4.6.2.2.2b-1 AASHTO).***

Si la separación de las vigas cajón es variable a lo largo de la longitud del puente, el factor de distribución puede ser variado en la ubicaciones escogidas a lo largo del tramo, o en su lugar se podrá usar un factor de distribución único en unión con un adecuado valor de N_L.En cualquiera de los dos casos el valor de N_L se deberá determinar, como se especifica en el Artículo 2.4.3.2.1 ***(3.6.1.1.1 AASHTO),*** *utilizando el ancho W tomado de la sección considerada.*

Tabla 2.6.4.2.2.2b-1 *Factor de Distribución de Carga Viva para Momento en Vigas Interiores. (4.6.2.2.2b-1 ASSHTO)*

Tipo de Superestructura	Aplicable para Sección transversal Tabla 2.6.4.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicación
Tableros madera sobre vigas madera o acero.	a,1	Ver tabla 2.6.4.2.2.2a-1	
Tablero de concreto sobre vigas de madera	1	Un carril de diseño cargado: S/12.0 Dos o más carriles de diseño cargados: S/10.0	S ≤ 6.0
Tablero de concreto, Emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuesto con losa de concreto armado sobre vigas de acero u concreto; vigas T de concreto, secciones T y Doble T.	a, e, k y también i, j si está suficiente conectada para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0.06+\left(\frac{S}{14}\right)^{0.4}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.3}\left(\frac{K_g}{12.0Lt_s^3}\right)^{0.1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075+\left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.2}\left(\frac{K_g}{12.0Lt_s^3}\right)^{0.1}$	3.5 ≤ S ≤16.0 4.5 ≤ t_s ≤ 12.0 20 ≤ L ≤ 240 N_b≥ 4 10,000 ≤ K_g≥ ≤ 7,000,000
		Usar el menor de los valores entre el obtenido de la ecuación anterior con N_b = 3 o la Ley de Momentos (Regla de la palanca)	N_b = 3
Viga cajón multi-celdas, de concreto, vaciadas in situ	d	Un carril de diseño cargado: $\left(1.75+\frac{S}{3.6}\right)\left(\frac{1}{L}\right)^{0.35}\left(\frac{1}{N_C}\right)^{0.45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3}\left(\frac{S}{5.8}\right)\left(\frac{1}{L}\right)^{0.25}$	7.0 ≤ S ≤13.0 60 ≤ L ≤ 240 N_C ≥ 3 Si N_C > 8 usar N_C = 8
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto separadas o maestras	b, c	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{3.0}\right)^{0.35}\left(\frac{Sd}{12.0\,L^2}\right)^{0.25}$ Dos o más carriles de diseño cargados:	6.0 ≤ S ≤ 18.0 20 ≤ L ≤ 140 18 ≤ d ≤ 65 N_b≥ 3

Tipo de Superestructura	Aplicable para Sección transversal Tabla 2.6.4.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicación
		$\left(\frac{S}{6.3}\right)^{0.6}\left(\frac{Sd}{12.0\,L^2}\right)^{0.125}$	
		Usar la Ley de momentos (Regla de la Palanca)	$S > 18.0$
Vigas de concreto usadas en tableros multiviga	f, g	Un carril de diseño cargado: $k\left(\frac{b}{33.3\,L}\right)^{0.5}\left(\frac{I}{J}\right)^{0.25}$ Donde: $k = 2.5\,(N_b)^{-0.2} \geq 1.5$ Dos o más carriles de diseño cargados: $k\left(\frac{b}{305}\right)^{0.6}\left(\frac{b}{12.0\,L}\right)^{0.2}\left(\frac{I}{J}\right)^{0.06}$	$35 \leq b \leq 60$ $20 \leq L \leq 120$ $5 \leq N_b \leq 20$
	h, también i, j si está conectada solo lo suficiente para prevenir el desplazamiento vertical relativo en la zona de contacto	Independientemente del número de carriles cargados: S / D Donde: $C = K(W / L) \leq K$ $D = 11.5 - N_L + 1.4\,N_L\,(1 - 0.2\,C)^2$ cuando $C \leq 5$ $D = 11.5 - N_L$ cuando $C > 5$ $K = \sqrt{\frac{(1+u)I}{j}}$ para el diseño preliminar se pueden usar los siguientes valores de K: Tipo de viga — K: Vigas rectangulares sin vacíos 0.7; Vigas rectangulares con vacíos circulares 0.8; Vigas de sección tipo cajón 1.0; Vigas canal 2.2; Vigas T 2.0; Vigas doble T 2.0	Esviación$\leq 45°$ $N_L \leq 6$
Tablero de emparrillado de acero abierto sobre vigas de acero	a	Un carril de diseño cargado: $S/7.5$ si $t_g < 4.0$ $S/10.0$ si $t_g \geq 4.0$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/8.0$ si $t_g < 4.0$ $S/10.0$ si $t_g \geq 4.0$	$S \leq 6.0$ $S \leq 10.5$
Tablero de concreto sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Independiente del número de carriles cargados: $0.05 + 0.85\frac{N_L}{N_b} + \frac{0.425}{N_L}$	$0.5 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1.5$

2.6.4.2.2.2c Vigas Interiores con Tableros de Acero Corrugados

(4.6.2.2.2.c AASHTO)

Los momentos flexionantes por carga viva para vigas interiores con tableros cuya plataforma es acero corrugado, pueden ser determinados como se especifica en tabla 2.6.4.2.2.2c-1.

Tabla 2.6.4.2.2.2c-1 *Distribución de carga vivas por carril para momentos en vigas interiores con tablero de Planchas de acero corrugado*

(4.6.2.2.2.c-1 AASHTO)

Un Carril de Diseño Cargado	Dos o más Carriles de Diseño Cargados	Rango de Aplicación
$S/9.2$	$S/9.0$	$S \leq 5.5$ $t_g \geq 2.0$

2.6.4.2.2.2d Vigas Exteriores

(4.6.2.2.2d AASHTO)

El momento flector por carga viva para vigas exteriores puede ser determinado aplicando el factor de distribución para carga viva, g, especificado en la tabla 2.6.4.2.2.2.d-1 (4.6.2.2.2.d-1 AASHTO). Sin embargo si las vigas no están igualmente espaciadas y g para la viga exterior es una función de $g_{interior}$, $g_{interior}$ estará basado en el espaciamiento entre la viga exterior y la primera viga interior.

La distancia, d_e, será tomada como positiva si el alma exterior está dentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y negativa si está hacia afuera del Cordón o barrera para el tráfico.Sin embargo, siun valor negativo d_e cae fuera del rango de aplicabilidad como se muetra en la tabla 2.6.4.2.2.2d-1 (4.6.2.2.2.d-1 AASHTO), d_e se limitaría a -1.0

En puentes de sección transversal de vigas con losa acero, con diafragmas o sección tipo marco, el factor de distribución de carga para vigas exteriores no será tomado menor que aquel que podría ser obtenido asumiendo que la sección transversal se deflecta y rota como una sección rígida. Se aplicaran los requisitos del Artículo 2.4.3.2.2.6 (3.6.1.1.2 AASHTO).

Tabla 2.6.4.2.2.2d-1 *Factor de Distribución de Carga Viva para Momento en Vigas Longitudinales Exteriores* *(4.6.2.2.2d-1 ASSHTO)*

Tipo de Superestructura	Sección Transversal Aplicable Tabla 2.6.4.2.2.1-1	Un Carril de Diseño Cargado	Dos o más Carriles de Diseño Cargados	Rango de Aplicación
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ley de momentos (regla la palanca)	Ley de momentos (regla de la palanca)	N/A
Tablero de concreto sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de concreto, emparrillado con vanos Llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos, compuesto con losa de concreto reforzado sobre vigas de acero u concreto; vigas T de concreto, Secciones T y Doble T.	a, e, k y también i, j si está suficiente conectada para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0{,}77 + \frac{d_e}{9.1}$	$-1.0 \le d_e \le 5.5$
			Usar el menor de los valores obtenidos de la ecuación anterior con N_b = 3 o la ley de momentos	N_b=3
Viga cajón multi-celdas, de concreto, vaciadas in situ	d	$g = \frac{W_e}{14}$	$g = \frac{W_e}{14}$	$w_e \le S$
		O lo previsto para diseño a todo ancho especificado en el Art. 2.6.4.2.2.1 (4.6.2.2.1-AASHTO)		
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto separadas o maestras	b, c	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0.97 + \frac{d_e}{28.5}$	$0 \le d_e \le 4.5$ $6.0 < S \le 18.0$
			Usar la Ley de momentos	$S > 18.0$
Vigas cajón de concreto usadas en tableros multiviga	f, g	$g = e g_{interior}$ $e = 1.125 + \frac{d_e}{30} \ge 1.0$	$g = e g_{interior}$ $e = 1.04 + \frac{d_e}{25} \ge 1.0$	$d_e \le 2.0$
Vigas de concreto excepto vigas cajón de concreto usadas en tableros multiviga	H, también i, j si está conectada solo lo suficiente para prevenir el desplazamiento vertical relativo en la zona de contacto	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de emparrillado de acero abierto sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de concreto sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Como se especifica en la Tabla 2.6.4.2.2.2b-1		

2.6.4.2.2.2e Puentes Esviajados

(4.6.2.2.2e AASHTO)

Cuando la línea de apoyos es esviada y la diferencia entre los ángulos esviados de dos líneas adyacentes de apoyos no excede 10º, el momento flector de las vigas puede ser reducido de acuerdo a la tabla 2.6.4.2.2.2e-1. ***(4.6.2.2.2.e-1 AASHTO).***

Tabla 2.6.4.2.2.2e-1 *Reducción de los Factores de Distribución de Carga Viva para Momento en Vigas Longitudinales sobre soportes esviajados* *(4.6.2.2.2e-1 ASSHTO)*

Tipo de Superestructura	Aplicable a secciones transversales de la tabla 2.6.4.2.2.1-1	Cualquier número de carriles de Diseño cargados	Rango de Aplicación
Tablero de concreto, emparrillado con vanos parcialmente o totalmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de concreto armado sobre vigas de concreto o acero; vigas T de concreto, secciones T o doble T de concreto	a, e, k y también i, j si es suficientemente conectado para actuar como una unidad	$1\text{-}c_1(tan\theta)^{1.5}$ $c_1 = 0.25\left(\frac{k_g}{12.0Lt_s^3}\right)^{0.25}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.5}$ si $\theta < 30º$ entonces $c_1 = 0.0$ si $\theta > 60º$ usar $\theta = 60º$	$30º \le \theta \le 60º$ $3.5 \le S \le 16.0$ $20 \le L \le 240$ $N_b \ge 4$
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto separadas o maestras, vigas cajón de concreto de múltiples células coladas en sitio, vigas de concreto usadas en tableros multivigas.	b, c, d. f, g, h también i y j si es suficientemente conectado para prevenir el desplazamiento vertical en la interface	$1.05 - 0.25\ tan\theta \le 1.0$ si $\theta > 60º$ usar $\theta = 60º$	$0º \le \theta \le 60º$

2.6.4.2.2.2f Momentos Flectores y Cortantes en Vigas Transversales de Piso

(4.6.2.2.2f AASHTO)

Si el tablero es soportado directamente por vigas de piso transversal, las vigas de piso pueden ser diseñadas para cargas determinadas en acuerdo con la tabla 2.6.4.2.2.2f-1.

El factor de distribución de la carga viva, y de acuerdo a la tabla 2.6.4.2.2.2f-1, deberá ser utilizado en conjunto con la carga axial de diseño de 32.0-kip (145 kN) solamente. Para espaciamientos de vigas de piso fuera del rango de aplicación dado, todas las cargas vivas de diseño serán consideradas y se podrá usar la ley de momentos (Regla de la palanca).

Tabla 2.6.4.2.2.2f-1 *Factores de distribución de carga viva para vigas transversales para momento y corte.* *(4.6.2.2.2f-1 AASHTO)*

Tipo de Tablero	Factores de Distribución de Carga Viva para Cada Viga de Piso	Rango de Aplicación
Plataforma	$\frac{s}{4}$	N/A
Tablero de madera laminado	$\frac{s}{5}$	$S \le 5.0$
Concreto	$\frac{s}{6}$	$S \le 6.0$
Emparrillado de acero y tablero emparrillado no lleno compuesto con losa de concreto reforzado.	$\frac{s}{4.5}$	$t_g \le 4.0$ $S \le 5.0$
Emparrillado de acero y tablero emparrillado no lleno compuesto con losa de concreto reforzado.	$\frac{s}{6}$	$t_g > 4.0$ $S \le 6.0$
Plataforma corrugada de puentes de acero	$\frac{s}{5.5}$	$tg \ge 2.0$

2.6.4.2.2.3 Métodos del Factor de Distribución para Corte

(4.6.2.2.3 AASHTO)

2.6.4.2.2.3a Vigas Interiores

(4.6.2.2.3a AASHTO)

La corte por carga viva para vigas interiores puede ser determinada aplicando el factor de distribución de carga viva, g, especificada en tabla 2.6.4.2.2.3a-1. Para los tipos de vigas interiores no listados en la tabla 2.6.4.2.2.3a-1, la distribución lateral de la rueda o eje adyacente al extremo del tramo será la obtenida usando la ley de momentos (Regla de la palanca)

Para vigas cajón de concreto usados en tableros multi - vigas, si el valor de I o J no cumple con las limitaciones de la tabla 2.6.4.2.2.3a-1, el factor de distribución para corte podrán ser tomado como el calculado para momento.

Tabla 2.6.4.2.2.3a-1 *Factor de Distribución de Carga Viva para Corte en Vigas Interiores*

(4.6.2.2.3a-1 AASHTO)

Tipo de Superestructura	Sección Transversal Aplicable de la Tabla 2.6.4.2.2.1-1	Un Carril de Diseño cargado	Dos o más Carriles de Diseño Cargados	Rango de Aplicación
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ver Tabla 2.6.4.2.2.2a-1		
Tablero de concreto sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de concreto, emparrillado con vanos llenos, o parcialmente llenos o tablero emparrillado no lleno, compuesto por losas de concreto reforzado sobre vigas de acero u concreto; vigas T de concreto, Secciones T y Doble T.	a, e, k y también i, j si está suficientemente conectada para actuar como una unidad	$0.36 + \frac{S}{25.0}$	$0.2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^{2.0}$	$3.5 \le S \le 16.0$ $20 \le L \le 240$ $4.5 \le t_s \le 12.0$ $N_b \ge 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$
Viga cajón multi-celdas, de concreto, vaciadas in situ	d	$\left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{12.0\,L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{7.3}\right)^{0.9} \left(\frac{d}{12.0\,L}\right)^{0.1}$	$6.0 \le S \le 13.0$ $20 \le L \le 240$ $35 \le d \le 110$ $N_c \ge 3$
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto separadas o maestras	b, c	$\left(\frac{S}{10}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{12.0\,L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{7.4}\right)^{0.8} \left(\frac{d}{12.0\,L}\right)^{0.1}$	$6.0 \le S \le 18.0$ $20 \le L \le 140$ $18 \le d \le 65$ $N_b \ge 3$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$S > 18.0$
Vigas cajón de concreto usadas en tableros multiviga	f, g	$\left(\frac{b}{130\,L}\right)^{0.15} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05}$	$\left(\frac{b}{156}\right)^{0.4} \left(\frac{b}{12.0\,L}\right)^{0.1} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05} \left(\frac{b}{48}\right)$ $\frac{b}{48} \ge 1.0$	$35 \le b \le 60$ $20 \le L \le 120$ $5 \le N_b \le 20$ $25{,}000 \le J \le 610{,}000$ $40{,}000 \le I \le 610{,}000$
Vigas de concreto excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga	h, también i, j si está conectada solo lo suficiente para impedir el desplazamento vertical relativo en la zona de contacto	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A

Tipo de Superestructura	Sección Transversal Aplicable de la Tabla 2.6.4.2.2.1-1	Un Carril de Diseño cargado	Dos o más Carriles de Diseño Cargados	Rango de Aplicación
Tablero abierto de emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de concreto sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Como se especifica en la Tabla 2.6.4.2.2.2b-1		

2.6.4.2.2.3b Vigas Exteriores

(4.6.2.2.3b AASHTO)

El corte por carga viva para vigas exteriores será determinado aplicando el factor de distribución de carga viva, g, especificada en la tabla 2.6.4.2.2.3b-1

Para casos que no se encuentren en las tablas 2.6.4.2.2.3a-1 y 2.6.4.2.2.3b-1, la distribución de la carga viva a las vigas exteriores será determinada usando la ley de momentos (regla de la palanca).

El parámetro, d_e, será tomado como positivo si el alma exterior está dentro del cordón o barrera de tráfico y negativa si está fuera.

Se deberán aplicar los requisitos adicionales para vigas exteriores en puentes losa - viga con marcos transversales o diafragmas que se especifican en el Artículo 2.6.4.2.2.2d.

***Tabla 2.6.4.2.2.3b-1** Factor de Distribución de Carga viva para Corte en Vigas Exteriores*
(4.6.2.2.3b-1 AASHTO)

Tipo de Superestructura	Sección Transversal Aplicable de la Tabla 2.6.4.2.2.1-1	Un Carril de Diseño Cargado	Dos o más Carriles de Diseño Cargados	Rango de Aplicación
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de concreto sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de moment	N/A
Tablero de concreto, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o tablero de emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de concreto reforzado sobre vigas de acero o concreto; vigas T de concreto, vigas T y doble T	a, e, k y también i, j si esta suficientemente conectada para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = eg_{interior}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{10}$	$-1.0 \le d_e \le 5.5$
			Ley de momentos	$N_b = 3$
Viga cajón multiceldas, de concreto, vaciadas en sitio	d	Ley de momentos	$g = eg_{interior}$ $e = 0.64 + \frac{d_e}{12.5}$	$-2.0 \le d_e \le 5.0$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificado en el Artículo 2.6.4.2.2.1 *(4.6.2.2.1-AASHTO)*		

Tipo de Superestructura	Sección Transversal Aplicable de la Tabla 2.6.4.2.2.1-1	Un Carril de Diseño Cargado	Dos o más Carriles de Diseño Cargados	Rango de Aplicación
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto separadas o maestras	b, c,	Ley de momentos	$g = eg_{interior}$ $e = 0.8 + \frac{d_e}{10}$	$0 \le d_e \le 4.5$
			Ley de momentos	$S > 18.0$
Vigas cajón de concreto usadas en tableros multiviga	f, g	$g = eg_{interior}$ $e = 1.25 + \frac{d_e}{20} \ge 1.0$	$g = eg_{interior}\left(\frac{48}{b}\right)$ $\frac{48}{b} \le 1.0$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + \frac{b}{12} - 2.0}{40}\right)^{0.5} \ge 1.0$	$d_e \le 2.0$ $35 \le b \le 60$
Vigas de concreto excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga	h, también i, j si esta conectada solo lo suficiente para impedir el desplazamiento vertical relativo en la zona de contacto	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero abierto de emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de concreto sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Como se especifica Tabla 2.6.4.2.2.2b-1 (4.6.2.2.2b-1 AASHTO)		

2.6.4.2.2.3c Puentes Esviajados

(4.6.2.2.3c AASHTO)

El corte en las vigas del puente será corregido cuando la línea de apoyo es esviajado.

El valor del factor de corrección será obtenido de la tabla 2.6.4.2.2.3c-1. Será aplicado a los factores de distribución de carga viva, g, especificadas en la tabla 2.6.4.2.2.3b-1 para vigas exteriores en la esquina obtusa de el tramo, y en la tabla 2.6.4.2.2.3a-1 para vigas interiores.Si las vigas están bien conectadas comportándose como una unidad, solamente la exterior y la primera viga interior necesitan ser ajustadas.

Los factores de corrección del corte se aplicaran entre el punto de soporte de la esquina obtusay la mitad del tramo, y puede decrecer linealmente a un valor de 1.0 en la mitad del tramo, independientemente de la condición extrema .Este factor no se aplicará en adición al modelaje de soportes esviajados.

Para determinar el corte extremo en los puentes multivigas, la corrección por esviajamiento se deberá aplicar a todas las vigas en la esquina obtusa.

Tabla 2.6.4.2.2.3c-1 *Factores de Corrección para Factores de Distribución de Carga Viva para el Corte en el Apoyo de la Esquina Obtusa*

(4.6.2.2.3c-1 ASSHTO)

Tipo de Superestructura	Aplicable a la Sección Transversal de la Tabla 2.6.4.2.2.1	Factor de Corrección	Rango de Aplicación
Tablero de concreto, Emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos o tablero emparrillado no lleno, compuesto por losa de concreto reforzado sobre vigas de concreto o acero; vigas T de concreto, secciones T y Doble T.	a, e, k y también i, j si está suficientemente conectada para actuar como una unidad	$1.0+ 0.20\left(\frac{12.0\,Lt_s^3}{K_g}\right)^{0.3} \tan\theta$	$0° \le \theta \le 60°$ $3.5 \le S \le 16.0$ $20 \le L \le 240$ $N_b \ge 4$
Viga cajón multi-celda, de concreto, vaciadas in situ.	d	Para la viga exterior $1.0+ \left(0.25 + \frac{12.0\,L}{70\,d}\right) \tan\theta$ Para la primera viga interior $1.0+ \left(0.042 + \frac{12.0\,L}{420\,d}\right) \tan\theta$	$0° < \theta \le 60°$ $6.0 < S \le 13.0$ $20 \le L \le 240$ $35 \le d \le 110$ $N_c \ge 3$
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto separadas o maestras	b, c	$1.0 + \frac{\sqrt{\frac{Ld}{12.0}}}{6S} \tan\theta$	$0° < \theta \le 60°$ $6.0 \le S \le 11.5$ $20 \le L \le 140$ $18 \le d \le 65$ $N_b \ge 3$
Vigas cajón de concreto usadas en tableros multiviga	f, g	$1.0 + \frac{12.0\,L}{90\,d} \sqrt{\tan\theta}$	$0° < \theta \le 60°$ $20 \le L \le 120$ $17 \le d \le 60$ $35 \le b \le 60$ $5 \le N_b \le 20$

2.6.4.2.2.4 Puentes Curvos de Acero

(4.6.2.2.4 AASHTO)

Métodos aproximados de análisis pueden ser usados para el análisis de puentes curvos de acero. El ingeniero deberá establecer que método aproximado de análisis es el apropiado, confirmando que el método satisface los requerimientos establecidos en el Artículo 2.6.2 ***(4.4 AASHTO).***

En sistemas curvos, se deberán dar consideraciones para ubicar los parapetos, aceras, barreras y otras cargas pesadas lineales en su actual posición sobre el puente. Las cargas del pavimento y otras cargas distribuidas se pueden asumir como uniformemente distribuidas a cada viga en la sección transversal.

2.6.4.2.2.5 Cargas Especiales Actuando Junto con Otro Tipo de Tráfico

(4.6.2.2.5 AASHTO)

A excepción de lo aquí especificado, los requisitos del presente artículo se pueden aplicar cuando se utilizan los métodos de análisis aproximados para puentes de viga -losa especificados en el Artículo 2.6.4.2.2 ***(4.6.2.2 AASHTO)*** *y para puentes tipo losa especificados en el Artículo 2.6.4.2.3* ***(4.6.2.3 AASHTO).*** *Los requisitos del presente artículo no se deberán aplicar en cualquiera de los dos casos:*

- *Si se ha especificado la ley de momentos tanto para carga en un solo carril como para carga en múltiples carriles, o*
- *Los requisitos especiales para vigas exteriores de puentes tipo viga-losa con diafragmas especificado en el Artículo 2.6.4.2.2.2.d* ***(4.6.2.2.2d AASHTO)*** *han sido utilizados para análisis simplificado.*

Las solicitaciones debidas a la presencia de vehículos pesados en un carril junto con el tráfico habitual en los carriles adyacentes, tal como se podría considerar en la Combinación de Cargas para Estado Límite de Resistencia II *de la Tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO) se pueden determinar de la siguiente manera:*

$$G = G_p\left(\frac{g_1}{Z}\right) + G_D\left(g_m - \frac{g_1}{Z}\right) \qquad \text{2.6.4.2.2.5-1 (4.6.2.2.5-1 AASHTO)}$$

Donde:

G = *solicitación final aplicada a una viga (kip o kip-ft)*

G_p = *solicitación debida a la sobrecarga de camión (kip o kip-ft)*

g_1 = *factor de distribución de la carga viva para un solo carril*

G_D = *solicitación debida a las cargas de diseño (kip o kip-ft)*

g_m = *factor de distribución de la carga viva para múltiples carriles*

Z = *factor que se toma igual a 1.20 si no se ha utilizado la ley de momentos o igual a 1.0 si se ha utilizado la ley de momentos para un factor de distribución de la carga viva para un solo carril.*

2.6.4.2.3 Anchos de Faja Equivalentes para Puentes Tipo Losa

(4.6.2.3 AASHTO)

Este artículo se deberá aplicar a los tipos de secciones transversales esquematizados en la Tabla 2.6.4.2.3-1 (4.6.2.3-1 AASHTO).

A los fines del presente artículo, los puentes de losa aligerada concretadas in situ también se pueden considerar como puentes tipo losa.

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril tanto para corte como para momento con un carril cargado, es decir dos líneas de ruedas, se puede determinar como:

$$E = 10.0 + 5.0\sqrt{L_1 W_1} \qquad \text{2.6.4.2.3-1 (4.6.2.3-1 AASHTO)}$$

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril tanto para corte como para momento con más de un carril cargado se puede determinar como:

$$E = 84.0 + 1.44\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{12.0\,W}{N_L} \qquad \text{2.6.4.2.3-2 (4.6.2.3-2 AASTHO)}$$

Donde:

E = *ancho equivalente (in).*

L_1 = *longitud de tramo modificada que se toma igual al menor valor entre la longitud real o 60.0 ft (18.260 mm).*

W_1 = *ancho modificado entre los bordes del puente, que se toma igual al menor valor entre el ancho real actual o 60.0 ft (18000 mm), para carga en múltiples carriles ó 30.0ft (9140 mm) para carga en un solo carril (ft).*

W = *ancho físico entre los bordes del puente (ft).*

N_L = *número de carriles de diseño según lo especificado en el Artículo 2.4.3.2.1 (3.6.1.1.1 AASHTO).*

Para puentes oblicuos (esviajados) las solicitaciones longitudinales se pueden reducir aplicando el factor r:

$$r = 1.05 - 0.25\tan\theta \leq 1.00$$ *2.6.4.2.3-3 (4.6.2.3-3 AASTHO)*

Donde:

θ = ángulo de esviajamiento (grados).

***Tabla 2.6.4.2.3-1** Típica Sección Transversal Puente Losa*

(4.6.2.3-1 AASHTO)

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCION TRANSVERSAL TíPICA
LOSA DE CONCRETO COLOCADO IN-SITU O LOSA ALIVIANADA	MONOLÍTICO	(a)
TABLERO DE MADERA TENSADA	MADERA INTEGRAL	POSTENSADO (b)
PANELES DE MADERA ENCOLADOS/CLAVADOS CON VIGA DE SEPARACIÓN	MADERA INTEGRAL	(c)

2.6.4.2.4 Puentes Reticulados y Puentes en Arco

(4.6.2.4 AASHTO)

Se puede utilizar la ley de momentos (regla de la palanca) para la distribución de cargas gravitatorias en reticulados y arcos cuando se los analiza como estructuras planas. Si se utiliza un análisis espacial se puede usar ya sea la ley de momentos o bien carga directa a través del tablero o del sistema de tablero.

Si las cargas, a excepción del peso propio de los elementos y las cargas de viento que actúan sobre los mismos, se transmiten al reticulado en los nudos, el reticulado se puede analizar como un conjunto articulado.

2.6.4.2.5 Valores del Factor de Longitud Efectiva, K

(4.6.2.5 AASHTO)

Las longitudes físicas de las columnas se deberán multiplicar por un factor de longitud efectiva, K, para tomar en cuenta condiciones de borde rotacionales y traslacionales diferentes a las correspondientes a extremos articulados.

En ausencia de un análisis más refinado, si hay estabilidad lateral por arriostramiento diagonal u otros medios adecuados, el factor de longitud efectiva en el plano arriostrado, K, para los elementos comprimidos de cerchas trianguladas, cerchas y pórticos se puede tomar como:

- *Para conexiones abulonadas o soldadas en ambos extremos: K = 0.750*
- *Para conexiones articuladas en ambos extremos: K = 0.875*
- *Para ángulos simples, sin tener en cuenta la conexión final: K = 1.0*

Las cerchas Vierendeel se deberán tratar como pórticos no arriostrados.

Tabla 2.6.4.2.5-1 *Factores de Longitud Efectiva K*

(C4.6.2.5-1 AASHTO)

FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA, *K*						
LA GEOMETRÍA DE LA COLUMNA DEFORMADA POR PANDEO SE INDICA EN LÍNEA DE PUNTOS	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
VALOR TEÓRICO DE *K*	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
VALOR DE *K* DE DISEÑO CUANDO LA ESTRUCTURA SE APROXIMA A LAS CONDICIONES IDEALES	0.65	0.80	1.0	1.2	2.1	2.0
REFERENCIA DE LAS CONDICIONES DE VÍNCULOS DE LOS EXTREMOS		ROTACIÓN FIJA, TRANSLACION FIJA ROTACIÓN LIBRE, TRANSLACION FIJA ROTACIÓN FIJA, TRANSLACION LIBRE ROTACIÓN LIBRE, TRANSLACION LIBRE				

2.6.4.2.6 Ancho de Ala Efectivo

(4.6.2.6 AASHTO)

2.6.4.2.6.1 Generalidades

(4.6.2.6.1 AASHTO)

A menos que se especifique otra cosa en este Artículo o en los Artículos 2.6.4.2.2.9.2, 2.6.4.2.2.9.3 o 2.6.4.2.2.9.5 (4.6.2.6.2, 4.6.2.6.3 o 4.6.2.6.5 AASHTO) el ancho de ala efectivo de una losa de concreto en vigas compuestas o vigas y losa de concreto monolíticas se puede tomar como el ancho tributario perpendicular al eje del miembro, para determinar la rigidez de la sección transversal para análisis y para determinar la resistencia a la flexión. El ancho efectivo de ala de tableros de acero ortotropico será como se especifica en el Artículo 2.6.4.2.6.4 (4.6.2.6.4 AASHTO).

Cuando se requiera calcular las deflexiones por carga viva se aplicará los requisitos del Artículo 2.9.1.3.9.7 (2.5.2.6.2 AASHTO).

Cuando una barrera de concreto se presenta estructuralmente continua, es incluida en el análisis estructural como lo permite el Artículo 2.1.4.3.4.1 (4.5.1 AASHTO) que establece lo siguiente:

A menos que se permita lo contrario, la consideración de las barreras compuestas continuas deberián ser limitadas para los estados límites de servicio y fatiga y para la evaluación estructural.

La rigidez de las barandas estructuralmente discontinuas, sardineles, elementos elevados y barreras no deberían ser considerados en el análisis estructural.), el ancho de la losa en volado usado para el análisis así como para chequear la resistencia de vigas compuestas el ancho de la losa en volado tanto para el análisis así como para chequear la resistencia de vigas compuestas puede ser ampliada por:

$$\Delta_W = \frac{A_b}{2t_s} \qquad \text{2.6.4.2.6.1-1 (4.6.2.6.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

A_b = *área de la sección transversal de la barra (in²)*

t_s = *espesor de la losa del tablero (in.); (cm)*

El ancho de ala efectivo en vigas compuestas y/o sistema de viguetas o en los cordones de los tableros reticulados compuestos pueden ser tomados como la mitad de la distancia a la adyacente viga o vigueta, o la mitad de la distancia a la adyacente vigueta o viga más el ancho total del voladizo. De otro modo, el ancho efectivo de la losa seria determinado por un análisis refinado cuando:

- *La sección transversal compuesta o monolítica está sujeta a significativa combinación de fuerza axial con flexión, con la excepción de las fuerzas inducidas por limitación de la expansión térmica puede ser determinada en sistema de vigas-losa usando el ancho tributario de la losa.*
- *El ángulo de esviamiento más grande θ en el sistema de puentes es más grande que 75°, donde θ es el ángulo formado por la línea de apoyos medido con relación a la perpendicular al eje principal longitudinal del puente.*
- *Los tramos longitudinales de losa entre vigas de piso transversales, o*
- *La losa es diseñada para solicitaciones en dos sentidos.*

2.6.4.2.6.2 Vigas Cajón de Concreto Segméntales y Vigas Cajón de Una Sola Célula Llenadas en Sitio

(4.6.2.6.2 AASHTO)

El ancho de ala efectivo se puede asumir igual al ancho físico si:

- $b \leq 0.1 l_i$
- $b \leq 0.3 d_o$

Caso contrario, el ancho de ala efectivo de las alas que sobresalen se puede tomar como se especifica en las Figuras 2.6.4.2.6.2-1 a 2.6.4.2.6.2-4, donde:

d_o = *profundidad de la superestructura (in); (mm)*

b = *ancho real de ala a cada lado del alma, por ejemplo, b_1, b_2 y b_3 como se ilustra en la Fig. 2.6.4.2.6.2-3 (in), (mm).*

b_e = *ancho de ala efectivo correspondiente a laposición particular de la sección bajo estudio en el tramo como se especifica en la Figura 2.6.4.2.6.2-1 in (mm).*

b_m = *ancho de ala efectivo para porciones interiores de un tramo según se determina a partir de la Figura 2.6.4.2.6.2-2; un caso especial de b_e (in.).*

b_s = *ancho de ala efectivo en apoyo interior o para un voladizo según se determina en la Figura 2.6.4.2.6.2-2, un caso especial de b_e (in.).*

a = *porción de tramo sujeto a una transición del ancho de ala efectivo, tomado como el menor valor entre el ancho real del ala a cada lado del alma como se indica en la Figura 3 ó un cuarto de la longitud de tramo en in (mm).*

l_i = *longitud de tramo ideal especificada en la Figura 2.6.4.2.6.2-1 sirve para determinar anchos de ala efectivos usando la Figura 2.6.4.2.6.2-2.*

Se aplican las siguientes interpretaciones:

- *En ningún caso el ancho de ala efectivo se deberá tomar mayor que ancho real del ala.*
- *Se pueden despreciar los efectos de la excentricidad de las cargas sobre el ancho de ala efectivo.*
- *El valor de b_s se deberá determinar usando la mayor de las longitudes de tramo efectivas adyacentes al apoyo.*
- *Si en un tramo b_m es menor que bs, la distribución del ancho efectivo de ala dentro del tramo se puede determinar mediante la recta que une los anchos efectivos bs en puntos de apoyo adyacentes.*

Para la superposición de solicitaciones locales y globales se puede asumir que la distribución de tensiones debidas a las solicitaciones globales tiene forma lineal como se ilustra en la Figura 2.6.4.2.6.2-3c. La distribución lineal de tensiones se debería determinar a partir de la distribución constante usando las condiciones que la fuerza en el ala debe permanecer constante y que el ancho máximo de la distribución lineal de tensiones a cada lado de un alma es 2.0 por el ancho de ala efectivo.

Las propiedades de la sección para fuerzas normales se pueden basar en los patrones indicados en la Figura 2.6.4.2.6.2-4, o bien se pueden determinar aplicando un análisis más riguroso.

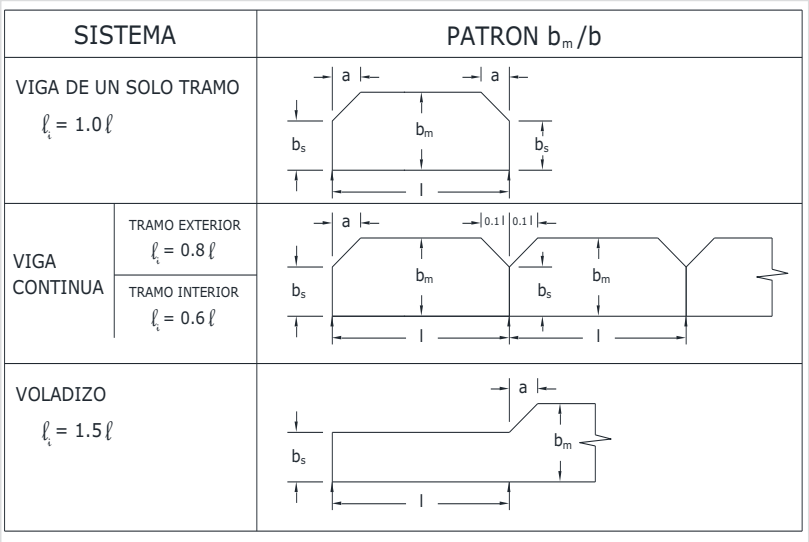


Figura 2.6.4.2.6.2-1 *Ancho de ala efectivo, b_e, b_m y b_s*

Figura (4.6.2.6.2-1 AASHTO)

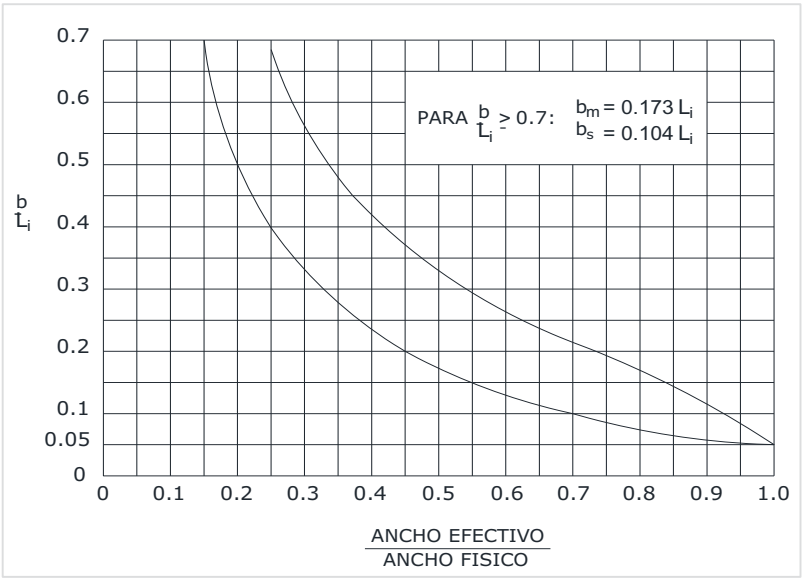


Figura 2.6.4.2.6.2-2 *Valores de los coeficientes de ancho de ala efectivo para b_m y b_s para los valores de b/l_i*

(Figura 4.6.2.6.2-2 AASHTO)

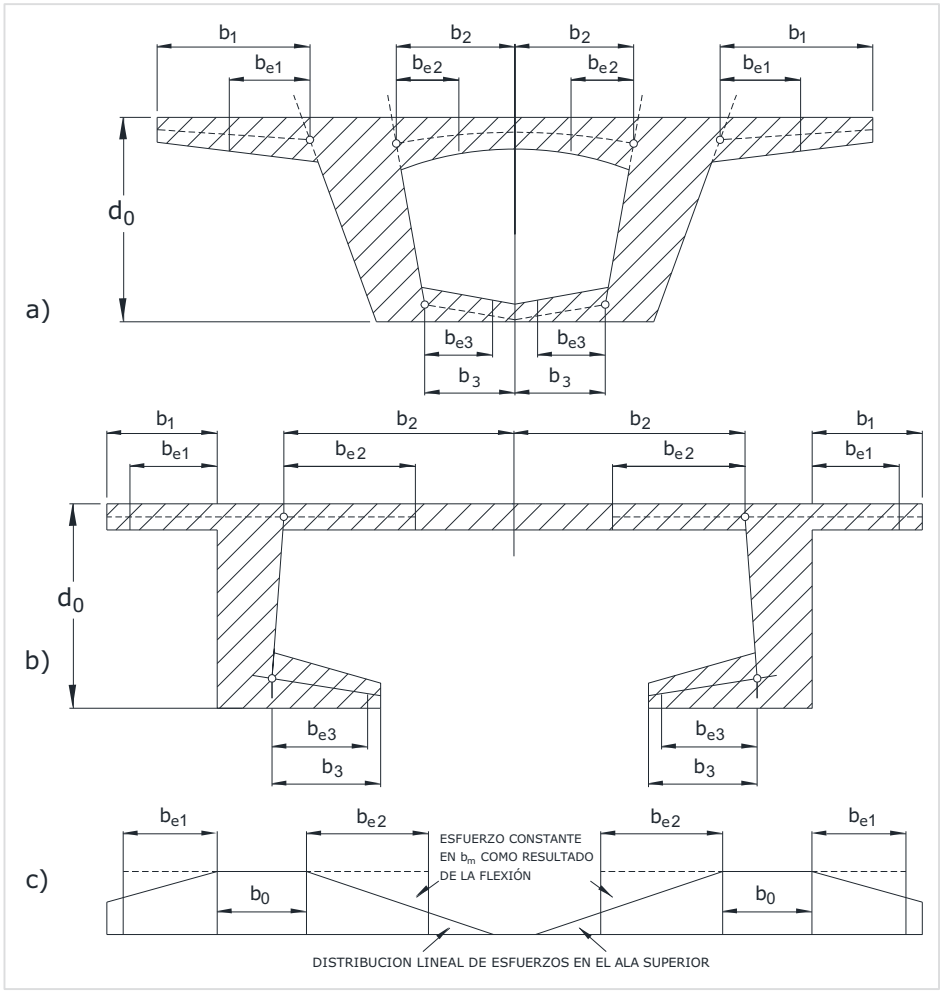


Figura 2.6.4.2.6.2-3 *Secciones transversales y sus anchos de ala efectivos correspondientes, b_e, para flexión y corte.* *(Figura 4.6.2.6.2-3 AASTHO)*

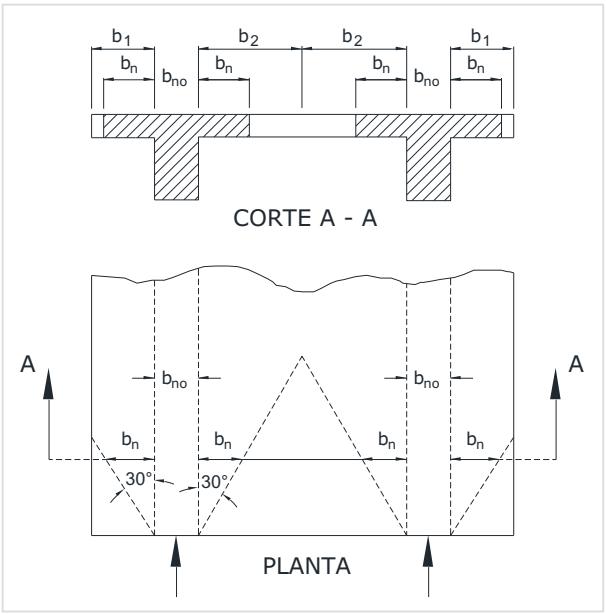


Figura 2.6.4.2.6.2-4 *Anchos de ala efectivos, b_n.*

(Figura 4.6.2.6.2-4 AASTHO)

2.6.4.2.6.3 Superestructuras de Múltiples Celdas Llenadas en Sitio

(4.6.2.6.3 AASHTO)

El ancho efectivo de una superestructura celular de multiples almas llenadas en sitio se puede tomar como se especifica en el Artículo 2.6.4.2.6.1 (4.6.2.6.1 AASHTO), considerando cada alma como una viga, o bien se puede tomar como el ancho total de la losa de tablero. En este último caso se deberán investigar lo efectos del retraso del corte en las regiones de los extremos.

2.6.4.2.6.4 Tableros Ortotrópicos de Acero

(4.6.2.6.4 AASHTO)

El ancho efectivo no será necesario determinarlo cuando se usa un análisis refinado para el cálculo del tablero ortotropico como se especifica en el Artículo 4.6.3.2.4. AASHTO (ver a continuación el contenido de este artículo)

Para análisis simplificado, el ancho efectivo del tablero, incluyendo las placas del tablero y nervios, actúan como ala superior de un componente longitudinal de la superestructura o una viga transversal, puede ser tomado como:

- *L/ B ≥ 5: ancho efectivo completo.*
- *L/ B < 5:* $b_{od} = \frac{1}{5}L$

Donde:

L = longitud del tramo de la viga ortotropica (in).

B = espacio entre las placas de las almas de las vigas ortotropicas o de las vigas Transversales.

b_{od} *= ancho efectivo del tablero ortotropico (in.)*

Para el estado limte de resistencia por flexión positiva y negativa .Para estados límites de servicio y fatiga en regiones de alto corte, el ancho efectivo del tablero puede ser determinado por análisis refinado u otro método aproximado aceptable.

Analisis Refinado de tablero ortotrópico (Artículo 4.6.3.2.4 AASHTO).

El análisis refinado de estructuras de tableros ortotropicos sujetos a cargas directas de ruedas será conseguido usando un cascarón tridimensional detallado o modelo estructural de elementos finitos. El modelo estructural incluirá todos los componentes y conexiones, además considerar los esfuerzos estructurales locales tendientes a fatiga como se detalla en la tabla 6.6.1.2.3-3 (ver Apéndice R). Las técnicas de modelaje estructural que utilicen los siguientes supuestos simplificatorios pueden ser aplicados:

- *Comportamiento elástico lineal del material*
- *Teoria de la deflexión pequeña.*
- *Las secciones planas permanecen planas*
- *Dejar de lado los esfuerzos residuales y*
- *Dejar de lado las imperfecciones y geometría de la soldadura.*

La malla será lo suficientemente detallada para calcular los esfuerzos locales en la intersección de la soldadura con el metal de base y resolver las presiones de la llanta con razonable precisión.

2.6.4.2.6.5 Vigas de Piso Transversales y Capiteles Integrales

(4.6.2.6.5 AASHTO)

Para vigas de piso transversales y para capiteles integrales diseñados con losa de concreto compuesta, el ancho efectivo del ala a cada lado de la viga de piso transversal o del alma del capitel no excederá seis veces el menor espesor de la losa o 1/10 de la longitud del tramo. Para vigas de piso transversales o capiteles integrales en voladizo, la longitud del tramo se tomará como dos veces la longitud del tramo voladizo.

2.6.5 Análisis Dinámico

(4.7 AASHTO)

2.6.5.1 Requisitos Básicos de la Dinámica Estructural

(4.7.1 AASHTO)

2.6.5.1.1 Requisitos Generales

(4.7.1.1 AASHTO)

Para analizar el comportamiento dinámico de un puente se deberán modelar las características de rigidez, masa y amortiguamiento de los componentes estructurales.

El número mínimo de grados de libertad incluido en el análisis se deberá basar en el número de frecuencias naturales a obtener y en la confiabilidad de las formas modales supuestas. El modelo deberá ser compatible con la precisión del método utilizado para resolverlo. Los modelos dinámicos deberán incluir los aspectos relevantes de la estructura y la excitación. Los aspectos relevantes de la estructura pueden incluir:

- *La distribución de la masa,*
- *La distribución de la rigidez, y*
- *Las características de amortiguamiento.*

Los aspectos relevantes de la excitación pueden incluir:

- *La frecuencia de la función fuerza.*
- *La duración de la aplicación, y*
- *La dirección de aplicación.*

2.6.5.1.2 Distribución de Masas

(4.7.1.2 AASHTO)

La masa se deberá modelar considerando el grado de discretización en el modelo y los movimientos anticipados.

2.6.5.1.3 Rigidez

(4.7.1.3 AASHTO)

El puente se deberá modelar de manera consistente con los grados de libertad seleccionados para representar los modos y frecuencias de vibración naturales. La rigidez de los elementos del modelo se deberá definir de manera que sea consistente con el puente modelado.

2.6.5.1.4 Amortiguamiento

(4.7.1.4 AASHTO)

Se puede utilizar amortiguamiento viscoso equivalente para representar la disipación de energía.

2.6.5.1.5 Frecuencias Naturales

(4.7.1.5 AASHTO)

Para los propósitos del Artículo 2.6.5.2 (4.7.2 AASHTO), y a menos que se especifique lo contrario, se deberán utilizar modos y frecuencias de vibración naturales elásticos no amortiguados. Para los propósitos de los Artículos 2.6.5.4 (4.7.4 AASHTO) y 2.6.5.4.6 (4.7.5 AASHTO) se deberán considerar todos los modos y frecuencias amortiguados relevantes.

2.6.5.2 Respuestas Dinámicas Elásticas

(4.7.2 AASHTO)

2.6.5.2.1 Vibración Inducida por los Vehículos

(4.7.2.1 AASHTO)

Si se requiere un análisis de la interacción dinámica entre un puente y la sobrecarga, la Entidad contratante deberá especificar y/o aprobar la rugosidad superficial, velocidad y características dinámicas de los vehículos a emplear en el análisis. El impacto se deberá determinar como una relación entre la solicitación dinámica extrema y la solicitación estática equivalente.

En ningún caso el incremento por carga dinámica utilizado en el diseño deberá ser menor que 50 por ciento del incremento por carga dinámica especificado en la Tabla 2.4.3.3.1-1 (3.6.2.1-1 AASHTO) excepto que no se permitirá ninguna reducción para las juntas del tablero.

2.6.5.2.2 Vibración Inducida por el Viento

(4.7.2.2 AASHTO)

2.6.5.2.2.1 Velocidades del Viento

(4.7.2.2.1 AASHTO)

Para estructuras importantes o esenciales, las cuales se puede anticipar serán sensibles a los efectos del viento, la ubicación y magnitud de los valores extremos de presión y succión se deberán establecer mediante ensayos de simulación en túnel de viento.

2.6.5.2.2.2 Efectos Dinámicos

(4.7.2.2.2 AASHTO)

En las estructuras sensibles al viento se deberán analizar los efectos dinámicos, tales como los provocados por vientos turbulentos o ráfagas, además de las interacciones viento-estructura inestables, tales como los fenómenos de "galloping" y "flutter." En las estructuras esbeltas o torsionalmente flexibles se deberá analizar el pandeo lateral, empuje excesivo y divergencia.

2.6.5.2.2.3 Consideraciones de Diseño

(4.7.2.2.3 AASHTO)

Se deberán evitar deformaciones oscilatorias bajo carga de viento que pudieran provocar niveles de tensión excesivos, fatiga estructural e inconveniente o incomodidad para los usuarios. Los tableros de puentes, tirantes y suspensores deberán estar protegidos contra oscilaciones excesivas provocadas por vórtices, lluvia o viento. Siempre que resulte factible, se deberá considerar el uso de amortiguadores para controlar las respuestas dinámicas excesivas. Si no resulta posible disponer amortiguadores ni modificar la geometría, se deberá modificar el sistema estructural para lograr este control.

2.6.5.3 Respuestas Dinámicas Inelásticas

(4.7.3 AASHTO)

2.6.5.3.1 Requisitos Generales

(4.7.3.1 AASHTO)

Durante un sismo mayor o colisión de una embarcación se puede disipar energía mediante uno o más de los siguientes mecanismos:

- *Deformación elástica e inelástica del objeto que impacta contra la estructura,*
- *Deformación inelástica de la estructura y sus accesorios,*
- *Desplazamiento permanente de las masas de la estructura y sus accesorios, y*
- *Deformación inelástica de disipadores mecánicos de energía especialmente dispuestos para tal fin.*

2.6.5.3.2 Rótulas Plásticas y Líneas de Fluencia

(4.7.3.2 AASHTO)

Para los propósitos del análisis, se puede asumir que la energía absorbida por deformación inelástica en un componente estructural se concentra en rótulas plásticas y líneas de fluencia. La ubicación de estas secciones se puede establecer mediante aproximaciones sucesivas que permitan obtener una solución de límite inferior para la energía absorbida. Para estas secciones las curvas de histéresis momento-rotación se pueden determinar o verificar utilizando modelos analíticos verificados.

2.6.5.4 Cargas Sísmicas para el Análisis

(4.7.4 AASHTO)

2.6.5.4.1 Requisitos Generales

(4.7.4.1 AASHTO)

Los requisitos de análisis mínimos para los efectos sísmicos serán como se especifica en la Tabla 2.6.5.4.3.1-1 ***(4.7.4.3.1-1 AASHTO)*****.**

Para los métodos de análisis modales, especificados en los Artículos 2.6.5.4.3.2 y 2.6.5.4.3.3, el espectro de diseño elástico será de acuedo a la Figura 2.4.3.11.3.1-1 ***(3.10.4.1-1 AASHTO)*** *y ecuaciones 2.4.3.11.3.2-1, 2.4.3.11.3.2-3 y 2.4.3.11.3.2-4;* ***(3.10.4.2-1, 3.10.4.2-3 y 3.10.4.2-.4 AASHTO respectivamente)***

No es necesario analizar los puentes convensionales ubicados en la Zona Sísmica 1 para cargas sísmicas, independientemente de su importancia y geometría. Sin embargo, para estos puentes se deberán aplicar los requisitos mínimos especificados en los Artículos 2.6.5.4.4 y 2.4.3.11.8 ***(4.7.4.4 y 3.10.9 AASHTO).***

2.6.5.4.2 Puentes de Un Solo Tramo

(4.7.4.2 AASHTO)

Para los puentes de un solo tramo no se requiere análisis sísmico, independientemente de la zona sísmica en la cual estén ubicados.

Las conexiones entre la superestructura del puente y los estribos se deberán diseñar para los requisitos mínimos de fuerza especificados en el Artículo 2.4.3.11.8 ***(3.10.9 AASHTO)*****.** *Los requisitos sobre ancho mínimo de apoyo se deberán satisfacer en cada estribo como se especifica en el Artículo 2.6.5.4.4* ***(4.7.4.4 AASHTO)*****.**

2.6.5.4.3 Puentes de Múltiples Tramos

(4.7.4.3 AASHTO)

2.6.5.4.3.1 Selección del Método de Análisis

(4.7.4.3.1 AASHTO)

Para las estructuras de múltiples tramos los requisitos de análisis mínimos serán como se especifica en la Tabla 2.6.5.4.3.1-1, donde:

* = *no se requiere análisis sísmico*

UL = método elástico de carga uniforme

SM = método elástico de un unimodal

MM = método elástico multimodal

TH = método de tiempo – historia

***Tabla 2.6.5.4.3.1-1** Requisitos de Análisis Mínimos para Efectos Sísmicos*

(4.7.4.3.1-1 AASHTO)

Zona Sísmica	Puentes de Un Solo Tramo	Puentes de Multiples Tramos					
		Otros Puentes		Puentes Esenciales		Puentes Criticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	NO SE REQUIERE ANALISIS SÍSMICO	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Salvo lo especificado a continuación, los puentes que cumplen los requisitos de la Tabla 2.6.5.4.3.1-2 (4.7.4.3.1-2 AASHTO) se pueden tomar como puentes "regulares". Los puentes que no cumplen con los requisitos de dicha tabla serán considerados como puentes "irregulares".

***Tabla 2.6.5.4.3.1-2** Requisitos para que un Puente sea considerado Regular*

(4.7.4.3.1-2 AASHTO)

Parámetro	Valor				
Número de tramos	2	3	4	5	6
Máximo ángulo subtendido para un puente curvo	90º	90º	90º	90º	90º
Máxima relación de longitudes entre tramo y tramo	3	2	2	1.5	1.5
Maxima relación de rigidez Pilar/pila etre tramo y tramo,excluyendo estribos	-	4	4	3	2

Puentes curvos que constan de múltiples tramos simples, serán considerados como "irregular" si el ángulo subtendido en planta es mayor que 20°. Estos puentes se deberán analizar ya sea mediante el método elástico multimodal o bien mediante el método de tiempo - historia.

Un puente curvo de vigas continuas se puede analizar como si fuera recto, siempre y cuando se satisfagan todos los requisitos siguientes:

- *El puente es "regular" de acuerdo con lo definido en la Tabla 2.6.5.4.3.1-2, excepto que para un puente de dos tramos la máxima relación de longitudes entre tramo y tramo no debe ser mayor que 2;*

- *El ángulo subtendido en planta no es mayor que 90º; y*
- *Las longitudes de tramo del puente recto equivalente son iguales a las longitudes de arco del puente curvo.*

Si estos requisitos no se satisfacen el puente curvo de vigas continuas se deberá analizar utilizando su geometría curva real.

2.6.5.4.3.2 Métodos de Análisis Unimodales

(4.7.4.3.2 AASHTO)

2.6.5.4.3.2a Requisitos Generales

(4.7.4.3.2a AASHTO)

Cuando resulte apropiado se podrán utilizar cualquiera de los dos métodos de análisis unimodales aquí especificados.

2.6.5.4.3.2b Método Espectral Unimodal

(4.7.4.3.2b AASHTO)

El método de análisis espectral unimodal se deberá basar en el modo fundamental de vibración ya sea en la dirección longitudinal o en la dirección transversal. Para puente regular, el modo fundamental de vibración en el plano horizontal coincide con el eje longitudinal y transversal de la estructura del puente. La forma modal se puede hallar aplicando una carga horizontal uniforme a la estructura y calculando la geometría deformada correspondiente. El período natural se puede calcular igualando las máximas energías potencial y cinética asociadas con la forma del modo fundamental. La amplitud de la forma desplazada se puede determinar a partir del coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sm}, especificado en el Artículo 2.4.3.11.3.2 (3.10.4.2 AASHTO) y el correspondiente desplazamiento espectral. Esta amplitud se deberá utilizar para determinar las solicitaciones.

Comentario al Artículo 2.6.5.4.3.2b

C (4.7.4.3.2b AASHTO)

El método de análisis espectral unimodal descrito en los siguientes párrafos se puede utilizar tanto para movimientos sísmicos transversales como para movimientos sísmicos longitudinales. AASHTO (1983) y ATC (1981) contienen ejemplos que ilustran la aplicación de este método.

- *Calcular los desplazamientos estáticos $V_s(x)$ provocados por una carga uniforme supuesta, P_o, como se ilustra en la Figura C2.6.5.4.3.2b-1:*

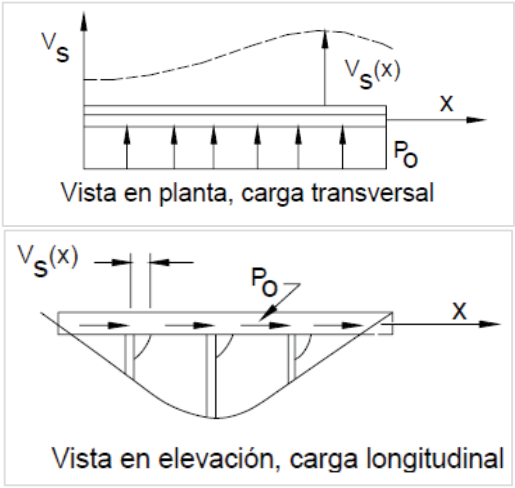


Figura C2.6.5.4.3.2b-1 *Tablero de puente sometido a cargas transversales y longitudinales supuestas*

C (4.7.4.3.2b-1 AASHTO)

- *Calcular los factores α, β y γ de la siguiente manera:*

$$\alpha = \int v_s\,(x)dx \qquad \text{C2.6.5.4.3.2b-1} \quad \text{(C4.7.4.3.2b-1 AASTHO)}$$

$$\beta = \int w\,(x)v_s(x)dx \qquad \text{C2.6.5.4.3.2b-2} \quad \text{(C4.7.4.3.2b-2 AASTHO)}$$

$$\gamma = \int w\,(x)v_s^2(x)dx \qquad \text{C2.6.5.4.3.2b-3} \quad \text{(C4.7.4.3.2b-3 AASTHO)}$$

Donde:

P_o = *carga uniforme arbitrariamente fijada igual a 1.0 (kip/ft)*

$V_s(x)$ = *deformación correspondiente a* P_o, *(ft)*

$W(x)$ = *carga permanente nominal no mayorada de la superestructura del puente y la subestructura tributaria (kip/ft)*

Las unidades de los factores α, β y γ calculados son (ft²), (kip-ft) y (kip·ft²), respectivamente.

- *Calcular el período del puente:*

$$T_m = 2\pi\sqrt{\frac{\gamma}{p_o g\alpha}} \qquad \text{C2.6.5.4.3.2b-4} \quad \text{(C4.7.4.3.2b-4 AASTHO)}$$

Donde:

g = *Aceleración de la gravedad (ft/sec²)*

- *Usando* T_m *y las ecuaciones 2.4.3.11.3.2-1, 2.4.3.11.3.2-4 ó 2.4.3.11.3.2-5;*

  (3.10.4.2-1, 3.10.4.2-4 ó 3.10.4.2-5 AASHTO) calcular C_{sm}

- *Calcular la carga sísmica estática equivalente* $P_e(x)$ *como:*

$$p_e(x) = \frac{\beta C_{sm}}{\gamma} w(x)v_s(x) \qquad \text{C2.6.5.4.3.2b-5} \quad \text{(C4.7.4.3.2b-5 ASSTHO)}$$

Donde:

C_{sm} = *coeficiente adimensional de respuesta sísmica elástica dado por la Ecuaciones 2.4.3.11.3.2-1, 2.4.3.11.3.2-4 ó 2.4.3.11.3.2-5;*

$P_e(x)$ = *intensidad de la carga sísmica estática equivalente aplicada para representar el modo de vibración primario (kip/ft)*

- *Aplicar la carga* $P_e(x)$ *a la estructura, y determinar las solicitaciones resultantes en los elementos.*

2.6.5.4.3.2c Método de la Carga Uniforme

(4.7.4.3.2c AASHTO)

El método de la carga uniforme se deberá basar en el modo de vibración fundamental ya sea en la dirección longitudinal o en la dirección transversal. El período de este modo de vibración se deberá tomar como el de un oscilador masa-resorte equivalente. La rigidez de este resorte equivalente se deberá calcular utilizando el máximo desplazamiento que ocurre cuando al puente se aplica una carga lateral arbitraria uniforme. Para calcular la carga sísmica uniforme equivalente a partir de la cual se han de hallar las solicitaciones sísmicas, se deberá utilizar el coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sm}, *especificado en el artículo 2.4.3.11.3.2 (3.10.4.2 AASHTO).*

Comentario al Artículo 2.6.5.4.3.2c

C (4.7.4.3.2c AASHTO)

El método de la carga uniforme descrito en los siguientes párrafos se puede utilizar tanto para movimiento sísmico transversal como para movimiento sísmico longitudinal. Se trata esencialmente de un método de análisis estático equivalente que emplea una carga lateral uniforme para aproximar el efecto de las cargas sísmicas. El método es adecuado para puentes regulares que responden principalmente en su modo de vibración fundamental. Aunque permite calcular todos los desplazamientos y la mayor parte de las fuerzas en los elementos con una precisión aceptable, se sabe que este método sobrestima los cortes transversales en los estribos hasta en un 100 por ciento. Si se desea evitar este grado de conservadurismo, se recomienda utilizar el método de análisis espectral unimodal especificado en el Artículo 2.6.5.4.3.2b ***(4.7.4.3.2b.AASHTO).***

- *Calcular los desplazamientos estáticos $V_s(x)$ provocados por una carga uniforme supuesta, P_o, como se ilustra en la Figura 2.6.5.4.3.2.b-1* ***(C4.7.4.3.2b-1 ASSTHO)****. La carga uniforme P_o se aplica en la totalidad de la longitud del puente; sus unidades corresponden a fuerza por unidad de longitud, y se puede fijar arbitrariamente igual a 1.0. El desplazamiento estático $V_s(x)$ se expresa en unidades de longitud.*

- *Calcular la rigidez lateral del puente,* K*, y el peso total,* W*, usando las siguientes expresiones:*

$$K = \frac{P_O L}{v_{s,MAX}} \qquad \text{C2.6.5.4.3.2c-1} \quad \text{(C4.7.4.3.2c-1 ASSTHO)}$$

$$W = \int w\,(x)dx \qquad \text{C2.6.5.4.3.2c-2} \quad \text{(C4.7.4.3.2c-2 ASSTHO)}$$

Donde:

L = *longitud total del puente (ft).*

$v_{s,MAX}$ = *valor máximo de vs(x) (ft).*

$w(x)$ = *carga permanente nominal no factorada de la superestructura del puente y la subestructura tributaria (kip/ft).*

La carga permanente debería considerar los elementos estructurales y demás cargas relevantes, incluyendo pero sin limitarse a los cabezales de pilotes, estribos, columnas y zapatas. Se pueden incluir otras cargas, como por ejemplo las sobrecargas. Generalmente los efectos inerciales de las sobrecargas no se incluyen en el análisis. Sin embargo la probabilidad de una carga viva importante sobre el puente durante un sísmo será considerado en el diseño del puente cuando la relación de carga viva a muerta sea elevada, lo que puede ocurrir en áreas urbanas cuando la congestión del tráfico es probable que ocurra.

- *Calcular el período del puente, T_m, utilizando la siguiente expresión:*

$$T_m = 2\pi\sqrt{\frac{w}{gK}} \qquad \text{C2.6.5.4.3.2c-3} \quad \text{(C4.7.4.3.2c-3 AASTHO)}$$

Donde:

g = *aceleración de la gravedad (ft/sec.2)*

- *calcular la carga sísmica estática equivalente P_e utilizando la siguiente expresión:*

$$P_e = \frac{C_{sm}W}{L} \qquad \text{C2.6.5.4.3.2c-4} \quad \text{(C4.7.4.3.2c-4 AASTHO)}$$

Donde:

C_{sm} = *coeficiente adimensional de respuesta sísmica elástica dado por la Ecuación 2.4.3.11.3.2-1, 2.4.3.11.3.2-4 ó 2.4.3.11.3.2-5;* ***(3.10.4.2-1, 3.10.4.2-4 ó 3.10.4.2-5 AASHTO respectivamente).***

P_e = *carga sísmica estática uniforme, equivalente, por unidad de longitud de puente aplicada para representar el modo de vibración primario (kip/ft)*

- *Calcular los desplazamientos y solicitaciones en los elementos a utilizar en el diseño ya sea aplicando pe a la estructura y efectuando un segundo análisis estático o bien multiplicando los resultados obtenidos en el primer paso por la relación P_e/P_o.*

2.6.5.4.3.3 Método Espectral Multimodal

(4.7.4.3.3 AASHTO)

El método de análisis espectral multimodal se deberá utilizar para puentes en los cuales hay acoplamiento en más de una de las tres direcciones coordenadas dentro de cada modo de vibración. Como mínimo, para representar la estructura se deberá utilizar un análisis dinámico lineal usando un modelo tridimensional.

El número de modos incluidos en el análisis debería ser como mínimo tres veces el número de tramos del modelo. Para cada modo se deberá utilizar el espectro de respuesta sísmica elástica como se especifica en el Artículo 2.4.3.11.3 ***(3.10.4 AASHTO).***

Los desplazamientos y solicitaciones en los elementos se pueden estimar combinando los respectivos valores de las respuestas (momento, fuerza, desplazamiento o desplazamiento relativo obtenidos de los modos individuales mediante el método de Combinación Cuadrática Completa (método CQC).

Comentario al Artículo 2.6.5.4.3.3

C (4.7.4.3.3 AASHTO)

Los desplazamientos y solicitaciones que se obtienen usando el método de Combinación Cuadrática Completa generalmente son adecuados para la mayoría de los sistemas de puentes (Wilson et al. 1981).

Si no se puede aplicar el método de Combinación Cuadrática Completa, algunos métodos alternativos incluyen el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (método SRSS), pero este método se adapta mejor para combinar respuestas de modos bien separados. Para modos poco separados se debería utilizar la sumatoria absoluta de las respuestas modales.

2.6.5.4.3.4 Método de Tiempo - Historia

(4.7.4.3.4 AASHTO)

Cualquier análisis del método tiempo – historia, usado ya sea para realizar análisis elásticos o bien para realizar análisis inelásticos deberá satisfacer los requisitos del Artículo 2.6.5 ***(4.7 AASHTO).***

Se determinará la sensibilidad de la solución numárica al tamaño del tiempo utilizado para el análisis. Un estudio de sinsitividad será también efectuado para investigar los efectos de las variaciones respecto de las propiedades histeréticas supuestas para los materiales

A menos que se especifique lo contrario, si no es posible contar con historias de tiempo específicas del sitio de emplazamiento, se deberán utilizar como se especifica en el Artículo 2.4.3.11.3 ***(3.10.4 AASHTO)*** *modificado para el perfil de suelo que corresponda.*

2.6.5.4.4 Requisitos Mínimos para Longitudes de Soportes

(4.7.4.4 AASHTO)

Los anchos de asiento del puente en los apoyos de expansión que no poseen limitadores, sujetadores, unidades de transmisión de impacto ni amortiguadores deberán permitir el máximo desplazamiento calculado de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.6.5.4.3 (4.7.4.3 AASHTO), excepto en el caso de puentes en Zona Sísmica 1, o bien un porcentaje del ancho de asiento empírico, N, especificado por la Ecuación 2.6.5.4.4-1, cualquiera sea el valor que resulte mayor. Caso contrario se deberán proveer restrictivos longitudinales que satisfagan el Artículo 2.4.3.11.8.5 (3.10.9.5 AASHTO). Los apoyos restringidos contra el movimiento longitudinal se deberán diseñar de conformidad con el Artículo 2.4.3.11.8 (3.10.9 AASHTO). Los porcentajes de N aplicables a cada zona sísmica deberán ser como se especifica en la Tabla 2.6.5.4.4-1 (4.7.4.4-1 AASHTO).

El ancho de asiento empírico se deberá tomar como:

$$N=(8+0.02L+0.08H)\,(1+0.000125S^2) \qquad (2.6.5.4.4\text{-}1)$$ *(4.7.4.4-1 AASHTO)*

Donde:

N = *mínima longitud de apoyo medida en forma normal al eje del apoyo (in); (mm)*

L = *longitud del tablero del puente hasta la junta de expansión adyacente, o hasta el extremo del tablero; si hay articulaciones dentro de un tramo L deberá ser la sumatoria de las distancias a cada lado de la articulación; para los puentes de un solo tramo L es igual a la longitud del tablero (ft); (mm)*

H = *para los estribos, altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente hasta la siguiente junta de expansión (ft) ;(mm)*

Para las columnas y/o pilares, altura de la columna o altura del pilar (ft); (mm)

Si hay articulaciones dentro de un tramo, se tomará la altura promedio de las dos columnas o pilares adyacentes (ft); (mm)

0.0 para puentes de un solo tramo (ft); (mm)

S = *oblicuidad del apoyo medida a partir de una recta normal al tramo (º).*

***Tabla 2.6.5.4.4-1** Porcentaje N de acuerdo con la Zona Sísmica y Aceleración*
(4.7.4.4-1 AASHTO)

(Coeficiente A_s especificado en Eq. 2.4.3.11.3.2-2 (3.10.4.2-2 AASHTO))

Zona	Coeficiente de aceleración, A_s	Porcentaje, N
1	< 0.05	≥ 75
1	≥0.05	100
2	Todos los aplicables	150
3	Todos los aplicables	150
4	Todos los aplicables	150

Comentario al Artículo 2.6.5.4.4

C (4.7.4.4 AASHTO)

Las longitudes de los soportes son iguales a la longitud de los traslapes entre la viga y el asiento como se muestra en la figura C 2.6.5.4.4-1. Para satisfacer los valores mínimos de N en este artículo, el total ancho total del asiento debe ser más grande que N por una cantidad igual a los movimientos debidos a los acortamientos del preesfuerzo, fluencia lenta del concreto (creep), contracción del concreto

(shrinkage), y alargamiento / contracción por temperatura. El mínimo valor para N dado en la ecuación (2.6.5.4.4-1) incluye un arbitrario recubrimiento de concreto en el extremo de la viga y en la cara del asiento. Si se emplea un mayor recubrimiento que el promedio, el valor de N se incrementará acorde a esto.

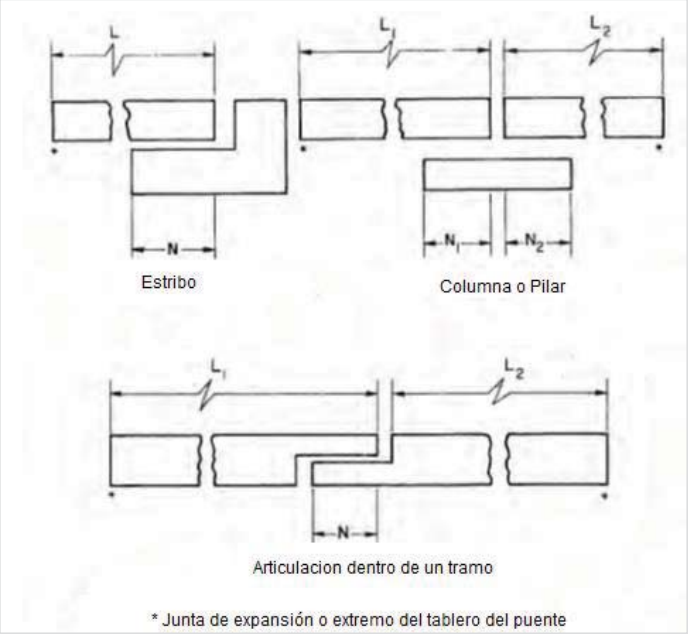


Figura C 2.6.5.4.4-1 *Longitud de soporte, N*

C (4.7.4.4.-1 AASHTO)

2.6.5.4.5 P-Δ Requisitos

(4.7.4.5 AASHTO)

El desplazamiento de cada columna o pilar en el sentido longitudinal o transversal deberá satisfacer:

$$\Delta P_u < 0.25\phi M_n \qquad \textit{2.6.5.4.5-1} \quad \textit{(4.7.4.5-1 AASHTO)}$$

En la cual:

$$\Delta = R_d \Delta_e \qquad \textit{2.6.5.4.5-2} \quad \textit{(4.7.4.5-2 AASHTO)}$$

- *Si T<1.25 T_s, entonces:*

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right)\frac{1.25T_s}{T} + \frac{1}{R} \qquad \textit{2.6.5.4.5-3} \quad \textit{(4.7.4.5-3 AASHTO)}$$

- *Si T ≥ 1.25 T_s, entonces:*

$$R_d = 1 \qquad \textit{2.6.5.4.5-4} \quad \textit{(4.7.4.5-4 AASHTO)}$$

Donde:

Δ = *desplazamiento del punto de contra flexión en la columna o pilar a el punto de fijeza para la fundación. (ft)*

Δ_e = *desplazamiento calculado por análisis sísmico elástico (in.)*

T = *periodo de modo fundamental de vibración (sec.)*

T_s = *periodo de esquina especificado en Artículo 2.4.3.11.3.2 (sec.)*

R = *R-factor especificado en Artículo 2.4.3.11.6* *(3.10.7 AASHTO)*

P_u = *carga axial sobre la columna o pilar (kip.)*

ϕ = *factor de resistencia a la flexión para columnas especificada en el Artículo 2.6.5.5.4.1b* ***(5.10.11.4.1b AASHTO)****.*

M_n = *resistencia nominal a la flexión de la columna o pilar calculada con la carga axial sobre la columna o pilar (kip-ft).*

2.6.5.4.6 Análisis para Cargas de Colisión

(4.7.5 AASHTO)

Cuando los requisitos de la Sección 3 así lo permitan, el análisis dinámico de colisión de una embarcación se puede reemplazar por un análisis elástico estático equivalente. Si se especifica un análisis inelástico, se deberá considerar el efecto de otras cargas que también pudieran estar presentes.

2.6.5.4.7 Análisis de Efectos de Explosión

(4.7.6 AASHTO)

Como mínimo los componentes de un puente analizados para fuerzas de explosión serán diseñadas para los efectos dinámicos resultado de la presión de la explosión sobre la estructura. Los resultados de un análisis estático equivalente no se usarán para este propósito.

2.6.5.5 Disposiciones para el Diseño Sísmico

(5.10.11 AASHTO)

2.6.5.5.1 Generalidades

(5.10.11.1 AASHTO)

Las disposiciones de estos artículos se aplicarán solamente al estado límite de eventos extremos.

Adicionalmente a los otros requisitos establecidos en otras partes del presente reglamento, ver artículo 2.9.1.5.0 ***(5.10 AASSHTO)****, el acero de refuerzo deberá cumplir con las disposiciones de resistencia sísmica especificadas aquí.*

Se aplicarán los requisitos de desplazamiento especificados en el Artículo 2.6.5.4.4 de este Manual ***(4.7.4.4 AASHTO)*** *o las restricciones longitudinales especificadas en el Artículo 2.4.3.11.8.5* ***(3.10.9.5 AASHTO)****.*

El uso de acero de refuerzo con un límite de elasticidad mínimo especificado inferior o igual a 100 ksi podrá utilizarse en los elementos y conexiones especificados en el ***Artículo 5.4.3.3 AASHTO****, cuando así lo permitan determinados artículos.*

Los puentes localizados en la Zona Sísmica 2 cumplirán los requisitos en el Artículo 2.6.5.5.3 ***(5.10.11.3 AASHTO)****. Los puentes localizados en la Zona Sísmica 3 y 4 cumplirán los requisitos especificados en el Artículo 2.6.5.5.4* ***(5.10.11.4 AASHTO)****.*

2.6.5.5.2 Zona Sísmica 1

(5.10.11.2 AASHTO)

Para puentes en Zona Sísmica 1 donde el coeficiente de aceleración, S_{D1}, especificado en el Artículo 2.4.3.11.3.2 ***(3.10.4.2 AASHTO)*** *es menor que 0.10, no se considerará fuerzas sísmicas para el diseño de los componentes estructurales, excepto para el diseño de la conexión de la superestructura con la subestructura será como se especifica en el Artículo 2.4.3.11.8.2* ***(3.10.9.2 AASHTO)****.*

Para puentes en zona Sísmica 1 donde la respuesta del coeficiente de aceleración, S_{D1}, es más grande que o igual a 0.10 pero menor o igual a 0.15, ninguna consideración de fuerzas sísmicas se requerirá para el diseño de componentes estructurales, excepto que:

- *El diseño de las uniones de la superestructura con la subestructura se hará como se especifica en el Artículo 2.4.3.11.8.2* ***(3.10.9.2 AASHTO)****.*

- *Los requisitos del refuerzo transversal en la parte superior e inferior de la columna serán como se especifica en los Artículos 2.6.5.5.4.1d y 2.6.5.5.4.1e (5.10.11.4.1d y 5.10.11.4.1e AASHTO).*

2.6.5.5.3 Zona Sísmica 2

(5.10.11.3 AASHTO)

Los requisitos del Artículo 2.6.5.5.4 (5.10.11.4 AASHTO) se aplicaran a los puentes ubicados en la Zona Sísmica 2, excepto que el área del refuerzo longitudinal no será menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total (bruta) de la sección transversal, A_g.

2.6.5.5.4 Zona Sísmica 3 y 4

(5.10.11.4 AASHTO)

2.6.5.5.4.1 Requisitos para Columnas

(5.10.11.4.1 AASHTO)

Para los propósitos del presente artículo, un apoyo vertical será considerado como una columna si la relación entre la altura libre y la máxima dimensión en planta del apoyo es mayor o igual que 2.5. En el caso de las columnas acampanadas, la máxima dimensión en planta se deberá tomar en la mínima sección de la campana. Para los apoyos en los cuales esta relación es menor que 2.5, se deberán aplicar los requisitos para pilares del Artículo 2.6.5.5.4.2 (5.10.11.4.2 AASHTO)

Un pilar se puede diseñar como pilar en su dimensión resistente y como columna en su dirección débil.

2.6.5.5.4.1a Refuerzo Longitudinal

(5.10.11.4.1a AASHTO)

El área del refuerzo longitudinal no será menor que 0.01 ni mayor que 0.04 veces el área total (bruta) de la sección transversal, A_g.

2.6.5.5.4.1b Resistencia a la Flexión

(5.10.11.4.1b AASHTO)

La resistencia biaxial de las columnas no deberá ser menor que la requerida para flexión, como se especifica en el Artículo 2.4.3.11.8.4 (3.10.9.4 AASHTO). Las columnas se deberán investigar para ambos casos de carga extrema, según se especifica en el Artículo 2.4.3.11.7 (3.10.8 AASHTO) en el estado límite correspondiente a evento extremo. Tanto para columnas con armadura en espiral como para columnas con estribos cerrados, los factores de resistencia del Artículo 2.7.1.1.4.2 (5.5.4.2 AASHTO) se deberán reemplazar por el valor 0.90.

2.6.5.5.4.1c Cortante en Columna y Refuerzo Transversal

(5.10.11.4.1c AASHTO)

La fuerza de corte factorada V_u en cada eje principal de cada columna y Pilar de pilotes deberá ser como se especifica en el Artículo 2.4.3.11.8.4 (3.10.9.4 AASHTO).

La cantidad de armadura transversal no deberá ser menor que lo especificado en el Artículo 2.9.1.5.6.3 (5.8.3 AASHTO).

Los siguientes requisitos se aplican para las regiones extremas de los extremos superior e inferior de la columna y los pilares de pilotes:

- *En las regiones extremas V_c se deberá tomar como se especifica en el Artículo 2.9.1.5.6.3 (5.8.3 AASHTO) siempre que la mínima fuerza de compresión axial factorada sea mayor que $0.10f_c'A_g$. En el caso de fuerzas de compresión menores que $0.10f_c'A_g$, V_c deberá disminuir linealmente a partir del valor indicado en el Artículo 2.9.1.5.6.3 (5.8.3 AASHTO). hasta llegar a cero a cero para fuerza de compresión.*

- *Para las columnas, se deberá asumir que la región extrema se extiende a partir del intradós de las vigas en la parte superior de la columna, o a partir de la parte superior de las fundaciones en el fondo de la columna, una distancia que se deberá tomar como el mayor valor entre:*
  - *La máxima dimensión de la sección transversal de la columna,*
  - *Un sexto de la altura libre de la columna, o*
  - *18.0 in. (450mm).*
- *Para los pilares con pilotes, la región extrema en la parte superior del pilar se deberá tomar igual a lo que se especifica para columnas. En la parte inferior del pilar se deberá considerar que la región extrema se extiende entre tres diámetros de pilote debajo del punto de máximo momento calculado y un diámetro de pila, pero no se deberá extender menos de 18.0 in. por encima de la línea de lodo.*

2.6.5.5.4.1d Armadura Transversal de Confinamiento para las Rótulas Plásticas

(5.10.11.4.1d AASHTO)

Los núcleos de las columnas y pilares de pilotes se deberán confinar por medio de armadura transversal en las regiones donde se anticipa la formación de rótulas plásticas. La armadura transversal de confinamiento deberá tener una tensión de fluencia no mayor que la de la armadura longitudinal, y la separación se deberá tomar como se especifica en el Artículo 2.6.5.5.4.1e ***(5.10.11.4.1e AASHTO)****.*

Para una columna circular, la cuantía volumétrica de armadura en espiral, P_s, deberá satisfacer la requerida por el ***(5.7.4.6 AASHTO)*** *ó bien:*

$$\rho_s \geq 0.12 \frac{f_c^{'}}{f_y} \qquad \text{2.6.5.5.4.1d-1} \quad \text{(5.10.11.4.1d-1 AASHTO)}$$

Donde:

$f_c^{'}$ = *resistencia a la compresión especificada del concreto a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (ksi); (MP_a)*

f_y = *tensión de fluencia de las barras de armadura (ksi); (MP_a)*

$\leq 75.0\ ksi$

Dentro de las zonas de formación de rótulas plásticas, los empalmes de las armaduras en espiral deberán ser empalmes totalmente soldados o bien conexiones totalmente mecánicas.

Para una columna rectangular, el área bruta total, A_{sh}, de armadura en forma de estribos rectangulares deberá satisfacer:

$$A_{sh} \geq 0.30\ sh_c \frac{f_c^{'}}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right] \qquad \text{2.6.5.5.4.1d-2} \quad \text{(5.10.11.4.1d-2 AASHTO)}$$

O bien:

$$A_{sh} \geq 0.12\ sh_c \frac{f_c^{'}}{f_y} \qquad \text{2.6.5.5.4.1d-3} \quad \text{(5.10.11.4.1d-3 AASHTO)}$$

Donde:

s = *separación vertical de los estribos, no mayor que 4.0 in. (in); 100 mm (mm)*

A_c = *área del núcleo de la columna (in^2); (mm^2)*

A_g = *área bruta de la columna (in^2); (mm^2)*

A_{sh} = *área total de los estribos, incluyendo los estribos adicionales o suplementarios, con separación vertical s y que atraviesa una sección cuyo núcleo tiene la dimensión* h_c *(in²); (mm²)*

f_y = *tensión de fluencia de los estribos o zunchos (ksi); (MPa)*

h_c = *dimensión del núcleo de la columna en la dirección considerada (in); (mm).*

Para las columnas rectangulares A_{sh} *se deberá determinar para ambos ejes principales.*

Los estribos de columna pueden ser estribos simples o estribos solapados. Se pueden utilizar estribos suplementarios del mismo tamaño de barra que los estribos principales. Ambos extremos de los estribos suplementarios se deberán enganchar en una de las barras longitudinales periféricas. Todos los estribos suplementarios deberán tener ganchos sismorresistentes según se especifica en el Artículo 2.9.1.5.0.2.2 ***(5.10.2.2. AASHTO)*** *en el cual se indica lo siguiente:*

"Los ganchos sismorresistentes deberán consistir en un gancho con un ángulo de doblado de 135º más una prolongación no menor que 6.0 d_b *ó 3.0 in. en su extremo libre, cualquiera sea el valor que resulte mayor. Se deberán utilizar ganchos sismorresistentes para la armadura transversal en regiones donde se anticipa formación de rótulas plásticas. Estos ganchos y las ubicaciones donde son requeridos deberán estar especificados en la documentación técnica.*

Una armadura transversal que satisface los siguientes requisitos se podrá considerar como un estribo suplementario:

- *La barra debe ser una barra continua con un gancho de no menos de 135º y una prolongación mínima de seis diámetros pero nunca menor que 3.0 in en uno de sus extremos, además de un gancho de no menos de 90º y una prolongación mínima de seis diámetros en el otro extremo.*
- *Los ganchos se deberán enganchar en las barras longitudinales periféricas.*
- *Los ganchos a 90º de dos estribos suplementarios sucesivos enganchados en las mismas barras longitudinales se deberán alternar extremo con extremo.*

Una armadura transversal que satisface los siguientes requisitos se podrá considerar como un estribo de columna:

- *La barra debe ser un estribo cerrado o un zuncho continuo.*
- *Un estribo cerrado puede estar formado por varios elementos con ganchos de 135º y prolongaciones de seis diámetros en ambos extremos, pero estas prolongaciones nunca deben ser menores que 3.0 in*
- *Un zuncho continuo deberá tener en cada uno de sus extremos un gancho de 135º y una prolongación de seis diámetros, pero no menor que 3.0 in que se enganche en la armadura longitudinal.*

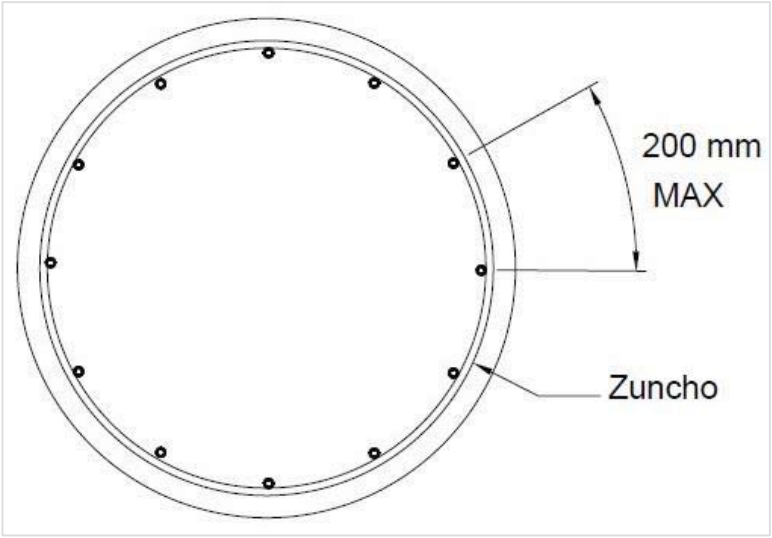


Figura 2.6.5.5.4.1d-1 *Un solo Espiral (Zuncho)*

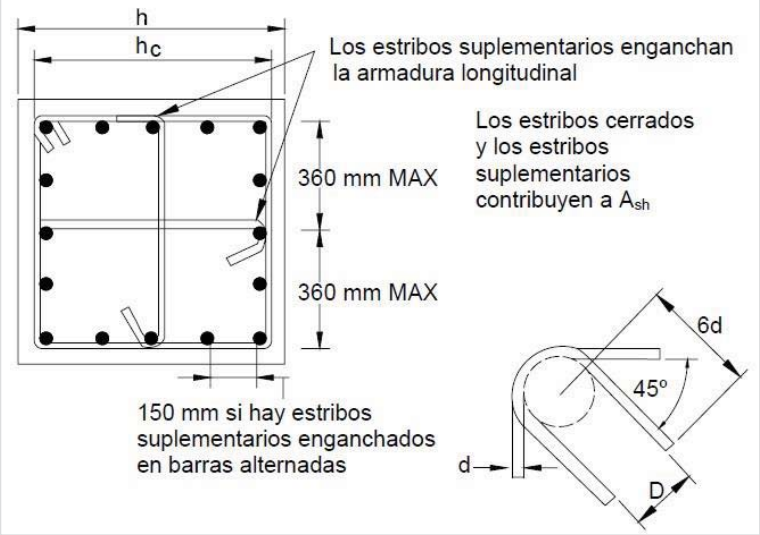


Figura 2.6.5.5.4.1d-2 *Detalles de estribo de columna*

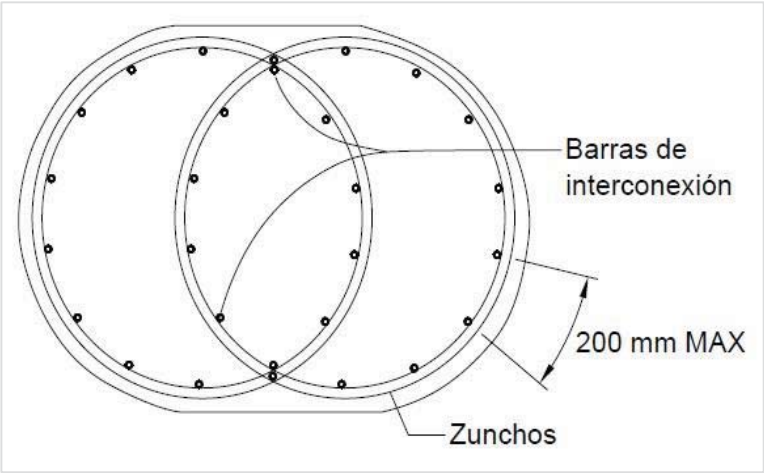


Figura 2.6.5.5.4.1d-3 *Detalles de espiral interconectada entre si en una columna*

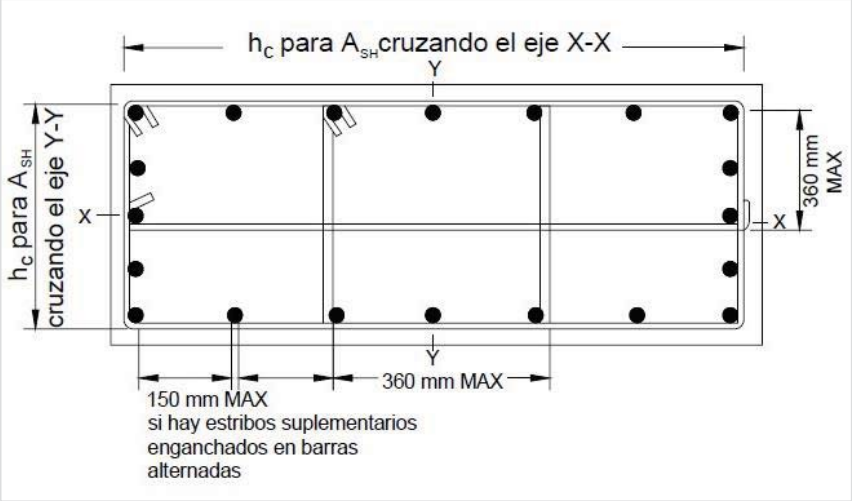


Figura 2.6.5.5.4 .1d-4 *Detalle de estribos en columna*

Equivalencias: *200mm = 8" 360mm = 14" 150mm = 6"*

2.6.5.5.4.1e Separación de la Armadura Transversal de Confinamiento

(5.10.11.4.1e AASHTO)

Para la armadura transversal de confinamiento se aplican los siguientes requisitos:

- *Se deberá proveer armadura transversal de confinamiento en la parte superior e inferior de las columnas en una longitud no menor que el mayor valor entre la máxima dimensión transversal de la columna, un sexto de la altura libre de la columna, ó 18.0 in. (450 mm);*
- *La armadura transversal de confinamiento se deberá prolongar hacia las conexiones superior e inferior como se especifica en el Artículo 2.6.5.5.4.3* ***(5.10.11.4.3AASHTO)***
- *Se deberá proveer armadura transversal de confinamiento en la parte superior de los pilares de pilotes en la misma longitud especificada para columnas;*
- *Se deberá disponer armadura transversal de confinamiento dentro de los pilotes de un pilar de pilotes en una longitud que se extiende entre 3.0 veces la máxima dimensión de la sección transversal por debajo del punto calculado de fijación de momento hasta una distancia no menor que la máxima dimensión de la sección transversal ó 18.0 in. (450 mm) por encima de la línea de lodo; y*
- *La separación entre los centros de la armadura transversal de confinamiento no deberá ser mayor que un cuarto de la mínima dimensión del elemento ni 100 mm.*

2.6.5.5.4.1f Empalmes

(5.10.11.4.1f AASHTO)

Para el diseño de los empalmes se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.1.3.11.4 ***(5.11.5 AASHTO).***

En las armaduras longitudinales no se usarán empalmes traslapados.

La separación de la armadura transversal en la longitud del empalme no deberá ser mayor que 4.0 in ó un cuarto de la mínima dimensión del elemento.

Se pueden utilizar empalmes totalmente soldados o totalmente mecánicos que satisfagan el Artículo 2.9.1.3.11.4 ***(5.11.5 AASHTO)*** *siempre que en una misma sección no se empalmen más que barras alternadas en cada capa de armadura longitudinal, y que la distancia entre empalmes de barras adyacentes sea mayor que 24.0 in medidos a lo largo del eje longitudinal de la columna.*

2.6.5.5.4.2 Requisitos para Pilares Tipo Pared

(5.10.11.4.2 AASHTO)

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar al diseño para la dirección resistente de un pilar. La dirección débil de un pilar se puede diseñar como una columna conforme a los requisitos del Artículo 2.6.5.5.4.1 (5.10.11.4.1 AASHTO) utilizando el factor de modificación de respuesta para columnas para determinar las fuerzas del diseño. Si en su dirección débil el pilar no se diseña como una columna, se deberán aplicar las limitaciones para resistencia al corte aquí especificadas.

La mínima cuantía de armadura, tanto horizontal, P_h, como vertical, P_v, en cualquier pilar no deberá ser menor que 0.0025. La cuantía de armadura vertical no deberá ser menor que la cuantía de armadura horizontal.

La separación de la armadura, ya sea horizontal o verticalmente, no deberá ser mayor que 18.0 in. La armadura requerida para corte deberá ser continua y estar distribuida uniformemente.

La resistencia al corte de diseño, factorada, V_r, en el pilar se deberá tomar como el valor menor entre:

$$V_T = 0.253\sqrt{f_c^{'}}\, bd, \text{ y} \qquad \text{2.6.5.5.4.2-1 (5.10.11.4.2-1 AASHTO)}$$

$$V_T = \phi V_n \qquad \text{2.6.5.5.4.2-2 (5.10.11.4.2-2 AASHTO)}$$

En el cual

$$V_n = \left[0.063\sqrt{f_c^{'}} + \rho_h f_y\right] bd \qquad \text{2.6.5.5.4.2-3 (5.10.11.4.2-3 AASHTO)}$$

Donde:

$f_c^{'}$ *(ksi)*

b y d (in)

f_y *(ksi)*

Se deberían disponer capas de armadura horizontal y vertical en cada cara de un pilar. Los empalmes en la armadura horizontal de un pilar deberán estar alternados, y en una misma ubicación no deberá haber empalmes en las dos capas.

2.6.5.5.4.3 Conexiones de las Columnas

(5.10.11.4.3 AASHTO)

La fuerza de diseño para la conexión entre la columna y la superestructura, cabezal o zapata corrida será como se especifica en el Artículo 2.4.3.11.8.4.3 (3.10.9.4.3 AASHTO). La longitud de anclaje para todo el acero longitudinal deberá ser 1.25 veces la longitud requerida para la totalidad de la tensión de fluencia de las armaduras como se especifica en el Artículo 2.6.5.6 (5.11. AASHTO).

La armadura transversal de la columna, según se especifica en el Artículo 2.6.5.5.4.1d (5.10.11.4.1d AASHTO) se deberá prolongar en una distancia no menor que la mitad de la máxima dimensión de la columna ó 15.0 in, partir de la cara de la columna hacia el interior del elemento adyacente.

La resistencia nominal al corte, V_n, provista por el concreto en la unión de un pórtico o Pilar en la dirección considerada deberá satisfacer:

- *Para concreto de agregados de densidad normal:*

$$V_n \le 0.380 bd\sqrt{f_c^{'}}, \text{ y} \qquad \text{2.6.5.5.4.3-1 (5.10.11.4.3-1 AASHTO)}$$

- *Para concreto de agregados de baja densidad:*

$$V_n \leq 0.285bd\sqrt{f'_c}$$ 2.6.5.5.4.3-2 (5.10.11.4.3-2 AASHTO)

Donde:

f'_c *(ksi);*

b y d (in)

2.6.5.5.4.4 Juntas de Construcción en Pilares y Columnas

(5.10.11.4.4 AASHTO)

Si en una junta de construcción el corte es resistido exclusivamente por acción de las barras y fricción sobre una superficie de concreto intencionalmente rugosa, la resistencia nominal al corte a través de la junta, V_n, se deberá tomar como:

$$V_n = \left(A_{vf} f_y + 0.75P_u\right)$$ 2.6.5.5.4.4-1 (5.10.11.4.4-1 AASHTO)

Donde:

A_{vf} = *área total de refuerzo. Incluyendo el refuerzo por flexión (in²)*

P_u = *mínima carga axial factorada según lo especificado en el Artículo 2.4.3.11.8.4* **(3.10.9.4 AASHTO)** *para columnas y pilares (kip)*

2.6.5.6 Longitud de Desarrollo y Empalmes del Acero de Refuerzo

(5.11 AASHTO)

2.6.5.6.1 Requisitos Generales

(5.11.1 AASHTO)

2.6.5.6.1.1 Requisitos Básicos

(5.11.1.1 AASHTO)

Las solicitaciones calculadas en la armadura en cada sección se deberán desarrollar a cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida, un gancho, un dispositivo mecánico, o una combinación de estos elementos. Los ganchos y anclajes mecánicos sólo se podrán utilizar para anclar barras en tracción.

2.6.5.6.1.2 Refuerzo para Flexión

(5.11.1.2 AASHTO)

2.6.5.6.1.2.1 Requisitos Generales

(5.11.1.2.1 AASHTO)

La longitud de desarrollo en miembros en flexión comenzará a partir de las secciones críticas donde los puntos son de máximo esfuerzo, en puntos donde el refuerzo adyacente termina o donde es doblado.

Excepto en apoyos de tramos simples y en los extremos libres de volados, el refuerzo será extendido más allá de los puntos donde se requiera resistir flexión, hasta una distancia no menor que:

- *Profundidad efectiva del miembro.*
- *15 veces el diámetro nominal de la barra.*
- *1/20 de la luz del tramo.*

El refuerzo que continúa se deberá prolongar como mínimo una longitud igual a la longitud de anclaje, ℓ_d, especificada en el Artículo 2.6.5.6.2 **(5.11.2 AASHTO)**, *más allá del punto en el cual ya no se requiere refuerzo de tracción doblada o interrumpida para resistir flexión.*

En una misma sección no deberá terminar más del 50 por ciento del refuerzo, y en una misma sección no deberán terminar barras adyacentes.

El refuerzo de tracción también se puede anclar ya sea doblándola de manera que atraviese el alma dentro de la cual está ubicada y terminándola en un área comprimida y proveyendo la longitud de anclaje ℓ_d a la sección de diseño, o bien haciéndola continua con la armadura en la cara opuesta del elemento.

Se deberán proveer anclajes suplementarios para el refuerzo de tracción de los elementos flexionados si la fuerza en el refuerzo no es directamente proporcional al momento factorado según se describe a continuación:

- *Zapatas inclinadas, escalonadas o acampanadas,*
- *Ménsulas,*
- *Elementos de gran altura solicitados a flexión, o*
- *Elementos en los cuales el refuerzo de tracción no es paralela a la cara comprimida.*

2.6.5.6.1.2.2 Refuerzo de Momento Positivo

(5.11.1.2.2 AASHTO)

Como mínimo un tercio de la armadura de momento positivo en los elementos de un solo tramo y un cuarto de la armadura de momento positivo en los elementos continuos se deberá prolongar a lo largo de la misma cara del elemento más allá del eje del apoyo. En las vigas esta prolongación no deberá ser menor que 6.0 in.

2.6.5.6.1.2.3 Refuerzo de Momento Negativo

(5.11.1.2.3 AASHTO)

Como mínimo un tercio de la armadura total de tracción provista en un apoyo para momento negativo deberá tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión no menor que:

- *La profundidad efectiva del elemento,*
- *12.0 veces el diámetro nominal de la barra, y*
- *0.0625 veces la luz libre del tramo.*

2.6.5.6.1.2.4 Uniones Resistentes al Momento

(5.11.1.2.4 AASHTO)

La armadura de flexión en los elementos continuos, restringidos o en voladizo, o en cualquier elemento de un pórtico rígido, se deberá detallar de manera que haya continuidad de las armaduras en las intersecciones con otros elementos para desarrollar el momento resistente nominal en las uniones

En Zonas Sísmicas 3 y 4 las uniones se deberán detallar de manera que resistan los momentos y cortes resultantes de las cargas horizontales que atraviesan la unión.

2.6.5.6.2 Longitud de Desarrollo del Refuerzo (Anclaje)

(5.11.2 AASHTO)

La longitud de desarrollo será calculada usando la resistencia a la fluencia minima del acero f_y. se permitirá para elementos y conexiones especificas en (Artículo 5.4.3.3 AASTHO), el uso de aceros de refuerzos no pretensados con f_y hasta de 100 ksi.

2.6.5.6.2.1 Barras y Alambres Deformados en Tracción

(5.11.2.1 AASHTO)

2.6.5.6.2.1.1 Longitud de Desarrollo en Tracción

(5.11.2.1.1 AASHTO)

La longitud de desarrollo en tracción, ℓ_d, no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de desarrollo en tracción, ℓ_{db}, aquí especificada y el factor o los factores de modificación especificados en los Artículos 2.6.5.6.1.2 y 2.6.5.6.1.3 (5.11.2.1.2 y 5.11.2.1.3 AASHTO). La longitud de desarrollo en tracción no deberá ser menor que 300 mm, excepto para empalmes solapados como se especifica en el Artículo 2.6.5.6.4.3.1 (5.11.5.3.1 AASHTO) y la longitud de desarrollo del refuerzo de corte especificado.

La longitud de desarrollo básica en tracción, ℓ_{db}, en in, in. se deberá tomar como:

Para barras N° 11 y menores	$\dfrac{1.25A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$
Pero no menor que	$0.4 d_b f_y$
Para barras N° 14	$\dfrac{2.70 f_y}{\sqrt{f'_c}}$
Para barras N° 18	$\dfrac{3.5 f_y}{\sqrt{f'_c}}$
Para alambres deformados	$\dfrac{0.95 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$

Donde:

A_b = *área de la barra o del alambre (in²)*

f_y = *tensión de fluencia especificada de las barras de refuerzo (ksi)*

f'_c = *esfuerzo de compresión especificada del concreto a los 28 días, a menos que se especifique para otra edad (ksi).*

d_b = *diámetro de barra o alambre (in)*

2.6.5.6.2.1.2 Factores de Modificación que Aumenta ℓ_d

(5.11.2.1.2 AASHTO)

La longitud básica de anclaje, ℓ_{db}, se deberá multiplicar por el siguiente factor o los siguientes factores, según corresponda:

- *Para armadura superior horizontal o casi horizontal colocada de manera que haya más de. 12.0 in. de concreto fresco colado debajo de la armadura…… 1.4*
- *Para concretos de agregados de baja densidad para el cual f_{ct} (ksi) está especificado …….. $\dfrac{0.22\sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \geq 1.0$*
- *Para todos los concretos de baja densidad para los cuales no se especifica f_{ct}……..1.3*
- *Para concreto de agregados livianos y arena para el cual no se especifica f_{ct} ……...1.2*

Puede utilizarce una interpolación lineal entre las disposiciones para concretos de baja densidad y concretos de arena ligera, cuando se utiliza un reemplazo parcial de arena.

- *Para barras recubiertas con resina epoxica en las cuales el recubrimiento de concreto es menor que 3 d_b o la separación libre entre las barras es menor que 6d_b……..……..……...1.5*
- *Para barras recubiertas con resina epoxica no cubiertas por el ítem anterior……..…...1.2*

No es necesario que el producto entre el factor correspondiente a armadura superior y el factor aplicable en el caso de barras recubiertas con resina epoxi sea mayor que……....1.7

2.6.5.6.2.1.3 Factores de Modificación que Disminuyen ℓ_d

(5.11.2.1.3 AASHTO)

La longitud básica de anclaje, ℓdb, modificada aplicando los factores especificados en el Artículo 2.6.5.6.2.1.2 (5.11.2.1.2 AASHTO), se puede multiplicar por los siguientes factores:

- *Si la armadura que se está anclando en la longitud considerada tiene una separación lateral entre centros de al menos 6.0 in. (150 mm), y tiene un recubrimiento libre medido en la dirección de la separación no menor que 3.0 in. (75 mm) ……...0.8*
- *Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura, o si en un elemento flexionado hay más armadura que la requerida por el análisis……..…..(A requerida)/(A prevista)*
- *Si la armadura está encerrada por una espiral formada por una barra de no menos de 0.25 in. de diámetro y con un paso de no más de 4.0 in.(100mm)……...……...0.75*

2.6.5.6.2.2 Barras Deformadas en Compresión

(5.11.2.2 AASHTO)

2.6.5.6.2.2.1 Longitud de Desarrollo en Compresión

(5.11.2.2.1 AASHTO)

La longitud de desarrollo, ℓd, para barras deformadas en compresión no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de anclaje aquí especificada y los factores de modificación aplicables especificados en el Artículo 2.6.5.6.2.2.2 (5.11.2.2.2 AASHTO) ni menor que 8.0 in.

La longitud básica de desarrollo, ℓ_{db}, para las barras deformadas en compresión deberá satisfacer:

$$\ell_{db} \geq \frac{0.63\, d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \qquad \text{2.6.5.6.2.2.1-1 (5.11.2.2.1-1 AASHTO)}$$

o

$$\ell_{db} \geq 0.3 d_b f_y \qquad \text{2.6.5.6.2.2.1-2 (5.11.2.2.1-2 AASHTO)}$$

Donde:

f_y = *tensión de fluencia especificada de las barras de refuerzo (ksi).*

f'_c = *esfuerzo de compresión especificada, del concreto, a los 28 días, a menos que se especifique para otra edad.*

d_b = *diámetro de la barra (in).*

2.6.5.6.2.2.2 Factores de Modificación

(5.11.2.2.2 AASHTO)

La longitud básica de desarrollo, ℓ_{db}, se puede multiplicar por los siguientes factores:

- *Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura, o si hay más armadura que la requerida por el análisis…….……. (A_s requerida)/(A_s provista)*
- *Si la armadura está encerrada por una espiral formada por una barra de no menos de 0.25 in. de diámetro y espaciado con un paso de no más de 4.0 in de separación …….....0.75*

2.6.5.6.2.3 Paquete de Barras

(5.11.2.3 AASHTO)

La longitud de desarrollo de las barras individuales que forman parte de un paquete, en tracción o compresión, deberá ser la correspondiente a la barra individual aumentada un 20 por ciento en el caso de paquetes de tres barras ó 33 por ciento en el caso de paquetes de cuatro barras.

Para determinar los factores especificados en los Artículos 2.6.5.6.2.1.2 y 2.6.5.6.2.1.3 ***(5.11.2.1.2 y 5.11.2.1.3 AASHTO)*** *un paquete de barras se deberá tratar como una única barra cuyo diámetro se deberá determinar a partir del área total equivalente.*

2.6.5.6.2.4 Ganchos Estándar en Tracción

(5.11.2.4 AASHTO)

2.6.5.6.2.4.1 Longitud de Desarrollo en Ganchos Básicos

(5.11.2.4.1 AASHTO)

La longitud de desarrollo, ℓ_{dh}, en in., para las barras deformadas en tracción que terminan en un gancho normal no deberá ser menor que:

- *El producto entre la longitud básica de desarrollo, ℓ_{hb}, según se especifica en la Ecuación 2.6.5.6.2.4.1-1, y el factor o los factores de modificación aplicables, según lo especificado en el Artículo 2.6.5.6.2.4.2 (5.11.2.4.2 AASHTO).*
- *8.0 diámetros de barra; ó*
- *6.0 in.*

La longitud básica de anclaje, ℓ_{hb}, para una barra terminada en gancho con una tensión de fluencia, fy f_y , menor o igual que 60.0 ksi se deberá tomar como:

$$\ell_{hb} = \frac{38.0\, d_b}{\sqrt{f_c'}} \qquad \text{2.6.5.6.2.4.1-1 (5.11.2.4.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

d_b = *diámetro de la barra (mm)*

f_c' = *resistencia a la compresión especificada del concreto a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (ksi)*

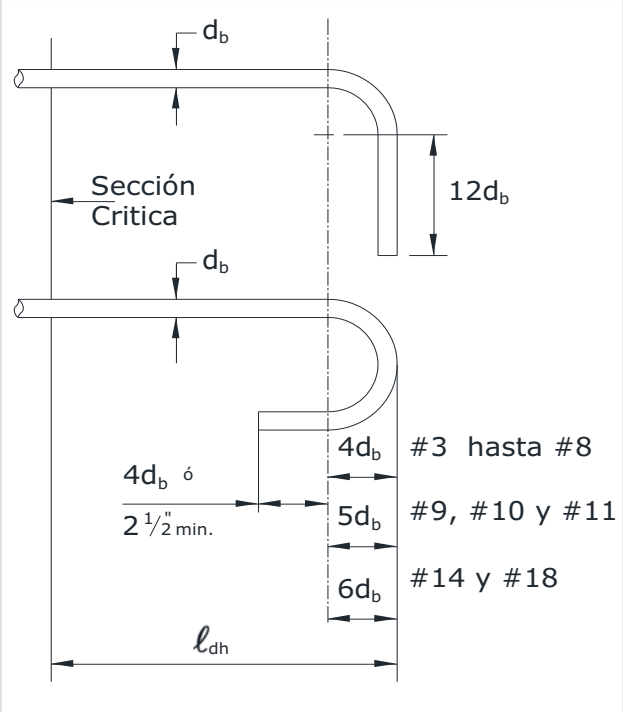


Figura 2.6.5.6.2.4.1-1 *Detalles de las barras terminadas en gancho para el anclaje de ganchos normales (ACI)*

2.6.5.6.2.4.2 Factores de Modificación

(5.11.2.4.2 AASHTO)

La longitud de desarrollo de ganchos básicos, ℓ_{hb}, se deberá multiplicar por el siguiente factor o los siguientes factores, según corresponda:

- *Si la tensión de fluencia de la armadura es superior a 60.0 ksi……..$\frac{f_y}{60.0}$*
- *Si el recubrimiento lateral para barras N°. 11 o menores, perpendicular al plano del gancho, es mayor o igual que 2.5 in., y para ganchos a 90º, el recubrimiento sobre la prolongación de la barra más allá del gancho no es menor que 2.0 in……..0.7*
- *Si los ganchos para barras N° 11 y menores están encerrados vertical u horizontalmente dentro de estribos o estribos cerrados en toda la longitud de desarrollo, ℓ_{dh}, y la separación de estos estribos no es mayor que $3d_b$……0.8*
- *Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia, o si hay más armadura que la requerida por el análisis.....(A_s requerida)/ (A_s provista)*
- *Si se utiliza concreto de agregados livianos……..…..……..…….. 1.3*
- *Si se usa armadura recubierta con resina epoxica……..…… 1.2*

2.6.5.6.2.4.3 Estribos para Barras Terminadas en Ganchos

(5.11.2.4.3 AASHTO)

Para las barras que se anclan mediante un gancho normal en los extremos discontinuos de elementos en los cuales tanto el recubrimiento lateral como el recubrimiento superior o inferior es menor que 2.5 in. (64 mm), la barra terminada en gancho deberá estar encerrada dentro de estribos o estribos cerrados con una separación a lo largo de la totalidad de la longitud de anclaje, ℓ_{dh}, no mayor que $3d_b$.. Este requisito se ilustra en la Figura 2.6.5.6.2.4.3-1. No se deberá aplicar el factor para armadura transversal, especificado en el Artículo 2.6.5.6.2.4.2 *(5.11.2.4.2 AASHTO).*

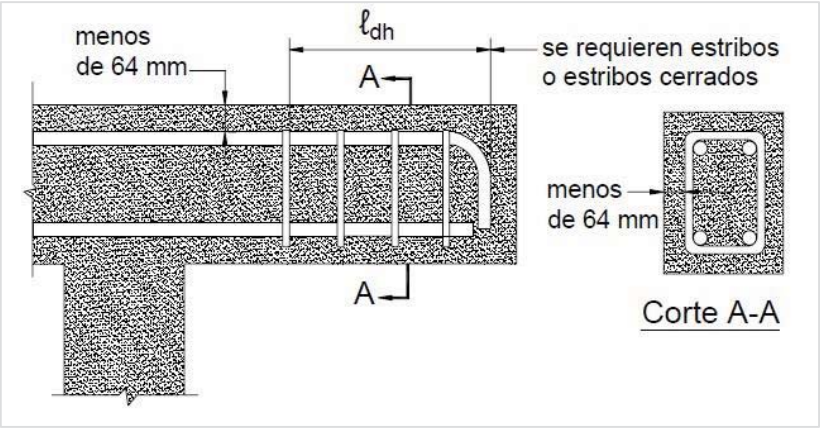


Figura 2.6.5.6.2.4.3-1 *Estribos para las barras terminadas en gancho*

(5.11.2.4.3-1 AASHTO)

2.6.5.6.3 Longitud de Desarrollo - Acero de Pretensar

(5.11.4 AASHTO)

2.6.5.6.3.1 Requisitos Generales

(5.11.4.1 AASHTO)

Al determinar la resistencia de los componentes de concreto pretensado en las regiones de sus extremos, se deberá considerar el aumento gradual de la fuerza en los cables en la transferencia y las longitudes de desarrollo se tomaran en cuenta.

Se puede asumir que los esfuerzos en el acero de pretensado varía linealmente entre 0.0 en el punto donde comienza la adherencia hasta el valor efectivo del esfuerzo después de que ocurran las pérdidas, f_{pe}, en el extremo de la longitud de la transferencia.

Entre el extremo de la longitud de transferencia y la longitud de desarrollo, se puede asumir que el esfuerzo en el cable aumenta linealmente, alcanzando el esfuerzo, f_{ps} para la resistencia nominal en la longitud de desarrollo.

Para los propósitos del presente artículo, la longitud de transferencia se puede tomar como 60 diámetros de cable, y la longitud de desarrollo se deberá tomar como se especifica en el Artículo 2.6.5.6.3.2 ***(5.11.4.2 AASHTO).***

Se deberán considerar los efectos de la desadherencia como se especifica en el Artículo 2.6.5.6.3.3 ***(5.11.4.3 AASHTO).***

Las disposiciones del Artículo 5.11.4 pueden ser utilizado para concreto de peso normal con resistencias especificas de compresión de concreto hasta 10.0 ksi en la transferencia (f'_{ci}) y de hasta 15.0 ksi para el diseño (f_c).

2.6.5.6.3.2 Cables Adheridos

(5.11.4.2 AASHTO)

Los cables de pretensado deberán estar adheridos más allá de la sección requerida para desarrollar f_{ps}, donde iniciará su longitud de desarrollo ℓ_d en pulgadas, debiendo cumplir, ℓ_d, con la siguiente ecuación:

$$\ell_d \geq k\left(f_{ps} - \frac{2}{3}f_{pe}\right)d_b \qquad \text{2.6.5.6.3.2-1} \quad \text{(5.11.4.2-1 AASHTO)}$$

d_b = *diámetro nominal del strands (in.)*

f_{ps} = *tensión media en el acero de pretensado en el momento para el cual se requiere la resistencia nominal del elemento (ksi)*

f_{pe} = *esfuerzo efectivo en el acero pretensado después de las pérdidas (ksi)*

k = *1.0, para tableros pretensionados, pilotaje, y otros miembros pretensionados con una profundidad menor o igual a 24.0 in.*

k = *1.6 para miembros pretensionados con una profundidad mayor que 24.0 in.*

La variación del esfuerzo de diseño en el cable en su extremo libre puede ser calculada como sigue:

- *Del punto donde comienza la adherencia al extremo de la longitud de la transferencia.*

$$f_{px} = \frac{f_{pe}\ell_{px}}{60\ d_b} \qquad \text{2.6.5.6.3.2-2 (5.11.4.2-2 AASHTO)}$$

- *Del extremo de la longitud de la transferencia y el extremo del desarrollo del cable*

$$f_{px} = f_{pe} + \frac{\ell_{px} - 60d_b}{(\ell_d - 60\ d_b)}\ (f_{ps} - f_{pe}) \qquad \text{2.6.5.6.3.2-3 (5.11.4.2-3 ASHTO)}$$

ℓ_{px} = *distancia del extremo libre del cable pretensionado a la sección del miembro bajo consideración. (in)*

f_{px} = *esfuerzo de diseño en el cable pretensionado para la resistencia nominal a la flexión en la sección del miembro bajo consideración (ksi).*

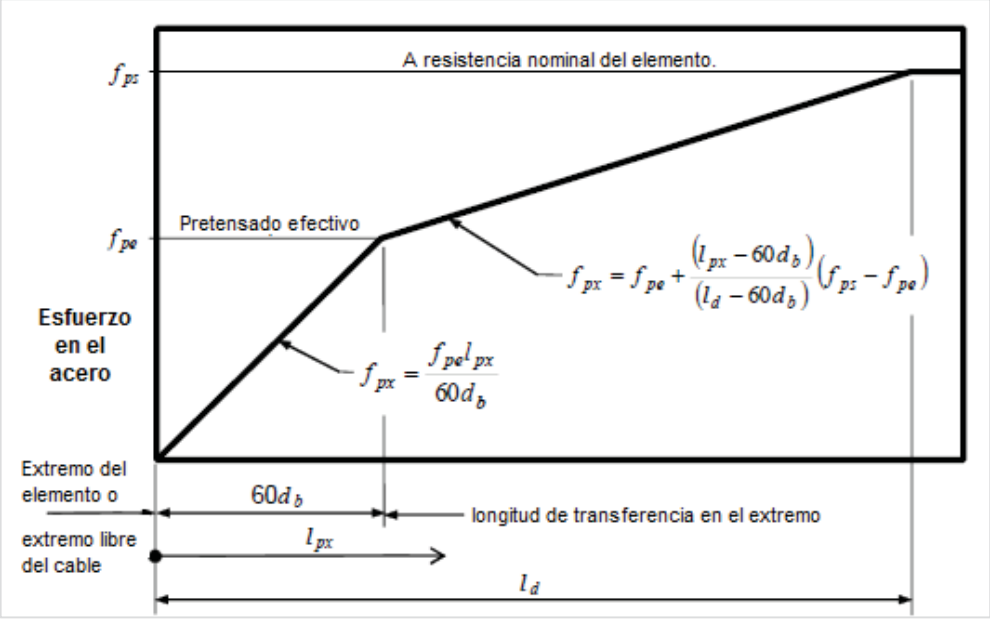


Figura 2.6.5.6.3.2-1 *Relación idealizada entre esfuerzo del acero y la distancia del extremo libre del cable.* *(5.11.4.2-1 AASHTO)*

La correlación entre el esfuerzo del acero y la distancia sobre la cual el cable esta adherido al concreto puede ser idealizado por la relación que se muestra en la figura 2.6.5.6.3.2-1. Esta variación idealizada del esfuerzo del cable puede ser usada para analizar secciones dentro la transferencia y longitud de desarrollo en el extremo del miembro pretensionado.

2.6.5.6.3.3 Cables Parcialmente Desadheridos

(5.11.4.3 AASHTO)

Si una o más porciones de un cable de pretensado no están adheridos y si hay tensión en la zona de tracción precomprimida, la longitud de desarrollo, medida del extremo de la zona no adherida se deberá determinar usando la ecuación 2.6.5.6.3.2-1 (5.11.4.2-1 AASHTO) con un valor de k = 2.0.

El número de cables parcialmente desadheridos no debería ser mayor que 25 por ciento del número total de cables.

El número de cables desadheridos en cualquier fila horizontal no deberá ser mayor que el 40 por ciento de los cables en dicha fila.

La longitud de desadherencia de algunos cables será tal que todos los estados límites sean satisfechos con la consideración de la resistencia total desarrollada en cualquier sección a ser investigada. No más del 40 por ciento de los cables desadheridos, o cuatro cables, cualquiera que sea mayor, tendrán la desadherencia finalizada en alguna sección.

Los cables desadheridos se deberán distribuir simétricamente respecto del eje del elemento. Las longitudes desadheridas de pares de cables ubicados simétricamente respecto del eje del elemento deberán ser iguales.

Los cables exteriores de cada fila horizontal deberán ser totalmente adheridos.

2.6.5.6.4 Empalme de las Barras de Refuerzo

(5.11.5 AASHTO)

Para los refuerzos de acuerdo a los requisitos de ASTM A 1035 / A1035M el valor de f_y usado en este artículo se tomará como 100 ksi (7000 kg/cm^2).

2.6.5.6.4.1 Detalles

(5.11.5.1 AASHTO)

La documentación técnica deberá indicar los tipos, dimensiones y ubicaciones admisibles para los empalmes de las barras de armadura, incluyendo los desfasajes.

2.6.5.6.4.2 Requisitos Generales

(5.11.5.2 AASHTO)

2.6.5.6.4.2.1 Empalmes Solapados

(5.11.5.2.1 AASHTO)

Las longitudes de solape de los empalmes de barras individuales serán como se especifica en los Artículos 2.6.5.6.4.3.1 y 2.6.5.6.4.5.1 (5.11.5.3.1 y 5.11.5.5.1 AASHTO).

Dentro de un paquete de barras los empalmes solapados serán como se especifica en el Artículo 2.6.5.6.2.3 (5.11.2.3 AASHTO). Los empalmes de barras individuales dentro de un paquete no se deberán superponer. No se deberán empalmar paquetes enteros mediante empalmes solapados.

Para las armaduras solicitadas a tracción, no se deberán usar empalmes solapados para barras mayores que N° 11.

En los elementos solicitados a flexión, las barras empalmadas mediante empalmes solapados sin contacto no deberán estar separadas transversalmente más de un quinto de la longitud de empalme requerida ó 6.0 in.

2.6.5.6.4.2.2 Conexiones Mecánicas

(5.11.5.2.2 AASHTO)

La resistencia de una conexión totalmente mecánica no deberá ser menor que 125 por ciento de la resistencia a la fluencia especificada de la barra en tracción o compresión, según corresponda. El resbalamiento total de la barra dentro de la camisa de empalme del conector luego de traccionar hasta 30.0 ksi (207 MP_a) y relajar hasta 3.0 ksi (20 MP_a) no deberá ser mayor que los siguientes desplazamientos medidos entre puntos ubicados fuera de la camisa de empalme:

- *Para tamaños de barra hasta N° 14..... 0.01 in.*
- *Para barras N°18..... 0.03 in.*

2.6.5.6.4.2.3 Empalmes Soldados

(5.11.5.2.3 AASHTO)

Las soldaduras de los empalmes soldados deberán satisfacer la edición vigente de la norma Structural Welding Code - Reinforcing Steel de AWS (D1.4).

Los empalmes totalmente soldados deberán desarrollar, en tracción, al menos 125 por ciento de la resistencia a la fluencia especificada de la barra.

En los tableros no se deberán usar empalmes soldados.

2.6.5.6.4.3 Empalmes de Refuerzos en Tracción

(5.11.5.3 AASHTO)

2.6.5.6.4.3.1 Empalmes Solapados Solicitados a Tracción

(5.11.5.3.1 AASHTO)

La longitud de solape de los empalmes solapados traccionados no deberá ser mayor que 12.0 in o los siguientes valores, según se trate de empalmes Clase A, Clase B o Clase C:

Empalmes Clase A	$1.0\ \ell_d$
Empalmes Clase B	$1.3\ \ell_d$
Empalmes Clase C	$1.7\ \ell_d$

La longitud de desarrollo anclaje en tracción, ℓd, para la tensión de fluencia especificada se deberá tomar de acuerdo con el Artículo 2.6.5.6.2 (5.11.2 AASHTO).

La clase de empalme solapado requerido para las barras deformadas y el alambre deformado en tracción será como se especifica en la Tabla 2.6.5.6.4.3.1-1.

***Tabla 2.6.5.6.4.3.1-1** Clases de empalmes solapados en tracción*

(5.11.5.3.1-1 AASHTO)

Relación $\frac{(A_s\ provista)}{(A_s\ requerida)}$	**Porcentaje de A_s empalmado con la longitud de solape requerida**		
	50	**75**	**100**
≥ 2	A	A	B
< 2	B	C	C

2.6.5.6.4.3.2 Conexiones Mecánicas o Empalmes Soldados Solicitados a Tracción

(5.11.5.3.2 AASHTO)

Las conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a tracción que se utilizan donde el área de armadura provista es menor que dos veces la requerida deberán satisfacer los requisitos correspondientes a conexiones totalmente mecánicas o empalmes totalmente soldadas.

Las conexiones mecánicas o empalmes soldados que se utilizan donde el área de armadura provista es como mínimo dos veces la requerida por el análisis y cuando los empalmes están desfasados al menos 24.0 in, se pueden diseñar para que desarrollen como mínimo dos veces la solicitación de tracción que se desarrolla en la barra en la sección o bien un medio de la mínima tensión de fluencia especificada de la armadura.

2.6.5.6.4.4 Empalmes en Tirantes Traccionados

(5.11.5.4 AASHTO)

Las armaduras de los tirantes traccionados sólo se deberán empalmar mediante empalmes totalmente soldados o conexiones totalmente mecánicas. Los empalmes en barras adyacentes se deberán desfasar como mínimo 30.0 in. (750 mm)

2.6.5.6.4.5 Empalme en las Barras Solicitadas a Compresión

(5.11.5.5 AASHTO)

2.6.5.6.4.5.1 Empalmes Solapados Solicitados a Compresión

(5.11.5.5.1 AASHTO)

La longitud de solape, ℓ_c, para los empalmes solapados solicitados en compresión no deberá ser menor que 12.0 in. o como se especifica a continuación.

- *Si $f_y \leq 60.0$ ksi entonces:*

$$\ell_c = 0.5 m f_y d_b \qquad \text{2.6.5.6.4.5.1-1 (5.11.5.5.1-1 AASHTO)}$$

- *Si $f_y > 60.0$ ksi entonces:*

$$\ell_c = m\left(0.9 f_y - 24.0\right) d_b \qquad \text{2.6.5.6.4.5.1-2 (5.11.5.5.1-2 AASHTO)}$$

Siendo:

- *Si la resistencia especificada del concreto, f'c, es menor que 3.0 ksi* — *m =1.33*
- *Si los estribos a lo largo del empalme tienen un área efectiva no menor que 0.15 por ciento del producto entre el espesor del elemento comprimido y la separación entre zunchos* — *m = 0.83*
- *Con espirales* — *m = 0.75*
- *En todos los demás casos* — *m = 1.0*

Donde:

f_y = *esfuerzo de fluencia especificada de las barras de armadura (ksi).*

d_b = *diámetro de la barra (in.).*

Si se empalman barras de diferentes tamaños mediante empalmes solapados en compresión, la longitud de empalme no deberá ser menor que la longitud de anclaje de la barra de mayor tamaño ni que la longitud de empalme de la barra más pequeña. Las barras N° 14 y N° 18 se pueden empalmar por solape con barras N° 11 y menores.

2.7 VERIFICACION DE SEGURIDAD

2.7.1 Resistencia de los Materiales en los Estados Límites

(5.5 AASHTO)

2.7.1.1 Concreto y Armadura

2.7.1.1.1 Generalidades

(5.5.1 AASHTO)

Las componentes estructurales deberán ser proporcionadas para satisfacer los requerimientos en todos los estados límites apropiados de servicio, fatiga, resistencia y eventos extremos.

Las componentes estructurales de concreto pre-esforzado y concreto parcialmente pre-esforzado serán investigados para esfuerzos y deformaciones para cada etapa que pueda ser crítica durante la construcción, el pre-esforzado, manipuleo, transporte y montaje, así como durante la vida útil de la estructura de la cual forman parte.

Deberán ser consideradas las concentraciones de esfuerzo debido al pre-esforzado u otras cargas, y restricciones o deformaciones impuestas.

2.7.1.1.2 Estado Límite de Servicio

(5.5.2 AASHTO)

Acciones a ser consideradas en los estados límites de servicio serán: agrietamiento Artículo 2.9.1.4.4.3 (5.7.3.4 AASHTO), deformaciones Artículo 2.9.1.4.4.5 (5.7.3.6 AASHTO) y esfuerzos del concreto Artículo 2.9.1.5.4 (5.9.4 AASHTO).

Los esfuerzos de agrietamiento serán tomados como el módulo de ruptura especificado en el Artículo 2.5.4.6 (5.4.2.6 AASHTO).

2.7.1.1.3 Estado Límite de Fatiga

(5.5.3 AASHTO)

2.7.1.1.3.1 Generalidades

(5.5.3.1 AASHTO)

No se requiere investigar la fatiga en las losas de tableros de concreto que usan vigas múltiples o alcantarillas de concreto armado tipo cajón.

En regiones de esfuerzos de compresión debido a cargas permanentes no factoradas y de pre-esforzado en elementos de concreto reforzado, la fatiga deberá ser considerada sólo si el esfuerzo de compresión es menor que la máxima tensión de tracción por sobrecarga resultante de la combinación de cargas por fatiga I*, como se especifica en la tabla 2.4.5.3-1 (3.4.1-1 AASHTO) en combinación con los requisitos del Artículo 2.4.3.2.4 (3.6.1.4 AASHTO), carga de fatiga.*

No es necesario verificar la fatiga de las armaduras en los componentes pretensados diseñados de manera que en Estado Límite de Servicio III *la tracción en la fibra extrema traccionada esté dentro del límite de tensión de tracción especificado en la Tabla 2.9.1.5.4.2.2-1 (Tabla 5.9.4.2.2_1 AASHTO).*

Para consideraciones de fatiga, los miembros de concreto satisfarán:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH} \qquad \text{(5.5.3.1-1 AASHTO)}$$

Donde

γ = *factor de carga especificado en la tabla 2.4.5.3-1 (3.4.1-1 AASHTO) para combinación de carga de fatiga I.*

Δf = *solicitación, rango de esfuerzos debido al paso de la carga de fatiga especificado en el Artículo 2.4.3.2.4 (3.6.1.4 AASHTO) (ksi).*

$(\Delta F)_{TH}$= *valor máximo (umbral) de la constante de amplitud de fatiga como se especifica en Artículos 2.7.1.1.3.2, 2.7.1.1.3.3 o 2.7.1.1.3.4 (5.5.3.2, 5.5.3.3 o 5.5.3.4 AASHTO), como apropiado (ksi).*

Los elementos con presforzado excepto los puentes construidos segementalmente, los esfuerzos de compresión debidos a la combinación de carga de fatiga I *y la mitad de la suma del pretensado efectivo no factorado y carga permanente no excederá* $0.40f_c'$ *después de las pérdidas.*

Las propiedades de la sección para investigaciones de fatiga serán basadas en secciones agrietadas donde la suma de esfuerzos, debido a cargas permanentes y pretensado sin factorar, y la combinación de carga de fatiga es de tensión y excede $0.095\sqrt{f_c'}$ *(ksi).*

2.7.1.1.3.2 Barras de Refuerzo

(5.5.3.2 AASHTO)

El valor máximo de la constante de amplitud de fatiga $(\Delta F)_{TH}$, *para barras rectas y alambres de refuerzo sin soldadura transversal en la zona de los mayores esfuerzos, se tomará como:*

$$(\Delta F)_{TH} = 24 - 20f_{min}/\ f_y \qquad \text{2.7.1.1.3.2-1 (5.5.3.2-1 AASHTO)}$$

El valor máximo de la constante de amplitud de fatiga, $(\Delta F)_{TH}$ *para alambres rectos soldados con soldadura transversal en la zona de los mayores esfuerzos se tomará como:*

$$(\Delta F)_{TH} = 16 - 0.33f_{min} \qquad \text{2.7.1.1.3.2-2 (5.5.3.2-2 AASHTO)}$$

Donde:

f_{min} = *mínimo esfuerzo por carga viva resultante de la combinación de carga de fatiga* I*, combinada con el más severo esfuerzo debido ya sea a las cargas permanentes no factoradas o a las cargas permanentes no factoradas más las cargas externas inducidas por contracción y fluencia lenta; la tracción se considera positiva y la compresión negativa (ksi).*

f_y = *resistencia a la fluencia minima especificada, no se tomará menor que 60.0 ksi ni mayor que 100 ksi.*

La definición de la zona de los mayores esfuerzos para aplicar las ecuaciones 2.7.1.1.3.2-1 y 2.7.1.1.3.2-2 para refuerzo de flexión se tomará como un tercio de la longitud del tramo a cada lado de la sección de máximo momento.

2.7.1.1.3.3 Cables de Preesforzado

(5.5.3.3-AASHTO)

El valor máximo de la constante de amplitud de fatiga $(\Delta F)_{TH}$ *para cables de pre-esforzado se tomara como:*

- *18.0 ksi (125 MPa) para radios de curva en exceso de 30.0 ft (9.00 mt).*
- *10.0 ksi (70 MPa) para radios de curvatura menor a 12.0 ft (3.65 mt).*

Se puede usar una interpolación lineal para radios entre 12.0 y 30.0 ft.

2.7.1.1.3.4 Empalmes Soldados o Mecánicos de los Refuerzo

(5.5.3.4 AASHTO)

Para las conexiones soldadas o mecánicas sujetas a cargas repetitivas, el valor máximo de la constante de amplitud de fatiga $(\Delta F)_{TH}$, *se tomará como se indica en la Tabla 2.7.1.1.3.4-1 (5.5.3.4-1 AASHTO).*

Tabla 2.7.1.1.3.4-1 *Valor máximo de la constante de amplitud de fatiga $(\Delta F)_{TH}$, de empalmes.*

Tipo de empalme	***$(\Delta F)_{TH}$ para más de 1.000.000 de ciclos***
Camisa llenada con mortero, con o sin barra recubierta de epoxi	*18 ksi (126 MPa)*
Manguitos de acoplamiento estampados en frío sin extremos roscados, y con o sin barra recubierta de epoxi; acoplamiento forjado de forma integral con roscas recalcadas; camisa de acero con una cuña; dispositivo de acoplamiento de una sola pieza con rosca ahusada; y soldadura única a tope directa de ranura en V	*12 ksi (84 MPa)*
Todos los demás tipos de empalmes	*4 ksi (28 MPa)*

Si el número total de ciclos de carga, N, como está especificado en la ecuación 2.9.4.6.1.2.3-2 (6.6.1.2.5-2 AASHTO) son menores que 1 millón, $(\Delta F)_{TH}$ dada en la tabla 2.7.1.1.3.4-1, se puede aumentar en 24 (6−log N) en ksi hasta un total no mayor que el valor dado por la ecuación 2.7.1.1.3.2-1 en el Artículo 2.7.1.1.3.2 (5.5.3.2 AASHTO)

Se pueden utilizar valores de $(\Delta F)_{TH}$ mayores, hasta el valor dado por la Ecuación 2.7.1.1.3.2-1 (5.5.3.2-1 AASHTO), si se los justifica mediante datos de ensayos de fatiga realizados sobre empalmes iguales a los que se pondrán en servicio.

Empalmes mecánicos o soldados no serán usados con refuerzo ASTM A 1035/A1035M.

2.7.1.1.4 Estado Límite de Resistencia

(5.5.4 AASHTO)

2.7.1.1.4.1 Generalidades

(5.5.4.1 AASHTO)

En el estado límite de resistencia se deberán considerar la resistencia y la estabilidad.

La resistencia factorada será el producto de la resistencia nominal de los componentes del puente, (resistencia nominal determinada de acuerdo con los procedimientos aplicables para cada uno de ellos, a menos que otros estados límites sean específicamente identificados), por el factor de resistencia especificado en el artículo siguiente:

2.7.1.1.4.2 Factores de Resistencia

(5.5.4.2 AASHTO)

2.7.1.1.4.2a Construcción Convencional

(5.5.4.2.1 AASHTO)

Los factores de resistencia Ø serán tomados como:

- *Para tracción – controlada secciones de concreto reforzado como se define en el Artículo 2.7.2.4.2.1 (5.7.2.1 AASHTO)* — *0.90*
- *Para tracción - controlada secciones de concreto pre-esforzado como se define en el artículo 2.7.2.4.2.1 (5.7.2.1 AASHTO)* — *1.00*
- *Para corte y torsión:*
  -concreto de densidad normal — *0.90*
  -concreto de baja densidad — *0.80*
- *Para compresión- controlada secciones con espirales y estribos, como se define en el Artículo 2.7.2.4.2.1 (5.7.2.1 AASHTO), excepto como se especifica en el Artículos 2.6.5.5.3 y 2.6.5.5.4.1b (5.10.11.3 y 5.10.11.4.1b* — *0.75*

AASHTO) para zonas sísmicas 2, 3 y 4 en el Estado Límite de Evento Extremo

- *Para apoyos sobre concreto* 0.70
- *Para compresión en modelos de bielas y tirantes* 0.70
- *Para compresión en zonas de anclaje:*
  - *concreto densidad normal* 0.80
  - *concreto baja densidad* 0.65
- *Para tracción en el acero en zonas de anclaje* 1.00
- *Para resistencia durante el hincado de pilo* 1.00

Para secciones en las cuales la deformación neta de tensión en el extremo de la resistencia nominal del acero en tracción, está entre los límites de las secciones de compresión controlada y tracción controlada, ϕ, puede ser linealmente incrementada de 0.75 hasta la secciones de tracción controlada como la deformación neta de tensión en el acero en tracción la cual alcanza el valor de 0.005

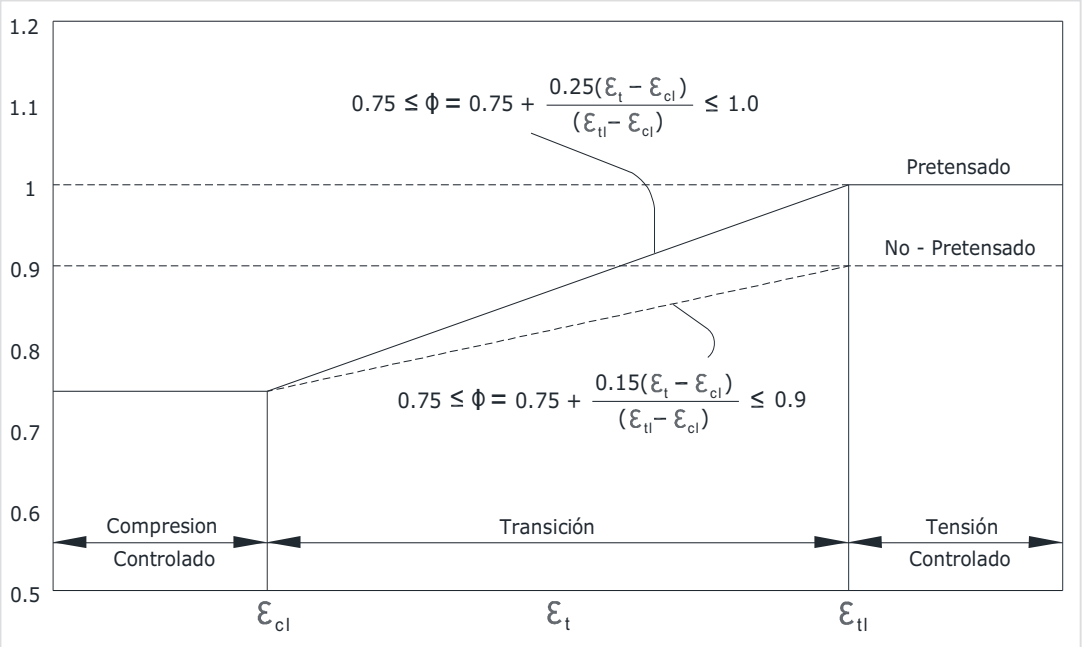


Figura 2.7.1.1.4.2a-1 *Variación de ϕ con la tracción neta ε_t para el refuerzo no pretensado y pretensado para el acero.*

(C5.5.4.2.1-1 AASHTO)

La variación de ϕ se puede obtener para miembros pretensados con la siguiente formula:

$$0.75 \le \phi = 0.75 + \frac{0.25\,(\varepsilon_t - \varepsilon_{cl})}{(\varepsilon_{tl} - \varepsilon_{cl})} \le 1.0 \qquad \text{2.7.1.1.4.2a -1} \quad \text{(5.5.4.2.1-1 AASHTO)}$$

Y para no pretensados

$$0.75 \le \phi = 0.75 + \frac{0.15\,(\varepsilon_t - \varepsilon_{cl})}{(\varepsilon_{tl} - \varepsilon_{cl})} \le 0.9 \qquad \text{2.7.1.1.4.2a -2} \quad \text{(5.5.4.2.1-2 AASHTO)}$$

Donde:

$\boldsymbol{\varepsilon_t}$ = *deformacion por tracción neta en el acero an una tensión extrema de resistencia nominal (inc./inc).*

ε_{cl} = *límite de la compresión controlada en el extremo de la deformación del acero por tracción (inc./inc).*

ε_{tl} = *límite de la tensión controlada en el extremo de la deformación del acero por tracción (inc./inc).*

2.7.1.1.4.2b Construcción por Segmentos

(5.5.4.2.2 AASHTO)

Los factores de resistencia para el estado límite de resistencia se deberán tomar como se indica en la Tabla 2.7.1.1.4.2b-1 (5.5.4.2.2-1 AASHTO) para las condiciones indicadas en la misma, y de acuerdo con el Artículo 2.7.1.1.4.2a (5.5.4.2.1 AASHTO) para las condiciones no cubiertas por dicha tabla.

Al seleccionar los factores de resistencia para flexión, ϕ_f, corte y torsión, ϕ_v, se deberá considerar el grado de adherencia del sistema de postesado. Para que en una sección un tendón se considere totalmente adherente, éste debería estar totalmente desarrollado en dicha sección para una longitud de desarrollo no menor que la requerida por el Artículo 2.9.1.3.11.3 (5.11.4 AASHTO) Se pueden permitir longitudes embebidas más cortas si estas longitudes se verifican mediante ensayos a escala real y son aprobadas por el Ingeniero.

Si el postesado consiste en una combinación de tendones totalmente adherentes y tendones no adherentes o parcialmente adherentes, el factor de resistencia en cualquier sección se deberá basar en las condiciones de adherencia correspondientes a los tendones que proporcionan la mayor parte de la fuerza de pretensado en la sección.

Las uniones entre unidades prefabricadas deberán consistir en cierres llenado en sitio o bien en uniones coladas en forma coincidente y con recubrimiento epoxi.

***Tabla 2.7.1.1.4.2b-1** Factores de resistencia para las uniones en las construcciones Segmentales*

(5.5.4.2.2-1 AASHTO)

	ϕ_f (Flexión)	ϕ_v (Corte)
Concreto de densidad normal		
Tendones totalmente adherentes	*0.95*	*0.90*
Tendones no adherentes o parcialmente adherentes	*0.90*	*0.85*
Concreto de agregados livianos y arena		
Tendones totalmente adherentes	*0.90*	*0.70*
Tendones no adherentes o parcialmente adherentes	*0.85*	*0.65*

2.7.1.1.4.2c Requerimientos Especiales para Zonas Sísmicas 2, 3 y 4

(5.5.4.2.3 AASHTO)

Un factor de resistencia modificado para columnas en zonas sísmicas 2, 3 y 4 será tomado como se especifica en los Artículos 2.6.5.5.3 y 2.6.5.5.4.1b (5.10.11.3 y 5.10.11.4.1b AASHTO)

2.7.1.1.4.3 Estabilidad

(5.5.4.3 AASHTO)

La estructura como un todo, y sus componentes serán diseñadas para resistir el deslizamiento, volteo, levantamiento y pandeo. Los efectos de cargas excéntricas serán considerados en el análisis y diseño.

El pandeo de elementos prefabricados durante el manipuleo, transporte y montaje deberá ser investigado.

2.7.1.1.5 Estados Límites de Eventos Extremos

(5.5.5 AASHTO)

La estructura como un todo, y sus componentes, deberá ser dimensionada para resistir el colapso debido a eventos extremos, especificados en la Tabla 2.4.5.3-1 (Tabla 3.4.1-1 AASHTO), de combinaciones de carga y factores de carga, la que puede ser apropiada para el sitio y su uso.

2.7.2 Consideraciones de Diseño

(5.6 AASHTO)

2.7.2.1 Generalidades

(5.6.1 AASHTO)

Los componentes y conexiones se deberán diseñar para resistir las combinaciones de cargas especificadas en la Sección 3, en todas las etapas de la vida de la estructura, incluyendo las correspondientes a la etapa constructiva. Los factores de carga serán como se especifica en la Sección 2.4 (Sección 3 del AASHTO)

Como se especifica en la Sección 2.6 (Sección 4 AASHTO) en el análisis se deberá mantener el equilibrio y la compatibilidad de las deformaciones.

2.7.2.2 Efectos de las Deformaciones Impuestas

(5.6.2 AASHTO)

Se deberán investigar los efectos de las deformaciones impuestas debido a la contracción (skrinkage), cambios de temperatura, fluencia lenta (creep), pretensado y movimiento de los apoyos.

2.7.2.3 Modelo de Bielas y Tirantes

(5.6.3 AASHTO)

2.7.2.3.1 Requisitos Generales

(5.6.3.1 AASHTO)

Se pueden utilizar modelos de bielas y tirantes para determinar las solicitaciones internas cerca de los apoyos y los puntos de aplicación de cargas concentradas en los estados límites de resistencia y evento extremo.

Se debería considerar un modelo de bielas y tirantes para diseñar zapatas y cabezales de pilotes o para otras situaciones en las cuales la distancia entre los centros de la carga aplicada y las reacciones de apoyo es menor que aproximadamente dos veces el espesor del elemento.

Si para el análisis estructural se opta por un modelo de bielas y tirantes, se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 2.7.2.3.2 a 2.7.2.3.6 (5.6.3.2 a 5.6.3.6 AASHTO)

2.7.2.3.2 Modelado de las Estructuras

(5.6.3.2 AASHTO)

La estructura y un componente o región de la misma se pueden modelar como un conjunto de tirantes de acero traccionados y bielas de concreto comprimidas, interconectadas en nodos de manera de formar un reticulado capaz de llevar todas las cargas aplicadas a los apoyos. Para determinar la geometría del reticulado se deberán considerar los anchos requeridos para las bielas comprimidas y tirantes traccionados.

La resistencia de diseño, P_r de las bielas y tirantes se deberá tomar como la de los componentes cargados axialmente:

$$P_r = \phi P_n \qquad \text{2.7.2.3.2-1 (5.6.3.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

P_n = *resistencia nominal de la biela o tirante (kip); (N).*

ϕ = *factor de resistencia especificado en el Artículo 2.7.1.1.4.2 (5.5.4.2 AASHTO) para tracción o compresión, según corresponda.*

Comentario al Artículo 2.7.2.3.2 *(5.6.3.2 AASHTO)*

El concreto armado fisurado soporta las cargas principalmente por medio de tensiones de compresión en el concreto y tensiones de tracción en las armaduras. Una vez que se ha producido una fisuración considerable, las trayectorias de las tensiones principales de compresión tienden a ser rectas, y consecuentemente se pueden modelar como bielas rectas comprimidas. Para modelar la armadura principal se utilizan tirantes traccionados.

En las Figuras C5.6.3.2-1 y C5.6.3.2-2 se ilustra un modelo de bielas y tirantes. Las zonas del concreto que soportan tensiones de compresión unidireccional elevadas se representan mediante bielas comprimidas. Las regiones del concreto que soportan tensiones multidireccionales, donde las bielas y tirantes se encuentran y forman las uniones del reticulado, se representan mediante zonas nodales.

Debido a las importantes dimensiones transversales de las bielas y tirantes, las uniones no se consideran puntuales sino que se transforman en "zonas nodales" de dimensiones finitas. Establecer la geometría del reticulado generalmente implica un proceso de prueba y error en el cual se asumen ciertas dimensiones para los elementos, se establece la geometría del reticulado, se determinan los esfuerzos en los elementos y luego se verifican las dimensiones de los elementos.

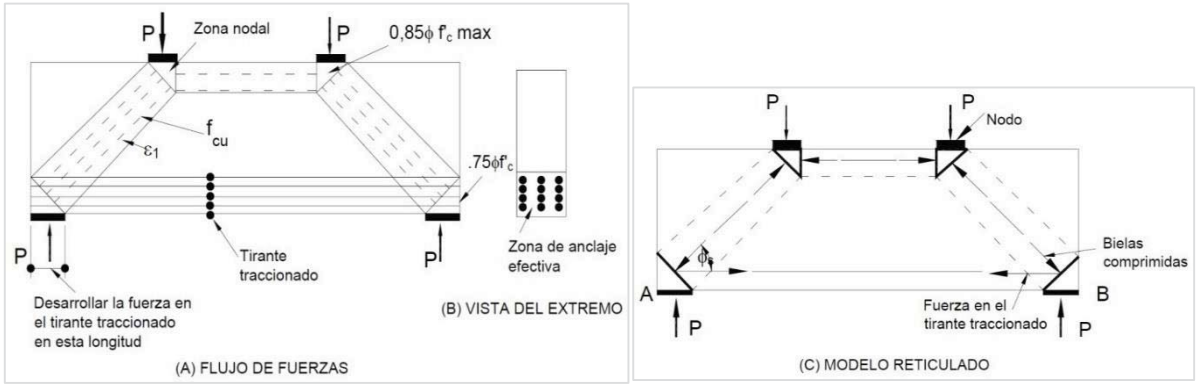


Figura C5.6.3.2-1 *Modelo de bielas y tirantes para una viga de gran altura.*

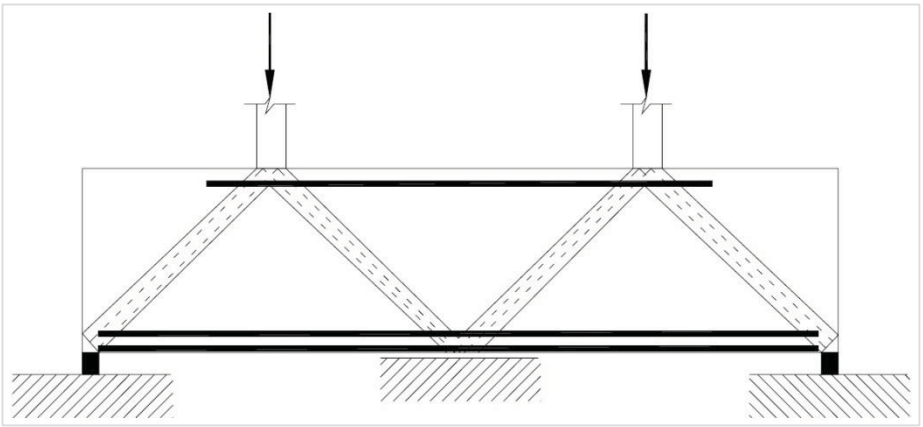


Figura C5.6.3.2-2 *Modelo de bielas y tirantes para una viga continúa de gran altura.*

2.7.2.3.3 Dimensionamiento de las Bielas Comprimidas

(5.6.3.3 AASHTO)

2.7.2.3.3.1 Resistencia de una Biela no Armada

(5.6.3.3.1 AASHTO)

La resistencia nominal de una biela comprimida no armada se deberá tomar como:

$$P_n = f_{cu} A_{cs} \qquad (2.7.2.3.3\text{-}1)$$ *(5.6.3.3.1-1 AASHTO)*

Donde:

P_n = *resistencia nominal de una biela comprimida (kip); (N).*

f_{cu} = *tensión de compresión limitante según lo especificado en el Artículo 2.7.2.3.3.3 (ksi); (MPa)* ***(5.6.3.3.3 AASHTO).***

A_{cs} = *área efectiva de la sección transversal de una biela según lo especificado en el Artículo 2.7.2.3.3.2 (in²); (mm²)* ***(5.6.3.3.2 AASHTO).***

2.7.2.3.3.2 Área Efectiva de la Sección Transversal de una Biela

(5.6.3.3.2 AASHTO)

El valor de A_{cs} se deberá determinar considerando tanto la sección de concreto disponible como las condiciones de anclaje en los extremos de la biela, tal como se ilustra en la Figura 2.7.2.3.3.2-1 ***(5.6.3.3.2-1 AASHTO)***

Si una biela está anclada mediante armadura, se puede considerar que el área efectiva de concreto se extiende una distancia de hasta seis diámetros de barra a partir de la barra anclada, tal como se ilustra en la Figura 2.7.2.3.3.2-1 (a) ***(5.6.3.3.2-1(a) AASHTO).***

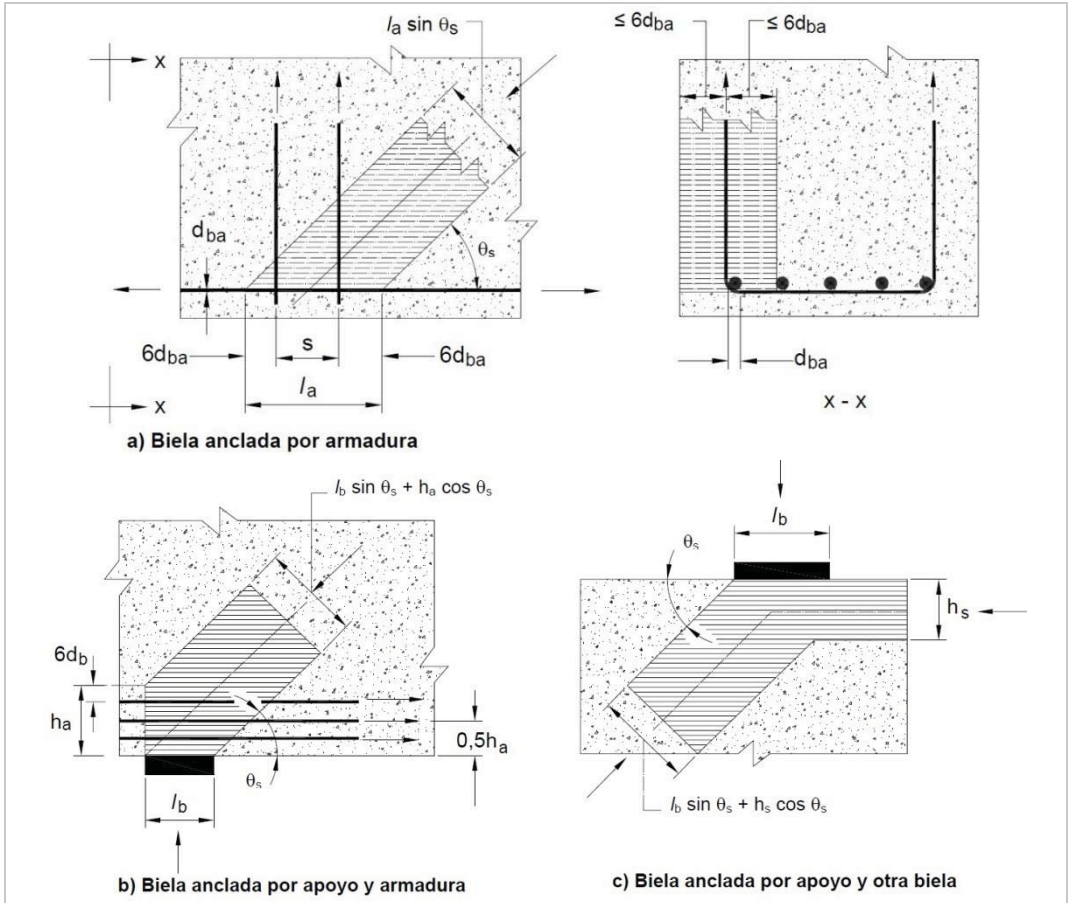


Figura 2.7.2.3.3.2-1 *Influencia de las condiciones de anclaje sobre el área efectiva de la sección transversal de una biela.* *(5.6.3.3.2-1 AASHTO)*

2.7.2.3.3.3 Tensión de Compresión Limitante en una Biela

(5.6.3.3.3 AASHTO)

La tensión de compresión limitante, f_{cu}, se deberá tomar como:

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 0.85 f'_c \qquad \textit{(2.7.2.3.3.3-1)} \quad \textit{(5.6.3.3.3-1 AASHTO)}$$

Siendo:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002)cot^2\alpha_s \qquad \textit{(2.7.2.3.3.3-2)} \quad \textit{(5.6.3.3.3-2 AASHTO)}$$

Donde:

α_s = *menor ángulo entre la biela comprimida y los tirantes traccionados adyacentes (grados)*

ε_s = *deformación específica por tracción del concreto en la dirección del tirante traccionado (in/in); (mm/mm)*

f'_c = *resistencia a la compresión especificada ksi.*

2.7.2.3.3.4 Biela Armada

(5.6.3.3.4 AASHTO)

Si la biela comprimida contiene armadura paralela a la biela y detallada para desarrollar su tensión de fluencia en compresión, la resistencia nominal de la biela se deberá tomar como:

$$P_n = f_{cu}A_{cs} + f_y A_{ss} \qquad \textit{(2.7.2.3.3.4-1)} \quad \textit{(5.6.3.3.4-1 ASSHTO)}$$

Donde:

A_{ss} = *área de la armadura en el tirante (in²).*

2.7.2.3.4 Dimensionamiento de los Tirantes Traccionados

(5.6.3.4 AASHTO)

2.7.2.3.4.1 Resistencia de un Tirante

(5.6.3.4.1 AASHTO)

La armadura de los tirantes traccionados se deberá anclar a las zonas nodales mediante las longitudes embebidas especificadas, ganchos o anclajes mecánicos.La fuerza de tracción se deberá desarrollar en la cara interna de la zona nodal.

La resistencia nominal de un tirante traccionado en kips se deberá tomar como:

$$P_n = f_y A_{st} + A_{ps}[f_{pe} + f_y] \qquad \textit{(2.7.2.3.4.1-1)} \quad \textit{(5.6.3.4.1-1AASHTO)}$$

Donde:

A_{st} = *área total de armadura longitudinal de acero no pretensado en el tirante (in²); (mm²).*

A_{ps} = *área de acero de pretensado en (in²) ;(mm²).*

f_y = *tensión de fluencia de la armadura longitudinal de acero no pretensado en (ksi); (MPa).*

f_{pe} = *tensión en el acero de pretensado debida al pretensado, luego de las pérdidas en (ksi); (MPa).*

Comentario:

La intención del segundo término de la ecuación para P_n es asegurar que el acero de pretensado no llegue a su punto de fluencia, y por lo tanto en cierta medida limita la fisuración. Sin embargo, reconoce que la tensión en los elementos de pretensado aumentará debido a la deformación que provocará la fisuración del concreto. El aumento de tensión correspondiente a esta acción se limita arbitrariamente

al mismo aumento de tensión que sufrirá el acero dulce. Si no hay acero dulce, para el segundo término de la ecuación f_y se puede tomar como 60.0 ksi (420 MPa).

2.7.2.3.4.2 Anclaje de un Tirante

(5.6.3.4.2 AASHTO)

La armadura de los tirantes traccionados se deberá anclar para transferir la fuerza de tracción a las regiones nodales del reticulado de acuerdo con los requisitos para desarrollo de armaduras especificados en el Artículo 2.6.5.6 (5.11 AASHTO)

2.7.2.3.5 Dimensionamiento de las Zonas Nodales

(5.6.3.5 AASHTO)

A menos que se provea armadura de confinamiento y su efecto se compruebe mediante análisis o ensayos, la tensión de compresión del concreto en las zonas nodales de la biela no deberá ser mayor que:

- *Para regiones nodales limitadas por bielas comprimidas y áreas de apoyo:* $0.85\phi f'_c$
- *Para regiones nodales que anclan tirantes traccionados en una dirección:* $0.75\phi f'_c$
- *Para regiones nodales que anclan tirantes traccionados en más de una dirección:* $0.65\phi f'_c$

Donde:

ϕ = *factor de resistencia para apoyo sobre concreto como se especifica en el Artículo 2.7.1.1.4.2 (5.5.4.2 AASHTO).*

La armadura de los tirantes traccionados deberá estar uniformemente distribuida en un área efectiva de concreto como mínimo igual a la fuerza en el tirante traccionado dividida por los límites de tensión aquí especificados.

Además de satisfacer los criterios de resistencia para las bielas y tirantes, las regiones nodales se deberán diseñar de manera que satisfagan los límites de tensión y anclaje especificados en los Artículos 2.7.2.3.4.1 y 2.7.2.3.4.2 (5.6.3.4.1 y 5.6.3.4.2 AASHTO)

La tensión de apoyo en la región nodal producida por las cargas concentradas o reacciones deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 2.8.1.4 (5.7.5 AASHTO)

2.7.2.3.6 Armadura para Limitar la Fisuración

(5.6.3.6 AASHTO)

Las estructuras y componentes o regiones de las mismas, a excepción de las losas y zapatas, diseñadas de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.7.2.3 (5.6.3 AASHTO) deberán contener una malla ortogonal de barras de armadura próxima a cada cara. La separación de las barras de estas mallas no deberá ser mayor que el mas pequeño de de d/4 y 12.0 in (300 mm.)

La armadura tanto en la dirección vertical como horizontal deberá satisfacer lo siguiente:

$$\frac{A_v}{b_w s_v} \geq 0.003 \qquad \text{(2.7.2.3.6-1)} \quad \text{(5.6.3.6-1 AASHTO)}$$

$$\frac{A_h}{b_w s_h} \geq 0.003 \qquad \text{(2.7.2.3.6-2)} \quad \text{(5.6.3.6-2 AASHTO)}$$

Donde:

A_h = *área total de la armadura horizontal para limitar la fisuración, dentro del espaciamiento s_h, respectivamente (in²) ;(mm²).*

A_v = *área total de la armadura vertical para limitar la fisuración, dentro del espaciamiento s_v, respectivamente (in²); (mm²).*

b_w = *ancho del alma del miembro (in); (mm).*

s_v s_h = *espaciamiento vertical y horizontal de la armadura para limitar la fisuración, (in); (mm).*

La armadura para limitar la fisuración será distribuida uniformemente dentro del área de la biela.

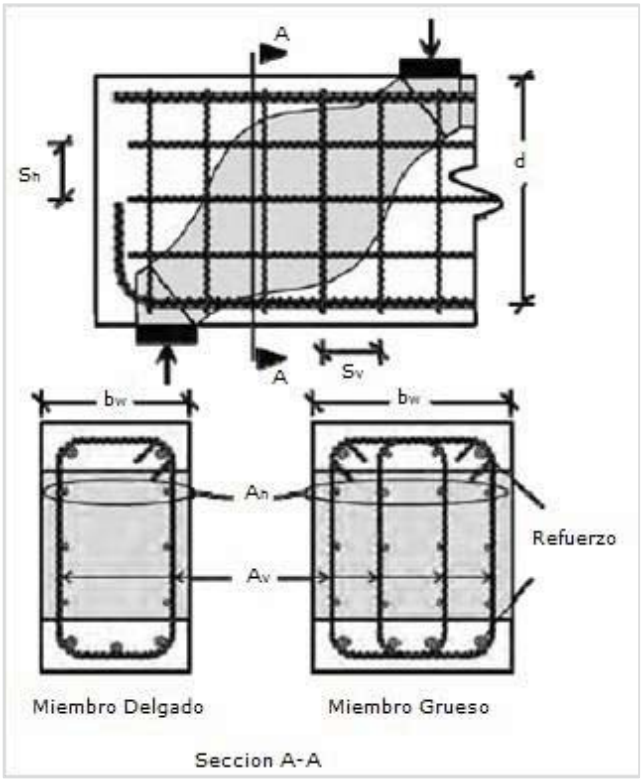


Figura.2.7.2.3.6-1 *Distribución del refuerzo para limitar el fisuramiento en biela en compresión.*
(C5.6.3.6-1 AASHTO)

Comentario a 2.7.2.3.6

La intención de esta armadura es limitar el ancho de las fisuras y asegurar una ductilidad mínima en el elemento, de manera que en caso de ser necesario sería posible una significativa redistribución de los esfuerzos internos.

El refuerzo total horizontal puede ser calculado como 0.003 veces el área efectiva de la biela de la porción que se presenta sombreada de la sección transversal en la figura C2.7.2.3.6-1 ***(C5.6.3.6-1 AASHTO).***

En los elementos de menor espesor, esta armadura para limitar la fisuración consistirá en dos mallas de barras de armadura, una próxima a cada cara. En los elementos de mayor espesor, para lograr una disposición práctica se pueden requerir múltiples mallas de armadura.

2.7.2.4 Diseño para Flexión y Carga Axial

(5.7 AASHTO)

2.7.2.4.1 Hipótesis para los Estados Límites de Servicio y Fatiga

(5.7.1 AASHTO)

En el diseño de componentes de concreto armado, pretensado y parcialmente pretensado se pueden utilizar las siguientes hipótesis:

- *El concreto pretensado resiste tracción en las secciones que no están fisuradas, a excepción de lo especificado en el Artículo 2.8.1.4.1* ***(5.7.6 AASHTO)***

- *Las deformaciones en el concreto varían linealmente, excepto en componentes o regiones de componentes para los cuales la resistencia de materiales convencional no es aplicable.*
- *La relación de módulos, n, se redondea al entero más cercano.*
- *La relación de módulos se calcula como sigue:*

  E_s/E_c *para barras de refuerzo*

  E_p/E_c *Para tendones de pretensados*

- *Para las cargas permanentes y tensiones de pretensado es aplicable una relación de módulos efectiva igual a 2n.*

2.7.2.4.2 Hipótesis para los Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo

(5.7.2 AASHTO)

2.7.2.4.2.1 Requisitos Generales

(5.7.2.1 AASHTO)

La resistencia factorada de los elementos de concreto se deberá basar en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones, los factores de resistencia especificados en el Artículo 2.7.1.1.4.2 (5.5.4.2 AASHTO) y las siguientes hipótesis:

- *En los elementos con armadura o acero de pretensado totalmente adherente, o en la longitud adherente de los cables localmente no adherentes, la deformación es directamente proporcional a la distancia al eje neutro, excepto para los elementos de gran altura, los cuales deberán satisfacer los requisitos especiales para ellos indicados que a continuación se describe:*

Detalles de los requisitos para vigas Profundas

La resistencia factorada a la tracción, NR, en kips, de un par de barras de refuerzo transversal, deberá satisfacer

$$N_R = \phi f_y A_s \geq 0.12 b_v s \qquad \text{(2.7.2.4.2-1)} \quad \text{(5.13.2.3-1 AASHTO)}$$

Donde:

b_v = *ancho del alma (in).*

f_y = *tensión de fluencia del acero de refuerzo (ksi).*

A_s = *área de acero en una distancia s (in²).*

ϕ = *factor de resistencia especificado en Artículo 2.7.1.1.4.2 (5.5.4.2 AASHTO).*

s = *separación de las armaduras (in).*

La separación de la armadura transversal, s, no deberá ser mayor que d/4 ó 12.in. (300 mm).

Se deberán distribuir barras longitudinales adherentes uniformemente en cada cara de los elementos verticales de a pares. La resistencia a la tracción de un par de armaduras adherentes no deberá ser menor que el valor especificado por la Ecuación (2.7.2.4.2-1) (5.13.2.3-1 AASHTO) La separación vertical entre cada par de armaduras, s, no deberá ser mayor que d/3 o 12 in (300 mm). En los elementos cuyo ancho es menor que 10.0 in (250 mm) en lugar de un par de barras longitudinales se puede utilizar una única barra que posea la resistencia a la tracción requerida

- *En los elementos con tendones de pretensados total o parcialmente no adherentes, para determinar la tensión en los tendones se considera la diferencia de deformación entre los tendones y la sección de concreto y el efecto de las deflexiones sobre la geometría de los tendones.*

- *Si el concreto no está confinado, la máxima deformación específica utilizable en la fibra extrema comprimida del concreto es menor o igual que 0.003.*
- *Si el concreto está confinado, se puede usar una deformación específica utilizable máxima mayor que 0.003 en el interior confinado siempre que se la verifique. En el cálculo de la resistencia factorada se considerará que el recubrimiento del concreto puede estar perdido en deformaciones compatibles con aquellos en el interior del concreto confinado.*
- *Excepto para los modelos de bielas y tirantes, la tensión en la armadura se basa en una curva tensión deformación representativa del acero o en una representación matemática aprobada, que incluya el desarrollo de la armadura y los elementos de pretensado y la transferencia del pretensado.*
- *Se desprecia la resistencia a la tracción del concreto.*
- *Se asume que la distribución de la relación tensión de compresión-deformación es rectangular, parabólica o de cualquier otra forma que permita predecir la resistencia de manera sustancialmente compatible con los resultados de ensayo.*
- *Se consideran el desarrollo de la armadura y los elementos de pretensado y la transferencia del pretensado.*
- ***Las condiciones de deformación balanceada** existe en una sección transversal cuando la deformación correspondiente del refuerzo, al alcanzar su tensión de fluencia f_y, el concreto en compresión, a su vez, alcanza la deformación última asumida de 0.0003.*
- ***Las secciones son controladas por compresión** cuando la deformación neta del acero extremo sometido a tracción es igual o menor que la deformación 0.003 que alcanza el concreto en compresión. Para refuerzo grado 60 y para los refuerzos utilizados en pretensados el límite de la deformación controlada por compresión puede ser igual a 0.002.*
- ***Las secciones son controladas por tracción** cuando la deformación neta del acero extremo sometido a tracción es igual o mayor que 0.005, justo cuando el concreto en compresión llega a alcanzar el límite asumido de deformación 0.003. Las secciones cuya deformación neta del acero extremo está entre la deformación límite de la sección controlada por compresión y 0.005 constituye una región de transición entre la sección controlada por compresión y la sección controlada por tracción.*
- *El uso de refuerzo en compresión en conjunto con refuerzo en tracción adicional está permitido para incrementar la resistencia de miembros a flexión.*
- *En las ecuaciones de resistencia a la flexión, aproximadas, de los Artículos 2.7.2.4.3.1 y 2.7.2.4.3.2 (5.7.3.1 y 5.7.3.2 AASHTO) f_y y f'_y pueden ser reemplazados por f_s y f'_s respectivamente, sujetos a las siguientes condiciones:*
  - *f_y puede reemplazarse por f_s cuando, usando f_y en el cálculo, la relación resultante c/d_s no excede de 0.6. Si c/d_s excede 0.6, deformación compatible será usado a fin de determinar el esfuerzo en el refuerzo de tracción en el acero dulce.*
  - *f'_y puede reemplazarse por f'_s cuando, usando f'_y en el cálculo, $c \geq 3d'_s$ si $c < 3d'_s$ deformación compatible será usado a fin de determinar el esfuerzo en el refuerzo de compresión en el acero dulce. El refuerzo de compresión será ignorado conservadoramente, esto es , $A'_s = 0$*

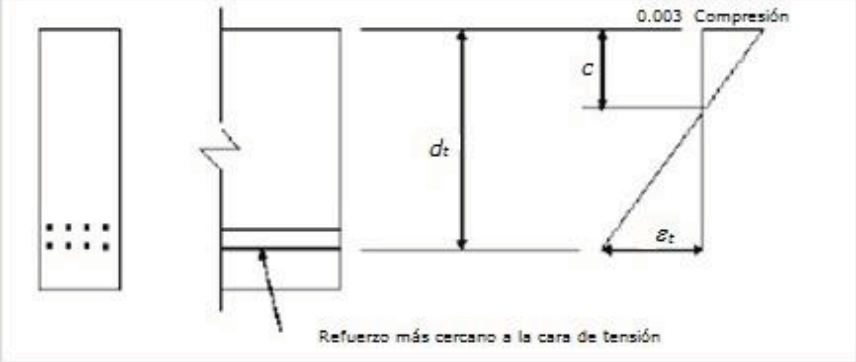


Figura C2.7.2.4.2.1-1 *Distribución de las deformaciones y deformación de tracción neta*

(Fig.C5.7.2.1-1 AASHTO)

2.7.2.4.2.2 Distribución Rectangular de los Esfuerzos

(5.7.2.2 AASHTO)

La relación natural entre los esfuerzos del concreto y la deformación del mismo se puede considerar satisfecha por un block rectangular equivalente de tensiones de compresión de $0.85f_c'$ en una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia a = $\beta_1 c$ a partir de la fibra extrema comprimida. La distancia c se deberá medir de manera perpendicular al eje neutro. El factor β_1 se deberá tomar como 0.85 para concretos cuyas resistencias no superan los 4.0 ksi (28 MPa). Para resistencias mayores que 4.0 ksi (28 MPa), a β_1 se le deberá aplicar una reducción de 0.05 por cada 1.0 ksi (7 MPa) de resistencia en exceso de 4.0 ksi (28 MPa), excepto que β_1 no podrá ser menor que 0.65.

Adicionales limitaciones se presentan en el uso del block de esfuerzos rectangular cuando se aplica a miembros rectangulares en compresión huecos, lo cual debe ser investigado.

2.7.2.4.3 Miembros Solicitados a Flexión

(5.7.3 AASHTO)

2.7.2.4.3.1 Esfuerzo en el Acero de Pretensado en la Resistencia Nominal a la Flexión

(5.7.3.1 AASHTO)

2.7.2.4.3.1.1 Elementos con Tendones Adherentes

(5.7.3.1.1 AASHTO)

Para secciones rectangulares o con alas solicitadas a flexión respecto de un eje para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el Artículo 2.7.2.4.2.2 ***(5.7.2.2 AASHTO)*** *y para las cuales f_{pe} es mayor o igual que $0.5f_{pu}$, la tensión media en el acero de pretensado, f_{ps}, se puede tomar como:*

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - k\frac{c}{d_p}\right) \qquad \textit{(2.7.2.4.3.1.1-1)} \quad \textit{(5.7.3.1.1-1 AASHTO)}$$

Siendo:

$$k = 2\left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right) \qquad \textit{(2.7.2.4.3.1.1-2)} \quad \textit{(5.7.3.1.1-2 AASHTO)}$$

Para comportamineto de sección T:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0.85f'_c(b - b_w)h_f}{0.85f'_c\beta_1 b_w + kA_{ps}\frac{f_{pu}}{d_p}} \qquad \textit{(2.7.2.4.3.1.1-3)} \quad \textit{(5.7.3.1.1-3 AASHTO)}$$

Para comportamiento como sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$ *(2.7.2.4.3.1.1-4)* *(5.7.3.1.1-4 AASHTO)*

Donde:

A_{ps} = *área del acero de pretensado (in²); (mm²).*

f_{pu} = *resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (ksi); (MPa).*

f_{py} = *tensión de fluencia del acero de pretensado (ksi); (MPa).*

A_s = *área de la armadura de tracción de acero no pretensado (in²); (mm²).*

A'_s = *área de la armadura de compresión de acero n o pretensado (in²); (mm²).*

f_s = *esfuerzo de tracción en el acero dulce de refuerzo, en la resistencia nominal a la flexión (ksi); (MPa), como se especifica en en el Artículo 2.7.2.4.2.1* ***(5.7.2.1 AASHTO).***

f'_s = *esfuerzo de compresión en el acero dulce de refuerzo, en la resistencia nominal a la flexión (ksi); (MPa), como se especifica en en el Artículo 2.7.2.4.2.1* ***(5.7.2.1 AASHTO).***

b = *ancho de la cara en compresión del elemento; para una sección del ala en compresión, el ancho efectivo del ala es el especificado en el Artículo 2.6.4.2.6* ***(4.6.2.6 AASHTO).***

b_w = *ancho del alma (in); (mm).*

h_f = *profundidad de ala en compresión (in); (mm).*

d_p = *distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones del pretensado.*

c = *distancia entre el eje neutro y la cara comprimida (in); (mm).*

β_1 = *factor en block de esfuerzo especificado en el Artículo 2.7.2.4.2.2* ***(5.7.2.2 AASHTO).***

2.7.2.4.3.1.2 Componentes con Tendones no Adherentes

(5.7.3.1.2 AASHTO)

Para las secciones rectangulares o con alas solicitadas a flexión respecto de un eje o a flexión biaxial con carga axial como se especifica en el Artículo 2.9.1.4.4.5.4 ***(5.7.4.5 AASHTO)****, donde la distribución de esfuerzos aproximados especificados en el Artículo 2.7.2.4.2.2* ***(5.7.2.2 AASHTO)*** *son usados, los esfuerzos promedio en el acero de pretensado no adherente se puede tomar como:*

$$f_{ps} = f_{pe} + 900 \left(\frac{d_p - c}{\ell_e} \right) \leq f_{py}$$ *(2.7.2.4.3.1.2-1)* *(5.7.3.1.2-1 AASHTO)*

Siendo:

$$\ell_e = \left(\frac{2\,\ell_i}{2 + N_s} \right)$$ *(2.7.2.4.3.1.2-2)* *(5.7.3.1.2-2 AASHTO)*

Para comportamiento de sección T.

$$c = \frac{A_{ps}\, f_{ps} + A_s\, f_s - A'_s\, f'_s - 0.85 f'_c\, (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta_1 b_w}$$ *(2.7.2.4.3.1.2-3)* *(5.7.3.1.2-3 AASHTO)*

Para comportamiento de sección rectangular

$$c = \frac{A_{ps}\, f_{ps} + A_s\, f_s - A'_s\, f'_s}{0.85 f'_c \beta_1 b}$$ *(2.7.2.4.3.1.2-4)* *(5.7.3.1.2-4 AASHTO)*

Donde:

c = *distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro asumiendo que el tendón de pretensado ha entrado en fluencia, dada por las Ecuaciones2.7.2.4.3.1.2-3 y 2.7.2.4.3.1.2-4 para comportamiento de sección Te y sección rectangular, respectivamente, (in); (mm).*

ℓ_e = *longitud de tendón efectiva, (in.); (mm).*

ℓ_i = *longitud de tendón entre anclajes (in.); (mm).*

N_s = *número de articulaciones de apoyo cruzadas por el tendón entre anclajes o entre puntos de adherencia discretos.*

f_{py} = *tensión de fluencia del acero de pretensado (ksi); (MPa).*

f_{pe} = *tensión efectiva en el acero de pretensado en la sección considerada luego de todas las pérdidas (ksi); (MPa).*

2.7.2.4.3.1.3 Componentes con Ambos, Adherentes y No Adherentes, tendones

(5.7.3.1.3 AASHTO)

2.7.2.4.3.1.3a Análisis detallado

(5.7.3.1.3a AASHTO)

Excepto lo especificado en el Artículo 2.7.2.4.3.1.3b (5.7.3.1.3b AASHTO), para componentes con ambos tendones adherentes y no adherentes, el esfuerzo en el acero pretensado será calculado por un análisis detallado. El análisis tomará en cuenta la compatibilidad de la deformación entre la sección y el acero pretensado adherente. El esfuerzo en el acero pretensado no adherente tomará en cuenta el desplazamiento global compatible entre la sección adherente de tendones ubicados dentro del tramo. Secciones adherentes de tendones no adherentes pueden ser puntos de anclaje y cualquier sección adherente, tal como desviadores. Se tendrá consideración el posible resbalamiento del desviador. La resistencia de flexión nominal será calculada directamente de los esfuerzos resultantes de este análisis.

2.7.2.4.3.1.3b Análisis Simplificado

(5.7.3.1.3b AASHTO)

En lugar de del análisis detallado descrito en el Artículo anterior 2.7.2.4.3.1.3a , el esfuerzo en los tendones no adherentes puede ser conservadoramente tomado como el esfuerzo efectivo en el acero pretensado después de las pérdidas, f_{pe}. En este caso, los esfuerzos en el acero no adherente será calculado usando las ecuaciones 2.7.2.4.3.1.1-1 hasta 2.7.2.4.3.1.1-4 (5.7.3.1.1-1 hasta 5.7.3.1.1-4),con el termino $A_{ps}\, f_{pu}$ y en las ecuaciones 2.7.2.4.3.1.1-3 y 2.7.2.4.3.1.1-4 (5.7.3.1.1-3 y 5.7.3.1.1-4 AASHTO) reemplazado con los términos $A_{psb}\, f_{pu} + A_{psu}\, f_{pe}$

Donde:

A_{psb} = *área del acero pretensado adherente (in^2); (mm^2).*

A_{psu} = *área del acero pretensado no adherente (in^2); (mm^2).*

Cuando se calcula la resistencia nominal a la flexión, usando la ecuación 2.7.2.4.3.2.1-1 (5.7.3.2.2-1 AASSHTO), el esfuerzo promedio en el acero pretensado se tomará como la media ponderada de los esfuerzos en el adherente y no adherente acero pretensado, y el área total del adherente y no adherente acero pretensado será usado.

2.7.2.4.3.2 Resistencia a la Flexión

(5.7.3.2 AASHTO)

2.7.2.4.3.2.1 Resistencia a la Flexión Factorada

(5.7.3.2.1 AASHTO)

La resistencia factorada Mr se tomará como:

$$M_r = \phi M_n \qquad \text{(2.7.2.4.3.2.1-1)} \quad \text{(5.7.3.2.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

M_n = *resistencia nominal (kip-in); (N-mm)*

ϕ = *factor de resistencia especificado en el Artículo 2.7.1.1.4.2* **(5.5.4.2 AASHTO)**

2.7.2.4.3.2.2 Sección con Alas

(5.7.3.2.2 AASHTO)

Para las secciones con alas solicitadas a flexión respecto de un eje o a flexión biaxial con carga axial Artículo 2.9.1.4.4.5.4 **(5.7.4.5 AASHTO)** *para las cuales se utiliza la distribución de esfuerzos aproximada especificada en el Artículo 2.7.2.4.2.2.* **(5.7.2.2 AASHTO)** *y donde la profundidad del ala en compresión es menor que a = $\beta_1 c$, tal como se determina con las ecuaciones 2.7.2.4.3.1.1-3, 2.7.2.4.3.1.1-4, 2.7.2.4.3.1.2-3, ó 2.7.2.4.3.1.2-4, la resistencia de flexión nominal puede ser tomada como:*

$$M_n = A_{ps} f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_s\left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A'_s f'_s\left(d'_s - \frac{a}{2}\right) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right)$$

(2.7.2.4.3.2.2-1) *(5.7.3.2.2-1 AAHSTO)*

Donde:

A_{ps} = *área del acero de pretensado (in²); (mm2)*

f_{ps} = *tensión media en el acero de pretensado a la resistencia nominal a la flexión especificada en la Ecuación 2.7.2.4.3.1.1-1 (ksi); (MPa)* **(5.7.3.1.1-1 AASHTO)**

d_p = *distancia de la fibra extrema a compresión al centroide de los tendones (in); (mm)*

A_s = *área de la armadura a tracción no pretensada (in²); (mm²)*

f_s = *esfuerzo en la armadura a tracción en la resistencia a la flexión nominal (ksi); (MPa); tal como se especifica en el Artículo 2.7.2.4.2.1* **(5.7.2.1 AASHTO)**

d_s = *distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del refuerzo traccionado no pretensada (in); (mm)*

A'_s = *área del refuerzo a compresión (in²); (mm²)*

f'_s = *esfuerzo en el refuerzo a compresión en la resistencia a flexión nominal (ksi), como se especifica en el Artículo 2.7.2.4.2.1* **(5.7.2.1 AASHTO).**

d'_s = *distancia de la fibra extrema a compresión al centroide de la armadura a compresión (in); (mm)*

f'_c = *resistencia la compresión especificada del concreto a los 28 días, a no ser que se especifique otra edad (ksi); (MPa).*

b = *ancho de la cara de compresión del miembro, para una sección del ala en compresión, el ancho efectivo del ala está especificada en el Artículo 2.6.4.2.6* **(4.6.2.6.1 AASHTO)**

b_w = *ancho del alma o diámetro de una sección circular (in); (mm).*

h_f = *profundidad del ala en compresión en un miembro. I ó T (in); (mm).*

β_1 = *factor en el esfuerzo del block especificado en el Artículo 2.7.2.4.2.2* *(5.7.2.2 AASHTO)*

a = $c\beta_1$*; profundidad del bock de esfuerzos equivalente (in); (mm).*

2.7.2.4.3.2.3 Secciones Rectangulares

(5.7.3.2.3 AASHTO)

Para las secciones rectangulares solicitadas a flexión respecto de un eje y para flexión biaxial con carga axial Artículo 2.9.1.4.4.5.4 (5.7.4.5 AASHTO) para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el Artículo 2.7.2.4.2.2 (5.7.2.2 AASHTO) y si la altura del ala comprimida no es menor que $a = \beta_1 c$ según lo determinado de acuerdo con la ecuación 2.7.2.4.3.1.1-4 ó 2.7.2.4.3.1.2-4, la resistencia nominal a la flexión Mn se puede determinar utilizando las Ecuaciones 2.7.2.4.3.1.1-1 a 2.7.2.4.3.2.2-1 en cuyo caso b_w se deberá tomar como b.

2.7.2.4.3.2.4 Otras Secciones Transversales

(5.7.3.2.4 AASHTO)

Para las secciones transversales diferentes a las secciones con alas o esencialmente rectangulares con eje de simetría vertical o para las secciones solicitadas a flexión biaxial sin carga axial, la resistencia nominal a la flexión, Mn, se deberá determinar mediante un análisis basado en las hipótesis especificadas en el Artículo 2.7.2.4.2 (5.7.2 AASHTO) También se aplicarán los requisitos del Artículo 2.9.1.4.4 (5.7.3.3 AASHTO)

2.7.2.4.3.2.5 Enfoque Basado en la Compatibilidad de las Deformaciones

(5.7.3.2.5 AASHTO)

Alternativamente, la aproximada compatibilidad de las deformaciones puede ser usada si se requiere cálculos más precisos Los requisitos apropiados del Artículo 2.7.2.4.2.1 (5.7.2.1 AASHTO) serán aplicados.

Los esfuerzos y la correspondiente deformación específica en cualquier capa de armadura considerada se puede tomar de cualquier fórmula o gráfica representativa de la relación tensión deformación para armadura no pretensada y cables de pretensado.

2.8 CIMENTACIONES

(10 AASHTO)

2.8.0 Alcance

(10.1 AASHTO)

Los requisitos de esta sección se deberán aplicar para el diseño de zapatas, pilotes hincados, pilotes perforados y fundación con micropilotes.

Si se han de seleccionar procedimientos de cálculo de resistencia diferentes a los especificados en el presente documento, se deberá considerar la base probabilística de estas Especificaciones, la cual produce una combinación interrelacionada de las cargas, los factores de carga, los factores de resistencia y la confiabilidad estadística. Se pueden utilizar otros métodos, especialmente si estos métodos han sido reconocidos localmente y se consideran adecuados para las condiciones regionales, siempre que se considere la naturaleza estadística de los factores indicados anteriormente a través del uso consistente de la teoría de la confiabilidad y que sean aprobados por el Propietario.

La especificación de métodos de análisis y cálculo de resistencia para las fundaciones incluidas en el presente documento no implica que las verificaciones en obra y/o la reacción a las condiciones reales correspondientes a la obra ya no serán necesarias. Las prácticas tradicionales de diseño y construcción de las fundaciones siempre deben ser consideradas, aun cuando se diseñe de acuerdo con estas Especificaciones.

2.8.0.1 Propiedades del Suelo y Rocas

(10.4 AASHTO)

2.8.0.2 Información Necesaria

(10.4.1 AASHTO)

Los requerimientos del proyecto deben ser bien analizados para determinar el tipo y cantidad de información a ser desarrollada durante la exploración geotécnica.

El análisis consistirá en lo siguiente:

- *Identicar los requerimientos de diseño y constructibilidad. Por ejemplo: proveer grado de separación,soporte de cargas de la superestrcutura del puente,proveer para excavación en seco,y los efectos sobre la información geotécnica necesaria*
- *Identificar el criterio de desempeño. Por jemplo: límites de asentamiento, relación de dificultades, proximidad de estruturas adyacentes*
- *Identificar las Áreas geológicas que afectan al sitio a explorar e indentificar Áreas potenciales de variabilidad geologica*
- *Identificar las Áreas hidrológicas que afecten al sitio a explorar. Por ejemplo: potencial erosion o socavación*
- *Desarrollar secuencias factibles y fases de construcción y su efecto sobre la información geotécnica necesaria*
- *Identificar análisis de ingeniería a ser desarrollada, ejemplo, capacidad de carga, asentamiento, estabilidad global*
- *Identificar propiedades y parámetros de ingeniería para estos análisis*
- *Determinar métodos para obtener parámetros y evaluar la validez de tales métodos para los tipos de materiales y merodos de construcción*
- *Determinar el número de pruebas y muestras necesarias y su apropiada localización.*

2.8.0.3 Exploración del Subsuelo

(10.4.2 AASHTO)

Se deberán llevar a cabo exploraciones del subsuelo para obtener la información necesaria para el diseño y construcción de las fundaciones.El alcance de la exploración deberá estar basada en la variabilidad de las condiciones del subsuelo, tipo de estructura, y cualquier requerimiento del proyecto que pueda afectar el diseño de la fundación y su construcción. El programa de exploración será bastante exhaustivo para demostrar la naturaleza y tipos de depósitos de suelos y/o formaciones rocosas encontradas, las propiedades de ingeniería de suelos y/o rocas, el potencial de licuefaccion y las condiciones de la napa freática. El programa de exploración de exploración debe ser suficiente para identificar y delinear las condiciones problemáticas del subsuelo como formaciones cársticas, áreas de desechos mineros, suelos excpansivos/colapsables, rellenos existentes o áreas baldías, etc.

Las perforaciones serán suficientes en número y profundidad para establecer un perfil estratigráfico longitudinal y transversal confiable, en las áreas de la ubicación de las estructuras de la cimentación y adyacentes al lugar de trabajo, y para investigar cualquier peligro geológico adyacente que pueda afectar el comportamiento de la estructura.

Como mínimo el programa de exploración del subsuelo y programa de ensayos deberán obtener información adecuada para analizar la estabilidad de la cimentación y asentamiento con respecto a:

- *Formación geologica presente*
- *Ubicación y espesor de las unidades de suelo y roca*
- *Propiedades ingenieriles de las unidades de suelo y roca, tales como el peso unitario, resistencia al corte y compresibilidad*
- *Condiciones del agua subterranea*
- *Topografía del terreno de la superficie, y*
- *Consideraciones locales, por ejemplo, licuefactibles, expansivos o dispersivos depósitos de suelos, cavidades subterráneas por actividades mineras o taludes potencialmemnte inestables*

La tabla 2.8.0.3-1 (10.4.2-1 AASHTO) se utilizará como un punto de partida para determinar la ubicación de los puntos de exploración.El programa final de exploración se ajustará basado en la variabilidad de las condiciones anticipadas del subsuelo también como la variabilidad observada durante el programa de exploración.Si se determina que las condiciones son variables el programa de exploración será incrementado con relación a los requerimientos de la tabla 2.8.0.3-1 (10.4.2-1 AASHTO) con el objeto de establecer un perfil estratigráfico confiable transversal y longitudinal. Si se observa que las condiciones son homogéneas o tiene un impacto mínimo sobre el comportamiento de la cimentación, puede considerarse un programa de exploración reducido respecto a lo que está especificado en la tabla.

Los hoyos de las perforaciones no deben ser dejados sin ser tapados lo mismo con los hoyos de las prospecciones.

Laboratorio y/o pruebas en sitio serán llevadas a cabo para determinbar la resistencia, deformaciones y características de permeabilidad de suelos y/o rocas y su utilidad para las cimentaciones propuestas.

Tabla 2.8.0.3-1 *Profundidad y Número de Puntos de Exploración, Mínimos, Para Cimentación de Estructuras. Original:* Tabla 10.4.2.1 AASHTO LRFD 2010

(Tabla 10.4.2-1 AASHTO)

Aplicación	***Ubicación y Número Mínimo de Puntos de Exploración.***	***Profundidad Mínima de Exploración***
Muros de contención	*Mínimo, un punto de exploración por cada muro de contención. Para muros de contención de más de 100 ft (30 m) de longitud, se requerirán puntos de exploración espaciado alternativamente delante y detrás del eje longitudinal del muro, espaciados entre 100 y 200 ft (30 y 60 m).* *Para muros anclados, adicionalmente se ubicarán puntos de exploración en la zona de anclaje, espaciados de 100 y 200 ft (30 y 60 m).* *Para muros tipo "soil-nailed. Serán necesarios adicionalmente, puntos de exploración a una distancia de 1.0 a 1.5 veces la altura posterior del muro, espaciados entre 100 y 200 ft (30 y 60 m)*	*Investigar hasta una profundidad por debajo del muro hasta donde el incremento de esfuerzos debido a la carga estimada en la zapata, sea menor al diez por ciento del esfuerzo de sobrecarga efectivo (presión efectiva) existente a una profundidad por debajo de la cimentación, entre una a dos veces la altura del muro. La profundidad de exploración debe penetrar totalmente suelos blandos altamente compresibles, por ejemplo, turba, limo orgánico, o suelos blandos o de grano fino, hasta encontrar material competente con capacidad de soporte suficiente, como suelo cohesivo duro o rígido, suelo no cohesivo, denso, o el basamento rocoso.*
Cimentación Superficial	*Por una unidad de subestructura, por ejemplo pilares o estribos, con anchos menores o iguales a 100 ft (30 m), un mínimo de un punto de exploración por unidad de subestructura. Para subestructuras con anchos mayores a 100 ft (30 m), un mínimo de 2 puntos de exploración por unidad de subestructura* *Puntos adicionales de exploración serán requeridos, en caso se encuentren condiciones del subsuelo erráticas (p.e. presencia de suelos blandos alternando con suelos de mejor calidad, con espesores variables, que impiden tomar una decisión respecto al nivel de cimentación).*	*La profundidad de exploración debe ser:* • *Lo suficientemente grande como para atravesar totalmente suelos no adecuados para cimentación, por ejemplo, turba, limo orgánico, o suelos blandos de grano fino, y encontrar material competente con capacidad de soporte suficiente, como suelo cohesivo duro o rígido, suelo no cohesivo denso o el basamento rocoso.* • *Al menos a una profundidad por debajo de la cimentación en la que el incremento de esfuerzos debido a la carga estimada en la zapata sea menor al diez por ciento del esfuerzo de sobrecarga efectivo (presión efectiva).* • *Si el basamento rocoso es encontrado antes de la profundidad requerida por el segundo criterio indicado anteriormente, la profundidad de exploración debe ser hasta penetrar por lo menos 10 ft (5.0 m) en el basamento rocosa, pero la exploración en este nivel, debe ser lo suficiente como para caracterizar la compresibilidad del material de relleno en las discontinuidades horizontales, de ser necesario.* *Nota: Donde se encuentre condiciones altamente variables del basamento rocoso (p.e. intercalación de rocas sedimentarias, de calidad variable, como lutitas con areniscas y/o lodolitas) o en áreas donde es probable la presencia de grandes bloques de roca, puede requerir de más de 10 ft (5.0 m) de muestra de roca para verificar la calidad del basamento rocoso.*

Aplicación	*Ubicación y Número Mínimo de Puntos de Exploración.*	*Profundidad Mínima de Exploración*
Cimentación Profunda	*Para una unidad de subestructura, por ejemplo pilares o estribos, con anchos menores o iguales a 100 ft (30 m), un punto de exploración mínimo por unidad de subestructura. Para anchos mayores a 100 ft (30 m), un mínimo de 2 puntos de exploración por unidad de subestructura.* *Puntos adicionales de exploración serán requeridos, en caso se encuentren condiciones del subsuelo erráticas (p.e. presencia de suelos blandos alternando con suelos de mejor calidad, intercalación de rocas sedimentarias de calidad variable (p.e. presencia de estratos de lutitas con areniscas y/o lodolitas, con espesores variables), que impiden tomar una decisión respecto al nivel de cimentación), especialmente para el caso de pilotes excavados en roca.* *Para reducir el riesgo de diseño y construcción debido a la variabilidad de condiciones del subsuelo y la posibilidad de reclamo de la construcción, al menos una exploración por eje debe ser considerado para ejes de gran diámetro (ejem. Diámetro mayor que 5 ft), sobre todo cuando los ejes están encajados en la roca*	*En suelos, la profundidad de perforación debe ser como mínimo 20 tf (6.0 m) por debajo de la punta del pilote, o un mínimo de dos veces la máxima dimensión del grupo de pilotes, el que sea más profundo.* *Todos los sondeos deberán extenderse a través de los estratos inadecuados, como rellenos no consolidados, turba, materiales altamente orgánicos, suelos de grano fino blandos y suelos de grano grueso sueltos, hasta alcanzar materiales duros o densos.* *Para pilotes en roca, se debe obtener un mínimo de 10 ft (5.0 m) de testigo de roca, en cada punto de exploración, a fin de verificar que la perforación no termine en un bloque aislado de roca o un bolón.* *Para pilotes excavados que se apoyarán sobre un nivel rocoso o se extiendan dentro de la roca, el testigo de roca debe ser mínimo de 5.0 m o tres veces el diámetro del pilote aislado, o dos veces la máxima dimensión del grupo de pilotes, el que sea más profundo; se extenderá por debajo de la punta del pilote previsto para determinar las características físicas de la roca dentro de la zona de influencia de fundación.* *Nota: Donde se encuentre condiciones altamente variables del basamento rocoso (p.e. intercalación de rocas sedimentarias, de calidad variable, como lutitas con areniscas y/o lodolitas) o en áreas donde es probable la presencia de grandes bloques de roca, puede requerir de más de 10 ft (5.0 m) de muestra de roca para verificar la calidad del basamento rocoso.*

2.8.0.4 Factores de Resistencia

(10.5.5 AASHTO)

2.8.0.4.1 Estado Límite de Servicio

(10.5.5.1 AASHTO)

Los factores de resistencia para los estados límite de servicio deben tomarse como 1.0, excepto lo dispuesto en la estabilidad total en el ***Artículo 11.6.2.3 AASHTO***

Un factor de resistencia de 1.0 se utiliza para evaluar la capacidad de la base para cumplir con los criterios de deflexión especificados después de la socavación debido a la inundación de diseño.

2.8.0.4.2 Estado Límite de Resistencia

(10.5.5.2 AASHTO)

2.8.0.4.3.1 Generalidades

(10.5.5.2.1 AASHTO)

Los factores de resistencia para los diferentes tipos de sistemas de cimentación en el estado límite de resistencia se tomará como se especifica en los Artículos 2.8.0.4.2.2, 2.8.0.4.2.3, 2.8.0.4.2.4 y 2.8.0.4.2.5 (10.5.5.2.2, 10.5.5.2.3, 10.5.5.2.4 y 10.5.5.2.5 AASHTO), a menos que los valores específicos para

cada región o una experiencia sustancial competente está disponible para justificar los valores más altos.

La resistencia de la fundación después de la erosión debido a la inundación de diseño deberá proporcionar una adecuada resistencia a la fundación utilizando los factores de resistencia dadas en este Artículo 2.8.0.4.2

2.8.0.4.3.2 Zapatas Extendidas

(10.5.5.2.2 AASHTO)

Los factores de resistencia proporcionados en la Tabla 2.8.1.1.12.6-1 (10.5.5.2.2-1 AASHTO) del presente Manual, se utilizarán para el diseño de zapatas extendidas en el estado límite de resistencia, con la excepción de las desviaciones permitidas para las prácticas locales y las consideraciones específicas de lugar indicadas en el Artículo 2.8.0.4 (10.5.5.2. AASHTO), Ver tabla 2.8.1.1.12.6-1 (10.5.5.2.2-1 AASHTO).

2.8.0.4.3.3 Pilotes Hincados

(10.5.5.2.3 AASHTO)

Los factores de resistencia serán seleccionados de la Tabla 2.8.2.1.1.6.6.3a -1 (10.5.5.2.3-1 AASHTO) del presente Manual, basada en el método utilizado para la determinación del criterio del hincado, para alcanzar la capacidad portante nominal requerida del pilote.

En cuanto a las pruebas de carga y pruebas dinámicas con coincidencia de señal, el número de pruebas a ser llevadas a cabo para justificar los factores de resistencia seleccionados en el diseño, se basarán sobre la variabilidad de las propiedades y estratificación geológica del sitio a la que los resultados de la prueba se han de aplicar.

Un sitio de se definirá como un lugar del proyecto, o una porción de él, donde las condiciones del subsuelo pueden ser caracterizadas como geológicamente similares en términos de la estratificación del subsuelo, ejm. secuencia, espesores e historia geológica de estratos, y condiciones del agua subterránea.

Nota que un Sitio tal como se define en el presente documento puede ser sólo una parte del área en la cual la estructura (o estructuras) están ubicadas. Para los sitios donde las condiciones son muy variables, un sitio podría aun estar limitado para un simple pilar.

2.8.0.4.3.4 Pilotes Perforados

(10.5.5.2.4 AASHTO)

Los factores de resistencia serán seleccionados basándose en el método utilizado para la determinación de la resistencia nominal del pilote. Al seleccionar un factor de resistencia para pilotes en suelos arcillosos u otras formaciones fácilmente perturbados, se considerará la experiencia local con las formaciones geológicas y con las prácticas de construcción típica del pilote.

Donde los factores de resistencia proporcionados en la Tabla 2.8.2.1.4.1.5.-1 (10.5.5.2.4-1 AASHTO) se van a aplicar a un solo pilote de soporte de un puente con un pilote, los valores del factor de resistencia es preciso reducir en el 20%. Cuando el factor de resistencia se reduce de esta manera, el factor n_R dispuesto en el Artículo 2.3.2.4 (1.3.4 AASHTO), no se incrementará para hacer frente a la falta de redundancia en la fundación.

El número de ensayos de carga estática que se llevaron a cabo para justificar los factores de resistencia proporcionados en la Tabla 2.8.2.1.4.1.5.-1 (10.5.5.2.4-1 AASHTO) se basa en la variabilidad de las propiedades y la estratificación geológica del sitio al que los resultados de las pruebas se van a aplicar. Un sitio, con el fin de evaluar variabilidad, se define como un sitio de proyecto, o una parte de ella, donde geológicamente es similar en cuanto a la estratificación del subsuelo; es decir secuencia, el espesor y la historia geológica de los estratos, las propiedades de ingeniería de los estratos, y condiciones de aguas subterráneas. Ver tabla 2.8.2.1.4.1.5-1 (10.5.5.2.4-1 AASHTO), en el presente Manual.

2.8.0.4.3.5 Micropilotes

(10.5.5.2.5 AASHTO)

Los factores de resistencia serán seleccionados de (Tabla 10.5.5.2.5.1 AASHTO) basado en el método utilizado para determinar la resistencia nominal del pilote axial. Si los factores de resistencia proporcionados en la (Tabla 10.5.5.2.5-1 AASHTO) han de aplicarse a los pilotes en potencialmente suelos vulnerables, los suelos de alta plasticidad, la debilidad de la roca, u otro tipo de tierra marginal, los valores del factor de resistencia de la tabla deben ser reducidos por el 20 % para reflejar una mayor incertidumbre de diseño.

Tabla: 2.8.0.4.2.5-1 *Factores de Resistencia para la Resistencia Geotécnica de Micropilotes Cargados Axialmente.* *(10.5.5.2.5 -1 AASHTO)*

Estado Límite	Método / Condición del Terreno	Factor de Resistencia
Resistencia a la compresión de un sólo micro pilote, ϕ_{stat}	La resistencia lateral (resistencia de unión): valores presuntos	0.55(1)
	Resistencia de punta del pilote sobre la roca O'Neill y Reese (1999)	0.50
	Resistencia lateral y resistencia de punta. Prueba de Carga	Valores de la tabla 2.8.2.1.1.6. 6.3a-1, pero no mayor que 0.70
Falla del bloque, ϕ_{bl}	Arcilla	0.60
Resistencia al levantamiento de un sólo micro pilote, ϕ_{up}	Valores presuntos.	0.55(1)
	Prueba de carga de tensión	Valores de la tabla 2.8.2.1.1.6. 6.3a-1, pero no mayor que 0.70
Resistencia al levantamiento del grupo de Micro pilotes ϕ_{ug}	Arena y arcilla	0.50

1) *Aplicar los valores presuntivos del enlace de la lechada en el terreno para los diseños Preliminares solamente en Artículo C10.9.3.5.2.*

Tabla: 2.8.0.4.2.5-2 *Factores de Resistencia para la Resistencia Estructural de Micropilotes Cargados Axialmente*

(10.5.5.2.5 -2 AASHTO)

Sección / Condición de Carga		Factor de Resistencia
Pilote de longitud entubado	Tensión, φ_{TC}	0.80
	Compresión, φ_{CC}	0.75
Pilote de longitud sin entubar	Tensión, φ_{TU}	0.80
	Compresión, φ_{CU}	0.75

2.8.0.4.3 Estados Límite Extremos

(10.5.5.3 AASHTO)

2.8.0.4.3.1 Generalidades

(10.5.5.3.1 AASHTO)

El diseño de bases en El Estado Límite Extremo, serán consistentes con el fin de evitar que la estructura colapse y que la seguridad vial esté protegida.

2.8.0.4.3.2 Socavación

(10.5.5.3.2 AASHTO)

Los requisitos de los Artículos 1.2.3a y 2.4.3.8.3.4 (2.6.4.4.2 y 3.7.5 AASHTO), se aplicará a las condiciones de cimentación modificados por la socavación. Se tomarán los factores de resistencia en el estado límite de resistencia como se especifica en este documento. Los factores de resistencia en el evento extremo deben tomarse como 1.0, excepto que para la resistencia al levantamiento de los pilotes y pilotes perforados, el factor de resistencia se tomará como 0.80 o menos.

La fundación debe resistir no sólo las cargas aplicadas que le llegan de la estructura, sino también las cargas de desechos, escombros, que se producen durante el evento de inundación.

2.8.0.4.3.3 Otros Estados Límites Extremos

(10.5.5.3.3 AASHTO)

Los factores de resistencia para el Estado Límite Extremo, incluyendo el diseño de fundaciones para resistir cargas sísmicas, hielo, vehículos o las cargas de impacto de buques, deberán tomarse como 1.0. Para la resistencia al levantamiento de los pilotes y pilotes perforados, el factor de resistencia se tomará como 0.80 o menos.

2.8.1 Zapatas (Spread Footing: Cimiento Extendido)

(10.6 AASHTO)

2.8.1.1 Consideraciones Generales

(10.6.1 AASHTO)

2.8.1.1.1 Aplicación

(10.6.1.1 AASHTO)

Lo dispuesto en esta sección se aplicará al diseño de zapatas aisladas, zapatas combinadas y plateas de cimentación, con el objeto de soportar columnas, paredes y otras subestructuras y otros elementos de la superestructura.

Las zapatas asentadas sobre rellenos requerirán de especial atención, para estar seguros que la calidad del relleno debajo de la zapata es bien controlada y de calidad adecuada en términos de resistencia al corte y compresibilidad para soportar las cargas de la zapata. Cabe la alternativa que el material de relleno que no es apropiado se reemplace por otro material apropiado debidamente compactado u otra alternativa de fundación con estudio comparativo de costos.

Las zapatas se deberían diseñar de manera que la presión debajo de la zapata sea tan uniforme como sea posible. La distribución de la presión del suelo deberá ser consistente con las propiedades del suelo o la roca y la estructura y con los principios establecidos de la mecánica de suelos y de rocas.

Las zapatas deberán estar proporcionadas y diseñadas tal que el soporte del suelo o roca provea adecuada resistencia nominal, considerando ambos el potencial por capacidad adecuada de resistencia y el potencial por asentamiento, bajo todos los estados límites aplicables en acuerdo con lo provisto en esta sección.

Las zapatas deberán ser proporcionadas y localizadas para mantener la estabilidad bajo todos los estados límites aplicables considerados pero no necesariamente limitado para volteo (excentricidad), deslizamiento, levantamiento, estabilidad global y pérdida de soporte lateral.

2.8.1.1.2 Presiones de Contacto

Las zapatas serán diseñadas para mantener las presiones máximas del suelo y/o de la roca dentro de valores admisibles. También serán diseñadas para prevenir asentamientos. Del mismo modo, si las zapatas están soportadas por pilotes o pilares excavados, el espaciamiento de estos elementos deberá asegurar en lo posible cargas similares sobre los elementos de la cimentación profunda.

2.8.1.1.3 Cimentaciones No Rectangulares

(5.13.3.1 AASHTO)

Las zapatas que soportan columnas o pilares no rectangulares serán diseñadas con la hipótesis que las columnas o pilares actúan como elementos cuadrados con un área equivalente para la ubicación de las secciones críticas de momento, corte y anclaje del refuerzo en las zapatas.

2.8.1.1.4 Nivel de Cimentación

(10.6.1.2 AASHTO)

Cuando existe la probabilidad de socavación, erosión o debilitamiento, el fondo de cimentación de la zapata se ubicará en un nivel por debajo de la profundidad máxima de la socavación, erosión o debilitamiento tal como se especifica en los Artículos 1.2.3. y 1.3.3 de este Manual .

Las zapatas deberán estar cimentadas debajo de la línea de las heladas. El nivel de probable helada se deberá determinar en base a datos de penetración de heladas locales o regionales.

Se tomarán las medidas necesarias en caso de uso de geotextiles o filtros granulares para reducir la posibilidad de sifonamiento o para su uso con fines de relleno en el estribo. Deberán considerarse los efectos de explosiones en el caso de cimentaciones sobre roca, si es que son contemplados en el proceso constructivo.

Las zapatas que no están expuestas a la acción de las corrientes de agua se deberán fundar sobre una fundación firme debajo del nivel de congelamiento o sobre una fundación firme que se haya protegido contra las heladas sobreexcavando el material susceptible a las heladas hasta un nivel debajo de la línea de las heladas y reemplazándolo por material no susceptible a las heladas. Se debería considerar el uso ya sea de un geotextil o bien de una capa de filtro granular graduado para reducir la susceptibilidad a la tubificación en el rip-rap o relleno detrás de los estribos.

2.8.1.1.5 Consideración del Nivel Freático

(10.6.1.6 AASHTO)

Las cimentaciones serán diseñadas considerando el nivel freático mayor esperado, evaluándose su influencia sobre la capacidad de los suelos y/o roca y los asentamientos.

Si hay fuerzas de filtración éstas también se deberán incluir en los análisis.

2.8.1.1.6 Fuerzas de Levantamiento

(10.6.1.7 ASHTO)

En caso de cimentaciones sometidas a fuerzas de levantamiento, será evaluada su resistencia estructural y su resistencia al levantamiento.

2.8.1.1.7 Anclaje de Zapatas Inclinadas

(10.6.1.5 ASHTO)

Las zapatas ubicadas sobre superficies de roca maciza lisa inclinadas, poco rugosas y que no están restringidas por una sobrecarga de material resistente serán fijadas mediante anclajes para la roca,

bulones para roca, clavijas, dowels u otros medios adecuados. Si la remoción de la roca se realiza en grandes áreas mediante explosiones, se evitará cualquier tipo de anclajes superficiales.

2.8.1.1.8 Cercanía a Estructuras Existentes

(10.6.1.8 ASHTO)

Si la cimentación se encuentra ubicada cerca a las estructuras existentes, el análisis de la cimentación será ampliado para evaluar la influencia de las estructuras existentes sobre la cimentación y el efecto de la cimentación sobre tales estructuras.

2.8.1.1.9 Propiedades del Suelo y de la Roca

Para el diseño de las cimentaciones se requerirán las propiedades del suelo y de la roca que definen su resistencia y compresibilidad. Los análisis para evaluar la estabilidad y los asentamientos de la cimentación se realizarán en base a las propiedades calculadas a partir de ensayos de campo y/o laboratorio. Valores referenciales podrán ser empleados solamente en los análisis en el estado límite de servicio, en los casos indicados en esta sección.

2.8.1.1.10 Dimensiones Efectivas de Cimentación

(10.6.1.3 ASHTO)

Para zapata cargada excéntricamente, una reducida área efectiva, B´x L´, dentro de los límites físicos de ella, deberá ser usada en diseños geotécnicos para asentamientos o capacidad de carga. El punto de aplicación de la carga estará en el centroide de la reducida área efectiva ver figura 2.8.1.1.10-1 ***(10.6.1.3-1 AASHTO).***

Las dimensiones reducidas para una zapata rectangular cargada excéntricamente se tomara como:

$$B' = B - 2e_B, \qquad L' = L - 2e_L$$ *2.8.1.1.10-1* *(10.6.1.3-1 AASHTO)*

Donde:

e_B = *excentricidad paralela a la dimensión B (ft).*

e_L = *excentricidad paralela a la dimensión L (ft).*

Las zapatas bajo cargas excéntricas deberán ser diseñadas para asegurar que la capacidad de resistencia factorada no es menor que el efecto de la carga solicitante en todos los estados límites aplicables.

Las zapatas que no son rectangulares, un procedimiento similar deberá ser usado basado en los principios especificados arriba.

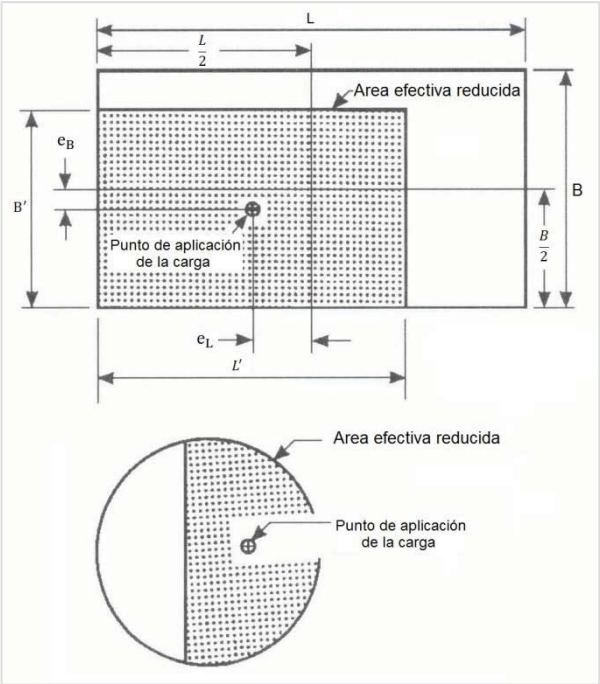


Figura 2.8.1.1.10-1 *Dimensiones de zapata reducida*

(Figura C10.6.1.3-1 AASHTO)

Comentario:

Las zapatas que no son rectangulares, tal como la zapata circular mostrada en la figura, el área efectiva reducida es siempre cargada concéntricamente y puede ser estimada por aproximación y criterio. Cada una de las aproximaciones podría ser efectuada asumiendo un tamaño de zapata rectangular reducida teniendo la misma área y centroide que el área sombreada de la zapata circular mostrada en la figura.

2.8.1.1.11 Distribución de Esfuerzos de Apoyo

(10.6.1.4 AASHTO)

Cuando las dimensiones de la zapata son proporcionadas para lograr los requerimientos de resistencia al asentamiento y apoyo para todos los estados límites aplicables, la distribución de los esfuerzos de apoyo en el área efectiva deberá ser asumida como:

- *Uniforme para zapatas en suelos, o*
- *Linealmente variable, esto es, triangular o trapezoidal como sea aplicable, para zapatas en roca.*

La distribución de esfuerzos en el diseño estructural de la zapata es triangular o trapezoidal para carga excéntrica, basado sobre cargas factoradas que se usarán en las condiciones de apoyo tanto para suelos como para roca.

La distribución de esfuerzos será determinado como se especifica en Artículo 2.8.1.1.12 ***(11.6.3 AASHTO)*** *que a continuación se describe:*

2.8.1.1.12 Capacidad de Carga y Estabilidad en el Estado Límite de Resistencia

(11.6.3 AASHTO)

2.8.1.1.12.1 Requisitos Generales

(11.6.3.1 AASHTO)

Los estribos y muros de sostenimiento se deberán dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por aplastamiento, vuelco y deslizamiento.

También se deberá investigar la estabilidad global de las zapatas profundas usando la combinación de carga de servicio I, también la estabilidad ante la socavación.

2.8.1.1.12.2 Capacidad de Carga

(11.6.3.2 AASHTO)

La capacidad de carga se deberá investigar en el estado límite de resistencia utilizando cargas y resistencias factoradas, y asumiendo las siguientes distribuciones de la presión del suelo:

- *Si el muro es soportado por una fundación en suelo:*

  La tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área de una base efectiva como se ilustra en la Figura 2.8.1.1.12.2-1 o ***(Figura 11.6.3.2-1 AASHTO)***

La presión vertical se deberá calcular de la siguiente manera:

$$\sigma_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e} \qquad \textit{2.8.1.1.12.2-1 (11.6.3.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

ΣV = *sumatoria de las fuerzas verticales y las demás variables son como se define en la Figura 2.8.1.1.12.2-1.*

- *Si el muro es soportado por una fundación en roca:*

  La presión vertical se deberá calcular suponiendo una presión distribuida linealmente sobre el área de una base efectiva como se ilustra en la Figura 2.8.1.1.12.2-2 ***(Figura11.6.3.2-2 AASHTO).*** *Si la resultante cae dentro del tercio central de la base,*

$$\sigma_{vmax} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 + 6\frac{e}{B}\right) \qquad \textit{2.8.1.1.12.2-2 (11.6.3.2-2 AASHTO)}$$

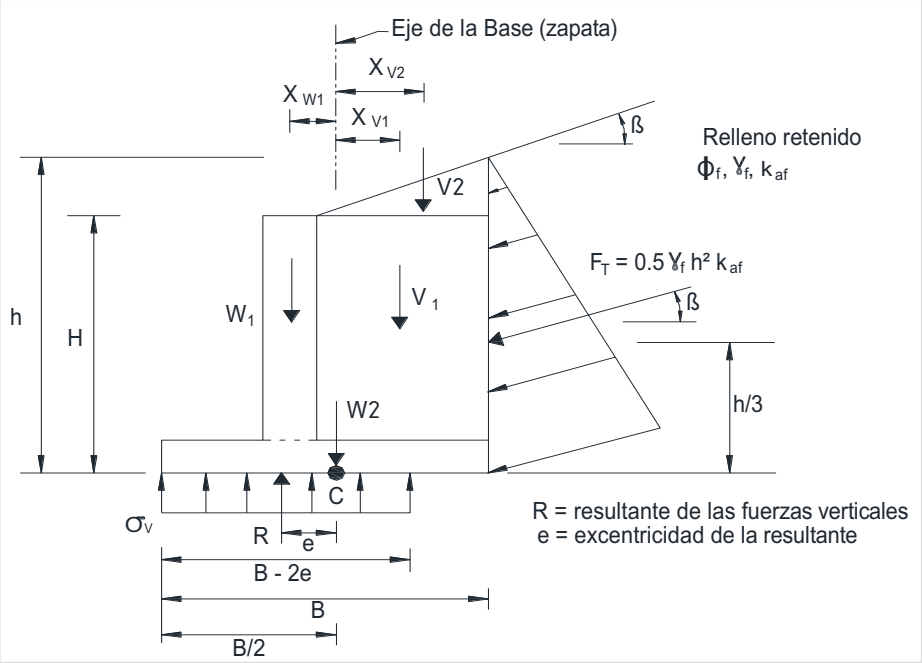
$$\sigma_{vmin} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 - 6\frac{e}{B}\right) \qquad \textit{2.8.1.1.12.2-3 (11.6.3.2-3 AASHTO)}$$

Donde las variables son como se definen en la figura 2.8.1.1.12.2-2; ***Figura11.6.3.2-2 AASHTO)****. Si la resultante cae fuera del tercio central de la base:*

$$\sigma_{vmax} = \frac{2\Sigma V}{3[(B/2) - e\,)]} \qquad \textit{2.8.1.1.12.2-4 (11.6.3.2-4 AASHTO)}$$

$$\sigma_{vmin} = 0 \qquad \textit{2.8.1.1.12.2-5 (11.6.3.2-5 AASHTO)}$$

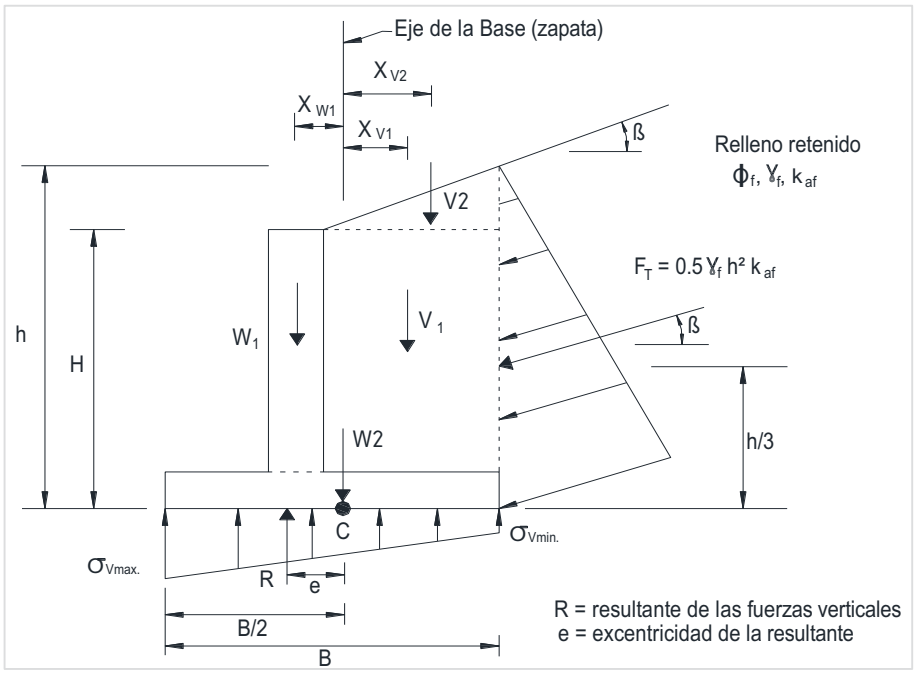
Donde las variables son como se definen en la Figura 2.8.1.1.12.2-2; 0, ***(Figura 11.6.3.2-2 AASHTO)***



Sumando momentos alrededor del punto C:

$$e = \frac{(F_T cos\beta)\, h/3 - (F_T sen\beta)\, B/2 - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 X_{W1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T sen\beta}$$

Figura 2.8.1.1.12.2-1 *Criterios para determinar la presión de contacto para el caso de muros de sostenimiento convencionales con fundación en suelo.* *(Figura-11.6.3.2-1 AASHTO)*



$Si\ \ e > B/6$, σ_{vmin} *bajará a cero, y a medida que "e" aumenta también aumenta la porción del talon de la zapata la cual tiene esfuerzo vertical cero,* ***Sumando momentos respectodel punto C:***

$$e = \frac{(F_T cos\beta)\, h/3 - (F_T sen\beta)\, B/2 - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 X_{W1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T sen\beta}$$

Figura 2.8.1.1.12.2-2 *Criterios para determinar la presión de contacto para el caso de muros de sostenimiento convencionales con fundaciones en roca.* *(Figura 11.6.3.2.-2 AASHTO)*

2.3.1.1.12.3 Límites de Excentricidad

(11.6.3.3 AASHTO)

En las fundaciones en suelo la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro los dos tercios centrales del ancho de la base.

En las fundaciones sobre roca la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro de los nueve decimos centrales del ancho de la base.

Los criterios especificados para la ubicación de la resultante, junto con la investigación de la presión de contacto, reemplaza la investigación de la relación entre el momento estabilizador y el momento de vuelco. Ubicar la resultante dentro del medio central del ancho de la base, en el caso de las fundaciones en suelo se basa en el uso de la distribución plástica de la presión de contacto para el estado límite.

2.3.1.1.12.4 Erosión Subsuperficial

(11.6.3.4 AASHTO)

En el caso de los muros construidos a lo largo de ríos y arroyos, durante el diseño se deberá evaluar la socavación de los materiales de fundación, tal como se especifica en el Artículo 1.2.3 (2.6.4.4.2 AASHTO) Si se anticipan condiciones potencialmente problemáticas el diseño deberá incorporar medidas de protección adecuadas.

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.8.1.1.4 (10.6.1.2 AASHTO)

El gradiente hidráulico no deberá ser mayor que:

- *Para limos y suelos cohesivos: 0.20*
- *Para otros suelos no cohesivos: 0.30*

Si hay infiltración de agua debajo del muro se deberán considerar los efectos de las fuerzas de levantamiento e infiltración.

2.8.1.1.12.5 Resistencia Pasiva

(11.6.3.5 AASHTO)

Para los cálculos de estabilidad se deberá despreciar la resistencia pasiva, a menos que la base del muro se extienda por debajo de la profundidad de máxima socavación, regiones potencialmente afectadas por ciclos de congelamiento y deshielo u otras perturbaciones. En este último caso sólo se deberá considerar efectiva la longitud embebida debajo de la mayor de estas profundidades

Si para asegurar la adecuada estabilidad del muro se utiliza la resistencia pasiva, la resistencia pasiva calculada del suelo delante de los estribos y muros de sostenimiento convencionales deberá ser suficiente para impedir movimientos inaceptables del muro hacia delante.

La resistencia pasiva se deberá despreciar si el suelo que proporciona resistencia pasiva es o potencialmente puede ser blando, suelto o alterado, o si el suelo y el muro no están en contacto firme.

2.8.1.1.12.6 Deslizamiento

(11.6.3.6 AASHTO)

Se aplicaran los requisitos que a continuación se describen:

Se deberá investigar la falla por deslizamiento del Artículo 10.6.3.4 del AASTHO 2014, en el caso de las zapatas que soportan cargas horizontales o inclinadas y/o que están fundadas sobre una pendiente.

Para las fundaciones en suelos arcillosos se deberá considerar la posible presencia de una luz de retracción entre el suelo y la fundación. Si se incluye la resistencia pasiva como parte de la resistencia al corte requerido para resistir el deslizamiento, también se deberá considerar la posible eliminación futura del suelo delante de la fundación.

La resistencia factorada contra la falla por deslizamiento, en kips, se puede tomar como:

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_\tau R_\tau + \varphi_{ep} R_{ep}$$ *2.8.1.1.12.6 -1 (10.6.3.4-1 AASHTO)*

Donde:

R_n = *resistencia nominal al deslizamiento contra falla por deslizamiento.*

φ_τ = *factor de resistencia para resistencia al corte entre el suelo y la fundación especificado en la tabla 2.8.1.1.12.6-1 (10.5.5.2.2-1 AASHTO)*

R_τ = *resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la fundación (kips)*

φ_{ep}= *factor de resistencia para resistencia pasiva especificada en la tabla 2.8.1.1.12.6-1 (10.5.5.2.2-1 AASHTO)*

R_{ep} = *resistencia nominal pasiva del suelo disponible durante la totalidad de la vida de diseño de la estructura (kips)*

Si el suelo debajo de la zapata no es cohesivo. La resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la fundación se tomará como:

$$R_\tau = V tan\delta$$ *2.8.1.1.12.6 -2 (10.6.3.4-2 AASHTO)*

Para lo cual:

$tan\delta$= tan ϕ_f *para concreto colado contra suelo.*

= 0.8 tan ϕ_f *para zapatas de concreto prefabricado.*

Donde:

ϕ_f = *ángulo de fricción interna de suelo drenado (grados).*

V = *fuerza vertical total (kips).*

Para zapatas apoyadas sobre arcillas, la resistencia al deslizamiento puede tomarse como el menor valor entre:

- *La cohesión de la arcilla, o*
- *Cuando las zapatas están apoyadas sobre un mínimo de 6.0 in. de material granular compactado, un medio del esfuerzo normal en el interfaz entre la zapata y el suelo como se muestra en la Figura 2.8.1.1.12.6-1 para muros de sostenimiento.*

La siguiente nomenclatura se utilizará en la Figura 2.8.1.1.12.6-1 (Figura 10.6.3.4-1 AASHTO)

q_S = *resistencia al corte unitario, igual a* S_U *o 0.5* σ'_V*, cualquiera sea el valor que resulte menor.*

R_τ = *resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la fundación (kips), expresada como el área sombreada en el diagrama* q_S.

S_U = *resistencia al corte en material no drenado. (ksf).*

σ'_V = *esfuerzo vertical efectivo (ksf).*

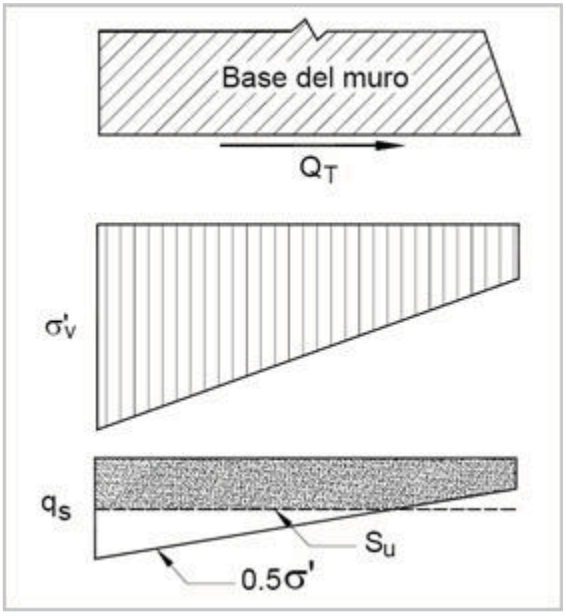


Figura 2.8.1.1.12.6-1 *Procedimiento para estimar la resistencia nominal al deslizamiento de muros en arcilla.* *(10.6.3.4-1 AASHTO)*

Tabla 2.8.1.1.12.6-1 *Factores de Resistencia para Resistencia Geotécnica de Cimentación Superficial en Estado Límite de Resistencia.* *(10.5.5.2.2-1 AASHTO)*

Método/Suelo/Condición			***Factor de Resistencia***
Capacidad de Carga	φ_b	*Método Teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla.*	*0.50*
		Método Teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT.	*0.50*
		Método Teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT.	*0.45*
		Métodos semiempíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos.	*0.45*
		Zapata en Roca.	*0.45*
		Prueba de placa.	*0.55*
Deslizamiento	φ_t	*Concreto prefabricado colocado sobre arena.*	*0.90*
		Concreto llenado en sitio sobre arena.	*0.80*
		Concreto prefabricado o llenado en sitio sobre arcilla.	*0.85*
		Suelo sobre suelo.	*0.90*
	φ_{ep}	*Componente de la presión pasiva de la tierra de resistencia al deslizamiento.*	*0.50*

2.8.1.1.13 Seguridad Contra las Fallas Estructurales

(11.6.4 AASHTO)

El diseño estructural de los elementos individuales de los muros y de los muros de fundación deberá cumplir con los requisitos de las Secciones 5, 6, 7, y 8 del AASHTO.

Los requisitos del Artículo 2.8.1.1.10 (10.6.1.3 AASHTO) se usarán para determinar la distribución de la presión de contacto para el diseño estructural de las zapatas.

2.8.1.1.14 Diseño Sísmico de Estribos y Muros de Contención Convencionales

(11.6.5 AASHTO)

2.8.1.1.14.1 Generalidades

(11.6.5.1 AASHTO)

Los muros de contención de gravedad rígidos y semirigidos y los estribos serán diseñados para reunir todos los requerimientos para las condiciones de estabilidad total, externa e interna ante las solicitaciones sísmicas. El procedimiento especificado en Artículo 11.6.2.3 AASHTO para estabilidad total, Artículo 2.8.1.1.12 (11.6.3 AASHTO) estabilidad de soporte y Artículo 2.8.1.1.12.6 (10.6.3.4 AASHTO) estabilidad ante el deslizamiento serán usadas pero incluyendo las presiones del terreno inducidas por el sísmo y fuerzas de inercia, se usará el Estado Límite de Evento Extremo I y sus respectivos factores de resistencia que se especifican en el Artículo 11.5.8 AASHTO.

Para la evaluación de la excentricidad sísmica de los muros que cimentan en suelo y roca, la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción estará dentro del tercio central de la base para $\gamma_{EQ} = 0.0$ y dentro de ocho décimas centrales para $\gamma_{EQ} = 1.0$. Para valores de γ_{EQ} entre 0.0 y 1.0 la ubicación de la resultante se obtendrá por interpolación lineal entre los valores dados en este artículo.

- γ_{EQ} *Factor de carga aplicada a la carga viva simultáneamente con las cargas sísmicas.*

Para los estribos de los puentes el diseño sísmico se llevara a cabo de acuerdo a los Artículos 5.2 y 6.7 de la "Guía de Especificaciones de la AASHTO LRFD Para Diseño Sísmico" pero con las siguientes excepciones:

- k_h *será determinado como se especifica en Artículo 2.8.1.1.14.2 (11.6.5.2 AASHTO) y*
- *La presión lateral del terreno será estimada de acuerdo con el Artículo 2.8.1.1.14.3 (11.6.5.3-AASHTO).*

La evaluación segura contra la falla estructural (es decir, estabilidad interna) para el diseño sísmico, el diseño estructural de los elementos del muro deberán cumplir con las disposiciones de las secciones 5, 6, 7 y 8 del AASHTO
La fuerza lateral total debido al sísmo será aplicada al muro y la carga de presión del terreno, P_{seis}, será determinado teniendo en cuenta el efecto combinado de P_{AE} y $P_{IR,}$ en el cual:

$$P_{IR} = k_h (W_w + W_s) \qquad \text{2.8.1.1.14.1-1 (11.6.5.1-1 AASHTO)}$$

Y donde:

P_{AE} = *fuerza de presión lateral, dinámica, del terreno.*

P_{IR} = *fuerza de inercia horizontal debido a la carga sísmica de la masa del muro.*

k_h = *coeficiente de aceleración horizontal sísmica.*

W_w = *peso de la pared.*

W_s = *peso del suelo que está inmediatamente encima del muro, incluyendo el talón del muro.*

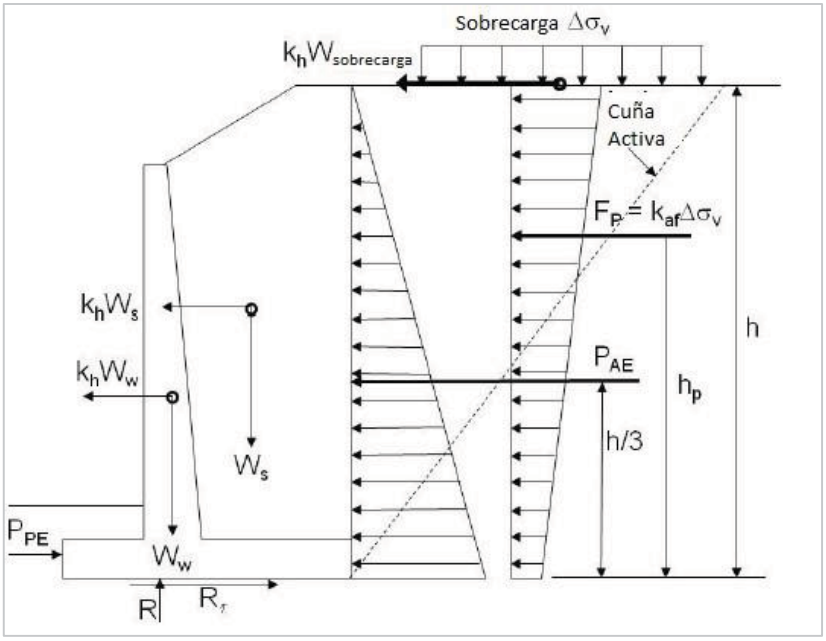
Para investigar la estabilidad de los muros de contención, considerando que los efectos de la combinación de $P_{AE\ y}$ $P_{IR,}$ no son simultáneos, la estabilidad se estudiará de la siguiente manera:

- *Combinar el 100% de la presión sísmica del terreno P_{AE} con 50% de la fuerza de inercia del muro $P_{IR,}$ y*
- *Combinar el 50% de $P_{AE,}$ pero que no sea menor que la presión estática activa del terreno ($F = (1/2)\ \gamma_f h^2 k$), con el 100% de la fuerza de inercia del muro $P_{IR.}$*

El resultado más conservador de estos dos análisis se usará para el diseño del muro de contención. Con la aprobación de la Entidad Contratante y/o el Propietario, pueden ser usados métodos numéricos más sofisticados para investigar la no simultaneidad de las dos fuerzas. Para suelos competentes que no pierden su resistencia bajo las cargas de sismo, los parámetros de resistencia estática serán usados para el diseño sísmico.

- *Para suelos cohesivos, los parámetros de esfuerzos de resistencia total, basados en pruebas de suelo no drenado serán usados en el análisis sísmico.*
- *Para suelos no cohesivos limpios, el ángulo de fricción de los esfuerzos efectivos se debe utilizar.*

Para suelos cohesivos susceptibles (inestables) o suelos no cohesivos saturados, el potencial de pérdida de fuerza inducida por el terremoto se tendrá en cuenta en el análisis.



Comentario Artículo 2.8.1.1.14.1 (11.6.5.1 AASHTO): La P_{AE} no incluye ninguna fuerza adicional lateral causada por cargas de sobrecarga permanente localizadas encima del muro (ejemplo. La fuerza estática F_p y la fuerza dinámica $k_hW_{surcharge}$ en la figura 2.8.1.1.14.1-1 (11.6.5.1-1AASHTO), en la cual $W_{surcharge}$ es el peso de la sobrecarga).

Figura 2.8.1.1.14.1-1 *Diagrama de fuerza sísmica para la evaluación de la estabilidad externa del muro de contención.* *(11.6.5.1-1 AASHTO)*

2.8.1.1.14.2 Cálculo de los Coeficientes de Aceleración Sísmica para Diseño de los Muros

(11.6.5.2 AASHTO)

2.8.1.1.14.2.1 Caracterización de la Aceleración en la Base del Muro de Contención

(11.6.5.2.1AASHTO)

El coeficiente de la aceleración sísmico horizontal (k_h) para el cálculo de los empujes laterales y cargas sísmicas se determinará sobre la base de PGA en la superficie del terreno (es decir, $k_{h0}=F_{pga}PGA = A_s$ donde k_{h0} es el coeficiente de aceleración sísmico horizontal asumiendo que el desplazamiento del muro sea cero). El coeficiente de aceleración determinado en la superficie del terreno original debe ser considerado como el coeficiente de aceleración que actúa en la base del muro. Para muros cimentados sobre Sitio con suelos Clase A o B (roca dura o blanda), k_{h0} estará basado en 1.2 veces el coeficiente de aceleración pico del suelo (es decir, 1.2 $k_{h0}=F_{pga}PGA$).

Donde PGA = Aceleración pico (máxima) del suelo (adimensional).

El coeficiente de aceleración sísmica vertical, k_v, se asumirá cero con el propósito de calcular las presiones laterales del terreno, a no ser que el muro esté significativamente afectado por efectos de alguna falla cercana, o si son relativamente altas las aceleraciones verticales que probablemente estén actuando simultáneamente con la aceleración horizontal.

2.8.1.1.14.2.2 Estimación de la Aceleración que Actúa Sobre la Masa del Muro.

(11.6.5.2.2 AASHTO)

El coeficiente de la aceleración sísmica lateral, k_h, será determinado considerando los efectos de la dispersión de la onda o amplificación del movimiento del suelo dentro del muro y la capacidad de la pared para desplazarse lateralmente. Para muros cuya alturas sean menores que 60.0 ft, el análisis seudo estático simplificado puede ser considerado aceptable para ser usado en la determinación de la masa por la aceleración de diseño del muro. Para muros más altos que 60.0 ft, un análisis de diseño de interacción de la estructura dinámica especial del suelo, será realizado para evaluar el efecto de la variación espacial de los movimientos del terreno dentro y detrás del muro y las deformaciones laterales en la masa del muro por las aceleraciones.

La altura del muro, h, se tomará como la distancia de la parte baja del talón del muro de contención a la superficie del terreno sobre el talón.

Si el muro es libre de moverse lateralmente bajo la influencia de la carga sísmica y si el movimiento lateral del muro durante el diseño sísmico es aceptable a la Entidad Contratante y/o al propietario, $k_{h0,}$ será reducido para tomar en cuenta la deformación lateral permitida del muro. La selección de una deformación lateral máxima aceptable tomará en consideración el efecto que la deformación tendrá sobre la estabilidad del muro en consideración, el nivel de comportamiento sísmico deseado y el efecto que la deformación tendría sobre cualquier instalación o estructura soportada por el muro. Donde el muro es capaz de desplazamientos de 1.0 a 2.0 in o más durante el evento sísmico de diseño, k_h puede ser reducido a $0.5k_{h0}$ sin llevar a cabo un análisis de la deformación mediante el método Newmark o una versión simplificada de él. Esta reducción en k_h será también aplicable a la investigación de la estabilidad total del muro y talud.

Un análisis del deslizamiento del block de Newmark o un análisis simplificado de ese tipo, serán usados para estimar los efectos de las deformaciones laterales, a no ser que la Entidad Contratante y/o el Propietario aprueban el uso de análisis numéricos más sofisticados para establecer la relación entre k_h y el desplazamiento del muro. El análisis simplificado de Newemark solo debe ser usado si las suposiciones usadas para desarrollarlas son válidas para el muro en consideración.

2.8.1.1.14.3 Calculo de Presiones Sísmicas Activas del Suelo

(11.6.5.3 AASHTO)

Las presiones de terrenos activos y pasivos debidos a los sismos en muros de contención de gravedad o semigravedad serán determinadas siguiendo los métodos descritos en este artículo. Las condiciones de sitio, el suelo y la geometría del muro de contención, y el movimiento sísmico del terreno determinado por el sitio de ubicación, serán consideradas cuando se seleccione el método más apropiado a aplicar.

El coeficiente sísmico (k_h) utilizado para calcular la presión sísmica del terreno, será la aceleración máxima superficial del suelo identificado en el Artículo 2.8.1.1.14.2.1 (11.6.5.2.1 AASHTO) (es decir, A_s) después de los ajustes para:1) Espectral o efectos de la onda de esparcimiento y 2) cantidades limitadas de deformación según se determine apropiado para el muro, que podría afectar todo el movimiento del muro, Artículo 2.8.1.1.14.2.2 ***(11.6.5.2.2 AASHTO.)*** *.El coeficiente de aceleración vertical (k_v) se asumirá como cero para el diseño como se especifica en el Artículo 2.8.1.1.14.2.1 (11.6.5.2.1 AASHTO).*

Para presiones activas del terreno con sismo, se usaran el Método de Mononobe- Okabe (M-O) o el Método del Equilibrio Límite Generalizado (ELG). Por la geometría del muro o las condiciones del sitio por las cuales el método (M-O) no es el adecuado, el Método ELG será usado.

El método M-O será considerado aceptable para la determinación de las presiones activas del terreno con sísmo, solamente cuando:

- *El material detrás del muro sea razonablemente aproximado a un material uniforme, formado por suelos no cohesionados dentro de la zona de la cuña, definida por 3H: 1V, en el talón del muro.*
- *El relleno no está saturado ni en una condición suficientemente floja que puede licuar durante el movimiento agitador, y*
- *La combinación de la aceleración pico del suelo y el ángulo interno no excede el ángulo de fricción del suelo detrás del muro, como se especifica en la Ecuación 2.8.1.1.14.3-1.*

$$\phi \geq i + \Theta_{MO} = i + arctan\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) \qquad \text{2.8.1.1.14.3 -1 (11.6.5.3-1 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ = *ángulo de fricción del relleno del muro.*

i = *ángulo de la pendiente del relleno (grados).*

k_h = *coeficiente de la aceleración horizontal.*

k_v = *coeficiente de la aceleración vertical.*

Una vez que K_{AE} es determinado, la fuerza activa del sísmo, P_{AE}, será determinado como:

$$P_{AE} = 0.5\gamma\, h^2\, K_{AE} \qquad \text{2.8.1.1.14.3-2 (11.6.5.3-2 AASHTO)}$$

Donde:

K_{AE} = *coeficiente sísmico de presión del terreno (adimensional).*

γ = *peso unitario del terreno detrás del muro (kips /ft3).*

h = *altura total del muro, incluyendo cualquier suelo presente como sobrecarga en la espalda del muro.*

La fuerza activa externa, computada según el Método de Equilibrio Límite Generalizado, (ELG), distribuida encima de la altura del muro (h), será usada como la presión sísmica del terreno.

La presión equivalente representando la fuerza estática total y la fuerza sísmica activa (P_{AE}) calculada por uno u otro método será distribuido usando la misma distribución que la presión estática del terreno que se usa para el diseño del muro cuando se evalúa la estabilidad externa, como se ilustra en la figura 2.8.1.1.14.1-1 (11.6.5.1-1AASHTO), pero no menor que H/3. Para el caso que se presente suelo como sobrecarga con pendiente, detrás del muro (h en fig. 2.8.1.1.14.1-1), esta fuerza será distribuida sobre el total de la altura, h.

Para sistemas complejos de muros o condiciones del sitio complejos, con aprobación de la Entidad Contratante y/o el Propietario de la obra, los métodos numéricos dinámicos de interacción estructural de los suelos (SSI), serán también considerados.

2.8.1.1.14.4 Cálculo de las Presiones Sísmicas del Suelo para Estribos y Muros Inmóviles

(11.6.5.4 AASHTO)

Para los muros de los estribos y otros muros que no presentan desplazamientos, el valor de k_h usado para calcular la presión sísmica del suelo se incrementará a 1.0 k_{k0}, a no ser que la Entidad Contratante y/o el Propietario de la obra aprueben el uso de otro análisis numérico más sofisticado para determinar la presión sísmicamente inducida del suelo actuando sobre el muro, considerando la capacidad del muro a ceder en respuesta a la carga lateral. En este caso, k_h no será corregido por desplazamiento

del muro desde que el desplazamiento se asume como cero. Sin embargo, k_h si será corregido por efectos de la dispersión de la onda, como se especifica en el Artículo 2.8.1.1.14.2.2 ***(11.6.5.2.2. AASHTO).***

2.8.1.1.14.5 Cálculo de la Presión Sísmica Pasiva del Suelo.

(11.6.5.5 AASHTO)

Para la estimación de la presión sísmica pasiva del suelo se considerará: la fricción del muro y la deformación necesaria para movilizar la resistencia pasiva y se usará una metodología de diseño en espiral de registro. El método de Mononobe-Okabe (M-O) no será utilizado para la estimación de la presión sísmica pasiva del suelo.

La presión sísmica pasiva del suelo será estimada utilizando procedimientos que consideren lo siguiente: a) la fricción entre el muro de contención y el suelo, b) la falla no lineal que se desarrolla en la superficie del suelo durante la carga de presión pasiva, c) Para muros empotrados 5.0 ft o más, las fuerzas de inercia en la zona de presión pasiva frente al muro durante el terremoto.

Para muros empotrados a una profundidad menor que 5.0 ft, la presión pasiva se calculará usando el método estático ***(3.11 AASHTO)***

Si no se cuenta con guía de especificaciones o con resultados de investigación para cargas sísmicas, la presión sísmica pasiva se calculará tomando la fricción de contacto del muro igual dos-tercios (2/3) del ángulo de fricción del suelo.

2.8.1.1.14.6 Detalles del Muro para un Mejor Desempeño Sísmico

(11.6.5.6 AASHTO)

Detalles que deben ser considerados para muros de gravedad y semigravedad en áreas de actividad sísmica, como la zona 2 o las zonas superiores, o una aceleración máxima (pico) del terreno A_s mayor que 0.1g, incluyendo lo siguiente:

- ***Juntas verticales de deslizamiento**, juntas de expansión, y juntas verticales que abarcan el muro cortina (Parapeto) del estribo y el muro del mismo: diseñar para evitar que el relleno del estribo fluya a través de la junta verical abierta, usando los productos adecuados para juntas que permitan los movimientos diferenciales verticales. Esto también se aplica para juntas de muros en esquina. Rellenos de juntas compresibles, paquetes para apoyos (neoprenos). Se usarán sellantes para minimizar el daño a producirse en las unidades debido a la agitación. La junta también debe ser diseñada en el sentido que permita una mínima cantidad de movimiento relativo entre las unidades de revestimiento adyacentes para prevenir que los esfuerzos se acumulen entre los paramentos de las unidades durante la agitación (Evento Extremo I), así como debido a la deformación diferencial entre las secciones de las paredes adyacentes de la junta, para los estados límites de servicio y resistencia.*

- ***Protección de la parte superior del muro :** debe utilizarse para prevenir las caídas de las principales unidades de revestimiento y el movimiento lateral diferencial excesivo del paramento*

- ***Muros en esquina y cambios bruscos de alineación:** Serán diseñados para las severas cargas potenciales que se desarrollan durante la agitación, las cuales se determinarán mediante análisis bidimensional. Las esquinas del muro y vueltas con radios cortos son definidas como las que tienen un ángulo interno de 120° o menos.*

- ***Estabilidad del relleno del muro:** El relleno debe ser de material bien graduado y angular para que se entrelace bien, a fin de minimizar el riesgo de que el relleno se derrame a través de las juntas del muro abiertas.*

- ***Relleno del muro con material que contenga limos y arcilla:** En áreas de actividad sísmica, en general no se debe usar estos rellenos.*

- ***Estructuras y Fundaciones dentro de la zona del relleno activo del muro:*** *Los efectos de estas estructuras y fundaciones sobre la carga sísmica del muro será evaluada y el muro será diseñado teniendo en cuenta estas cargas adicionales.*

- ***Las salientes en la cara del muro:*** *Las fuerzas sísmicas adicionales trasmitidas al muro, especialmente en el paramento, a través de la estructura que sobresale (p.ej., una alcantarilla o tubo de drenaje) serán evaluadas. El efecto de la deformación diferencial entre la estructura que sobresale y la cara del muro se deberá considerar. Las fuerzas trasmitidas a la cara del muro por la estructura que sobresale se reducirán usando relleno de junta compresible o paquete de elastómeros (neoprenos) y selladores.*

2.8.1.2 Diseño en el Estado Límite de Servicio

(10.6.2 AASHTO)

2.8.1.2.1 Generalidades

(10.6.2.1 AASHTO)

En el estado límite de servicio se deberá investigar elmovimiento de las fundaciones tanto en la dirección del asentamiento vertical como en la dirección del desplazamiento lateral.

Se deberá evaluar el desplazamiento lateral de una estructura:

- *Si hay cargas horizontales o inclinadas,*
- *Si la fundación está cimentada sobre un terraplén*
- *Si la zapata esta localizada sobre, cerca o dentro de un talud.*
- *Si existe la posibilidad de pérdida de apoyo de la fundación debido a la erosión o socavación, o*
- *Si los estratos portantes tienen una inclinación significativa.*

2.8.1.2.2 Movimientos Tolerables

(10.6.2.2 AASHTO)

Se aplicaran los siguientes requerimientos del Artículo 2.8.2.1.4.1.7.1 ***(10.5.2.1 ASHTO)***

El diseño de las fundaciónes en el Estado Límite de Servicio deberá tener en cuenta:

- *Asentamientos*
- *Movimientos horizontales*
- *Estabilidad global, y*
- *La socavación*

La consideración de los movimientos de la fundación se basará sobre la tolerancia estructural al total y diferenciales movimientos, transitabilidad y economia. En los movimientos de la fundación serán incluidos todos los movimientos de asentamiento, movimientos horizontales, y de rotación.

Las presuntas presiones de apoyo fueron desarrolladas para ser usadas con el diseño de esfuerzos de trabajo. Estos valores pueden ser usados para una determinación preliminar de las dimensiones de las fundaciónes, pero generalmente no serán usadas para un diseño final. Si se usaran para diseño final, los presuntos valores se aplicarán solamente en el Estado Límite de Servicio.

2.8.1.2.3 Movimientos Tolerables y Criterios de Movimiento

(10.5.2.2 AASHTO)

Se deberán desarrollar criterios para el movimiento vertical y horizontal que sean consistentes con el tipo y la función de la estructura, su vida de servicio anticipada y las consecuencias de los movimientos

inaceptables sobre el comportamiento de la estructura. Los criterios de movimiento tolerable se deberán establecer mediante procedimientos empíricos o mediante análisis estructurales, o bien considerando ambos tipos de métodos.

El asentamiento de la fundación será analizado usando todas las cargas aplicables en la combinación de cargas especificada en la Tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO). Las cargas transitorias pueden ser omitidas de los análisis de los asentamientos de las fundaciones que se apoyan sobre o en depósitos de suelos cohesivos que están sujetos a asentamientos por consolidación del terreno que depende del tiempo.

Todas las combinaciones de cargas para el Estado Límite de Servicio indicadas en la Tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO). Serán usadas para la evaluación del movimiento horizontal y rotacional de las fundaciones.

El criterio para establecer el movimiento horizontal será en la parte superior de la fundación, basado sobre la tolerancia de la estructura al movimiento lateral, teniendo en consideración la longitud de la columna y rigideces.

Comentario

La experiencia indica que los puentes pueden acomodar asentamientos mayores que los que tradicionalmente se permiten o anticipan en el diseño. Este acomodo es acompañado por fluencia lenta, relajación y redistribución de las solicitaciones. Se han realizado algunos estudios para sintetizar la respuesta aparente. Estos estudios indican que en los criterios de asentamiento no se deberían permitir distorsiones angulares entre fundaciones adyacentes mayores que 0.008 radianes en tramos simples ni mayores que 0.004 radianes en tramos continuos (Moulton et al1985; Barker et al. 1991). Otros Límites de distorsión angular puedenser apropiados después de tener en consideración lo siguiente:

- *El costo de mitigación mediante fundaciones de mayor tamaño, realineación y reconstrucción,*
- *La transitabilidad (rideability),*
- *Consideraciones estéticas, y*
- *Consideraciones de seguridad.*

Los movimientos de rotación serán evaluados en la parte superior de la subestructura y en la elevación del tablero

La tolerancia de la superestructura a los movimientos laterales depende de la cimentación en que descansa el puente o ancho de juntas, tipos de apoyos, tipo de etsructura y efectos de la distribución de cargas.

2.8.1.2.4 Cargas

(10.6.2.3 AASHTO)

El asentamiento inmediato se determinará usando las combinaciones de carga de Servicio I*, como esta especificado en la Tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO). Los asentamientos que dependen del tiempo en, suelos cohesivos, serán determinados usando solamente las cargas permanentes, esto es, cargas transitorias no serán considerados*

Las deformaciones en suelos no cohesivos, o granulares, ocurren frecuentemente tan rápido al ser aplicadas las cargas. Como una consecuencia, los asentamientos debidos a cargas transitorias pueden ser significativos en suelos no cohesivos y serán incluidos en los análisis de los asentamientos.

2.8.1.2.5 Análisis de los Asentamientos

(10.6.2.4 AASHTO)

2.8.1.2.5.1 Generalidades

(10.6.2.4.1 AASHTO)

Los asentamientos de las fundaciones se deberían estimar utilizando análisis de deformaciones basados en los resultados de ensayos en laboratorio o ensayos in situ. Los parámetros del suelo usados en los análisis se deberían seleccionar de manera que reflejen el historial de carga del terreno, la secuencia de la construcción y el efecto de la estratificación del suelo.

Se deberán considerar tanto los asentamientos totales como los asentamientos diferenciales, incluyendo los efectos dependientes del tiempo.

El asentamiento total, incluyendo el asentamiento elástico, el asentamiento por consolidación y el asentamiento secundario, se puede tomar como:

$$S_t = S_e + S_c + S_s \qquad \text{2.8.1.2.4.1-1} \quad \text{(10.6.2.4.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

S_e = *asentamiento elástico (ft)*

S_c = *asentamiento primario por consolidación (ft)*

S_s = *asentamiento secundario (ft)*

Los efectos de la zona de influencia de esfuerzos, o distribución de esfuerzos verticales, debajo de la zapata, serán considerados en la estimación del asentamiento de la zapata.

Las zapatas que apoyan sobre un estrato consistente de una combinación de suelo cohesivo, suelo no cohesivo, y/o roca, el asentamiento será evaluado usando un apropiado procedimiento de estimación para cada estrato dentro de la zona de influencia de esfuerzos inducidos debajo de la zapata.

La distribución de los esfuerzos verticales debajo dela zapata circular, cuadrada o rectangular, esto es, donde L > 5B puede ser estimado usando la siguiente figura:

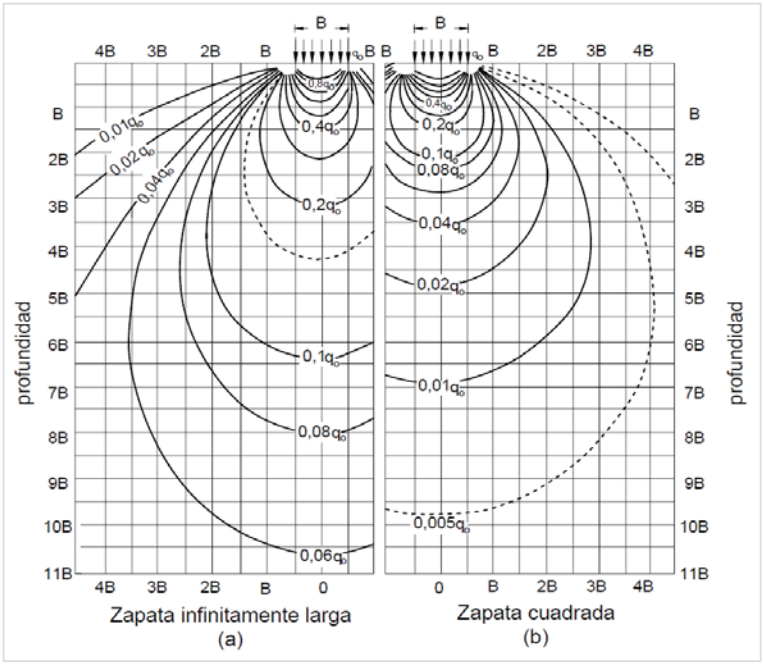


Figura 2.8.1.2.4.1-1 *Curvas de esfuerzo vertical de Boussinesq para zapatas continuas y zapatas cuadradas, modificadas según Sowers (1979)*

(Fig 10.6.2.4.1-1 AASHTO)

2.8.1.2.5.2 Asentamientos de las Zapatas en Suelos no Cohesivos

(10.6.2.4.2 AASHTO)

Los asentamientos de las zapatas en suelos no cohesivos se pueden estimar utilizando procedimientos empíricos o la teoría de la elasticidad.

El asentamiento de las zapatas apoyadas sobre depósitos de suelos no cohesivos será estimado como función del ancho efectivo de la zapata y considerar, también, los efectos de la geometría de la zapata y la profundidad de los suelos.

El método elástico de medio espacio asume que la zapata es flexible y que está soportada por un suelo homogéneo de infinita profundidad. El asentamiento elástico de la zapata, en ft, por el método elástico de medio espacio será estimado como:

$$S_e = \frac{[q_o(1-\nu^2)]\sqrt{A'}}{144\ \mathrm{E}_s\beta_Z} \qquad \text{2.8.1.2.4.2-1 (10.6.2.4.2-1 AASHTO)}$$

q_0 = *esfuerzo vertical aplicado (ksf).*

A' = *área efectiva de la zapata (ft²).*

E_s = *módulo de Young del suelo, considerado como se especifica en la Tabla 2.8.1.2.4.2-1 (C10.4.6.3-1AASHTO) en lugar de los resultados de ensayos en laboratorio (ksi).*

β_z = *factor de forma como se especifica en la Tabla 2.8.1.2.4.2-2 (10.6.2.4.2-2 AASHTO) (adimensional).*

v = *coeficiente de Poisson´s tomado como se especifica en la Tabla 2.8.1.2.4.2-1 (C10.4.6.3-1 AASHTO) en lugar de los resultados de las medidas de v obtenidas directamente en sitio o en pruebas de laboratorio si no son adecuados (adimensionales).*

Tabla 2.8.1.2.4.2-1 *Constantes elásticas de diferentes suelos (modificadas de acuerdo con el U.S. Department. of the Navy, (1982); Bowles (1988)*

(Tabla C 10.4.6.3-1 AASHTO)

Tipo de Suelo	***Rango de Valores Típicos Módulo de Young Valores E_s (ksi)***	***Coeficiente de Poisson´s V (Adimensional)***
Arcilla:		
Blanda sensible	*0.347 – 2.08*	*0.4 – 0.5 (no drenada)*
Medianamente rígida a rígida	*2.08 – 6.94*	
Muy rígida	*6.94 –13.89*	
Loes	*2.08 – 8.33*	*0.1 – 0.3*
Limo	*0.278 –2.78*	*0.3 – 0.35*
Arena Fina:		
Suelta	*1.11 – 1.67*	*0.25*
Medianamente densa	*1.67 – 2.78*	
Densa	*2.78 – 4.17*	
Arena:		
Suelta	*1.39 – 4.17*	*0.20 – 0.36*
Medianamente densa	*4.17 – 6.94*	
Densa	*6.94 – 11.11*	*0.30 – 0.40*
Grava:		
Suelta	*4.17 – 11.11*	*0.20 – 0.35*
Medianamente densa	*11.11 – 13.89*	
Densa	*13.89 – 27.78*	*0.30 – 0.40*

Estimación de E_s tomando valores N del SPT	
Tipo de Suelo	***E_s (ksi)***
Limos, limos arenosos, mezclas levemente cohesivas	*0.056* $N1_{60}$
Arenas limpias, de finas a medias y arenas levemente limosas	*0.097* $N1_{60}$
Arenas gruesas y arenas con poca grava	*0.139* $N1_{60}$
Grava arenosa y gravas	*0.167* $N1_{60}$
Estimación de E_s a partir de q_c (resistencia estatica al cono)	
Suelos arenosos	*0.028* q_c

Donde según Artículo 10.4.6.2.4 AASHTO se tiene:

$N1 = C_N N$

$N1$ = *cantidad de golpes de SPT corregidos para presión de sobrecarga* σ'_V *(blows/ft).*

$C_N = \left[0.77 log_{10}\left(40/\sigma'_V\right)\right]$, *y* $C_N < 2.0$.

σ'_V = *esfuerzo vertical efectivo (ksf).*

N = *cantidad de golpes de SPT no corregidos (blows/ft).*

Los valores de N de SPT también deben ser corregidos para la eficiencia del martillo, si es aplicable al método de diseño o correlación que se está usando, determinado como:

$N_{60} = (ER/60\%)N.$

Donde:

N_{60} = *cantidad de golpes SPT corregido por eficiencia del martillo (blows/ft).*

ER = *eficiencia del martillo expresado como porcentaje de la teorica energía liberada por la caída libre del martillo del sistema que se está usando.*

N = *cantidad de golpes de SPT no corregidos (blows/ft).*

Cuando la cantidad de golpes del SPT han sido corregido por ambos, efectos de sobrecarga y efectos de eficacia del martillo, el resultado de la cantidad de golpes corregidos será denotado como $N1_{60}$, determinado como:

$N1_{60}$= $C_N N_{60}$

q_c = *Resistencia del ensayo de penetración de cono (ksi)*

A menos que E_s varíe significativamente con la profundidad, E_s se debería determinar a una profundidad de alrededor de 1/2 a 1/3 de B por debajo de la zapata, donde B es el ancho de la zapata. Si el módulo del suelo varía significativamente con la profundidad, para E_s se puede utilizar un promedio ponderado.

Tabla 2.8.1.2.4.2-2 Factores de forma y rigidez (EPRI 1983)

(Tabla 10.6.2.4.2-1 AASHTO)

L/B	Flexible, β_z (promedio)	Rígido, β_z
Circular	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

La estimación del asentamiento de la zapata sobre suelos no cohesivos por el método de Hough se determinará usando las ecuaciones 2.8.1.2.4.2-2 y 2.8.1.2.4.2-3 (10.6.2.4.2-2 y 10.6.2.4.2-3 AASHTO) la cantidad de golpes contados en SPT se corrigen como se especifica en el Artículo 10.4.6.2.4 AASHTO por profundidad, esto es esfuerzo por sobrecarga, antes de la correlación de los golpes SPT con el índice de capacidad de carga, C´.

$$S_e = \sum_{i=1}^{n} \Delta H_i$$ *2.8.1.2.4.2-2 (10.6.2.4.2-2 AASHTO)*

En el cual:

$$\Delta H_i = H_c \frac{1}{C'} log\left(\frac{\sigma_o' + \Delta\sigma_v}{\sigma_o'}\right)$$ *2.8.1.2.4.2-3 (10.6.2.4.2-3 AASHTO)*

Donde:

n = *número de capas de suelo dentro de la zona de influencia de esfuerzos de la zapata.*

ΔH_i = *asentamiento elástico de la capa i (ft).*

H_c = *altura inicial de la capa* **i** *(ft).*

C' = *índice de la capacidad portante, Figura 2.8.1.2.4.2-1 (10.6.2.4.2-1 AASHTO) (adimensional).*

σ_o' = *esfuerzo efectivo vertical inicial en el punto medio de la capa* **i** *(ksf).*

$\Delta\sigma_v$ = *incremento en el esfuerzo vertical en el punto medio de la capa* **i** *(ksf).*

En la figura 2.8.1.2.4.2-1 (10.6.2.4.2- 1 AASHTO) se tomará como $N1_{60}$, Resistencia de Penetración Estandar, N (golpes/ pie), corregido para la presión de sobrecarga como se especifica en el Artículo 10.4. 6.2.4 AASHTO.

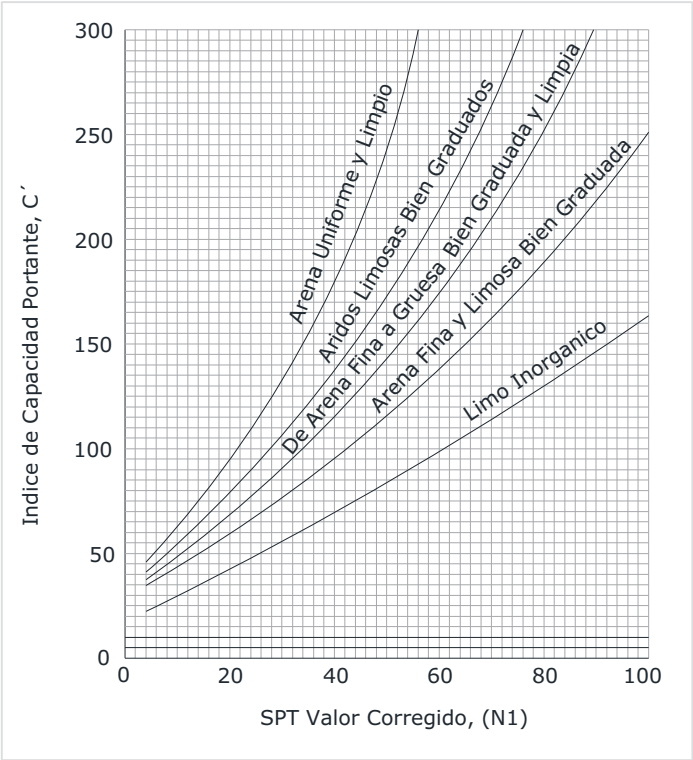


Figura 2.8.1.2.4.2-1 *Indice de Capacidad de Portante C' versus SPT Corregido $(N1)$*

(10.6.2.4.2- 1 AASHTO)

2.8.1.2.5.3 Asentamientos de las Zapatas en Suelos Cohesivos

(10.6.2.4.3 AASHTO)

Las zapatas en las cuales los suelos cohesivos están dentro dela zona de influencia de los esfuerzos serán investigadas su asentamiento por consolidación. Los asentamientos elásticos y secundarios serán también investigados teniendo en cuenta la coordinación del tiempo y secuencia carga en la construcción y la tolerancia de la estructura al total y diferencial movimientos.

Cuando los resultados de los ensayos realizados en laboratorio se expresan en términos de la relación de vacíos (e), el asentamiento de las zapatas por consolidación del terreno se tomará como:

- *Para suelos sobreconsolidados donde, $\sigma'_p > \sigma'_o$, ver Fig. 2.8.1.2.4.3-1* ***(10.6.2.4.3-1 AASHTO)***

$$S_c = \left[\frac{H_C}{1+e_o}\right]\left[C_r \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o}\right) + C_c \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}\right)\right] \qquad \textit{2.8.1.2.4.3-1 (10.6.2.4.3-1 AASHTO)}$$

- *Para suelos normalmente consolidados donde $\sigma'_p = \sigma'_o$:*

$$S_c = \left[\frac{H_C}{1+e_o}\right]\left[\left(C_c \log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}\right)\right] \qquad \textit{2.8.1.2.4.3-2 (10.6.2.4.3-2 AASHTO)}$$

- *Para suelos sub consolidados donde $\sigma'_p < \sigma'_o$:*

$$S_c = \left[\frac{H_C}{1+e_o}\right]\left[C_c \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}}\right)\right] \qquad \textit{2.8.1.2.4.3-3 (10.6.2.4.3-3 AASHTO)}$$

Cuando los resultados de los ensayos realizados en laboratorio se expresan en términos de la deformación unitaria vertical, ε_v, el asentamiento por consolidación de las zapatas se puede considerar como:

- *Para suelos sobreconsolidados donde, $\sigma'_p > \sigma'_o$, ver Fig. 2.8.1.2.4.3-2 (10.6.2.4.3-2 AASHTO)*

$$S_c = H_c \left[C_{r\varepsilon} \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o}\right) + C_{c\varepsilon} \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}\right) \right]$$ 2.8.1.2.4.3-4 (10.6.2.4.3-4 AASHTO)

- *Para suelos normalmente consolidados donde* $\sigma'_p = \sigma'_o$*:*

$$S_c = H_c C_{c\varepsilon} \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}\right)$$ 2.8.1.2.4.3-5 (10.6.2.4.3-5 AASHTO)

- *Para suelos subconsolidados donde* $\sigma'_p < \sigma'_o$*:*

$$S_c = H_c C_{c\varepsilon} \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}}\right)$$ 2.8.1.2.4.3-6 (10.6.2.4.3-6 AASHTO)

Donde:

H_c = *altura inicial del estrato de suelo compresible (ft).*

e_o = *relación de vacíos para el esfuerzo efectivo vertical inicial (adimensional).*

C_r = *índice de recompresión (adimensional).*

C_c = *índice de compresión (adimensional).*

$C_{r\varepsilon}$ = *relación de recompresión (adimensional).*

$C_{c\varepsilon}$ = *relación de compresión (adimensional).*

σ'_p = *máximo esfuerzo efectivo vertical histórico en el suelo, en la mitad del estrato del suelo en consideración. (ksf).*

σ'_o = *esfuerzo inicial efectivo vertical en el suelo, en la mitad del estrato del suelo en consideración. (ksf).*

σ'_f = *esfuerzo efectivo vertical final en el suelo, en la mitad del estrato del suelo en consideración. (ksf).*

σ'_{pc} = *esfuerzo efectivo vertical actual en el suelo, no incluye los esfuerzos adicionales debido a las cargas de la zapata, en el punto medio del estrato del suelo en consideración (ksf).*

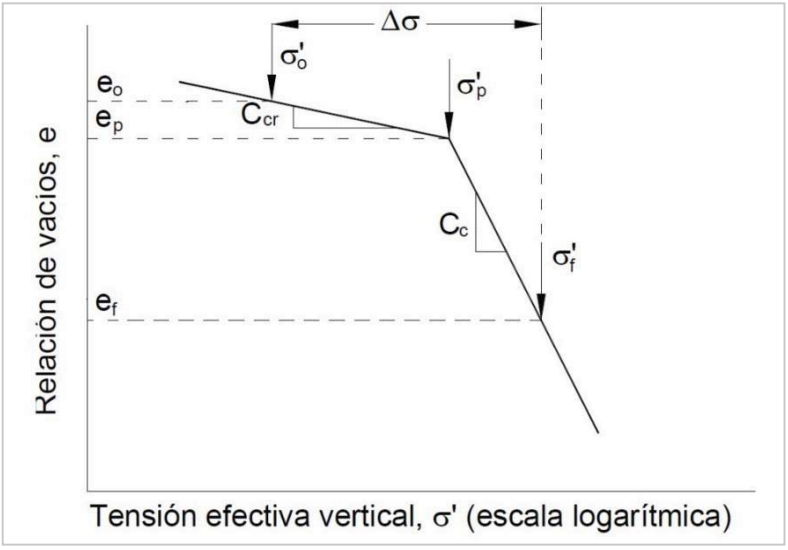


Figura 2.8.1.2.4.3-1 *Curva de compresión típica de consolidación para suelos sobreconsolidado: Relación de vacíos versus esfuerzos verticales efectivos (EPRI 1983)*

(Figura 10.6.2.4.3-1 AASHTO)

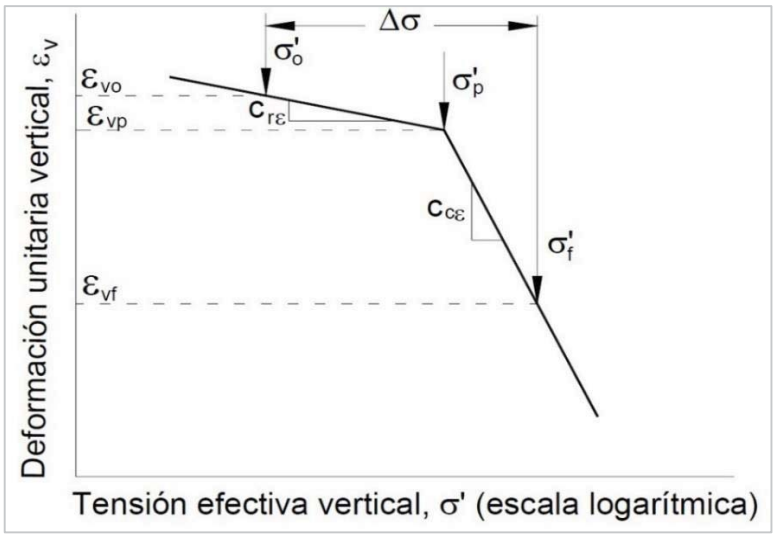


Figura 2.8.1.2.4.3-2 *Curva de compresión típica de consolidación para suelos sobreconsolidado: Deformación vertical versus esfuerzos verticales efectivos EPRI (1983)*

(Figura 10.6.2.4.3-2 AASHTO)

Si el ancho de la zapata, B, es pequeño con relación al espesor del suelo compresible, H_c, se deberá considerar el efecto de la carga tridimensional, el cual se puede tomar como:

$$S_{c(3-D)} = \mu_c S_{c(1-D)} \qquad 2.8.1.2.4.3\text{-}7 \quad (10.6.2.4.3\text{-}7 \text{ AASHTO})$$

Donde;

μ_c = *factor de reducción tal como se especifica en la Figura 2.8.1.2.4.3-3 (adimensional).*

$S_{c(1-D)}$ = *asentamiento por consolidación unidimensional (ft).*

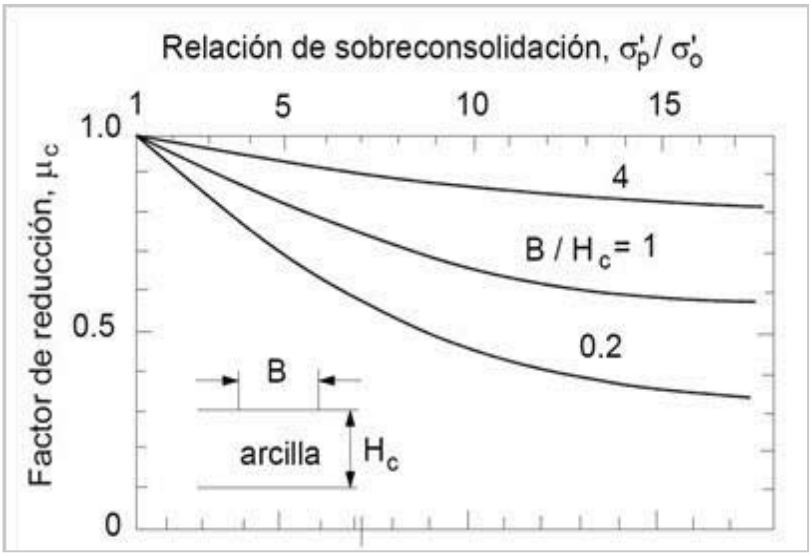


Figura 2.8.1.2.4.3-3 *Factor de reducción para considerar los efectos del asentamiento por consolidación tridimensional, EPRI (1983)*

(Figura 10.6.2.4.3-3 AASHTO)

El tiempo (t) necesario para alcanzar un porcentaje determinado del asentamiento por consolidación unidimensional estimado se puede tomar como:

$$t = \frac{T H_d{}^2}{C_v} \qquad 2.8.1.2.4.3\text{-}8 \quad (10.6.2.4.3\text{-}8 \text{ AASHTO})$$

T = *factor tiempo que se toma como se especifica en la Figura 2.8.1.2.4.3-4 para distribución de los excesos de presión en los poros (adimensional).*

H_d = *longitud del recorrido de drenaje más largo en un estrato compresible que se está considerando en el estudio (ft); (mm)*

c_v = *coeficiente de consolidación (ft^2/año); (mm^2/año)*

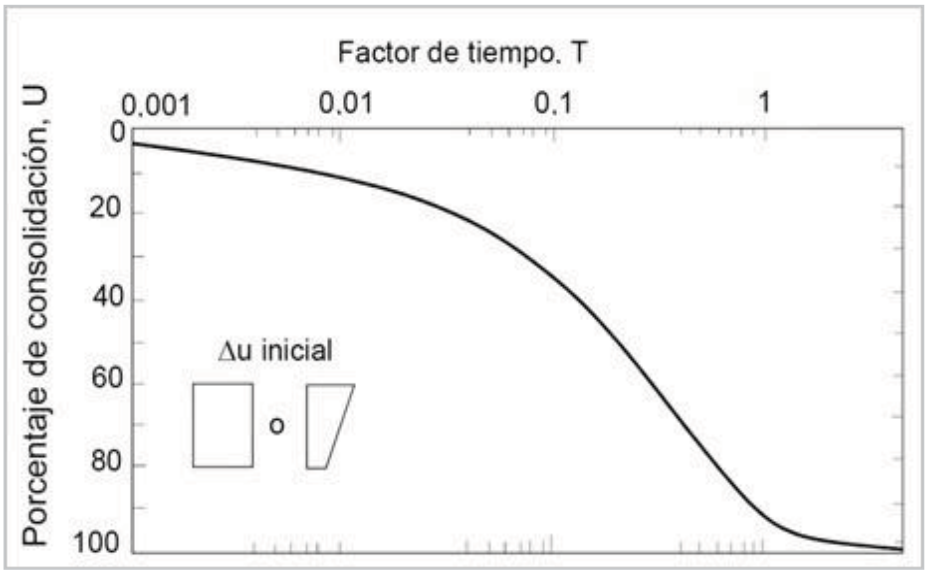


Figura 2.8.1.2.4.3-4 *Porcentaje de consolidación en función del factor de tiempo, T, EPRI (1983)*
(Figura 10.6.2.4.3-4 AASHTO)

Cuando los resultados de las pruebas de laboratorio están expresados en términos de relación de vacios, e, los asentamientos secundarios de las zapatas sobre suelos cohesivos se tomaran como:

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1 + e_o} H_c \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \qquad \text{2.8.1.2.4.3-9} \quad \text{(10.6.2.4.3-9 AASHTO)}$$

Cuando los resultados de las pruebas de laboratorio están expresados en términos de deformación vertical, ε_v, los asentamientos secundarios de las zapatas sobre suelos cohesivos se tomaran como:

$$S_s = C_{\alpha\varepsilon} H_c \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \qquad \text{2.8.1.2.4.3-10} \quad \text{(10.6.2.4.3-10 AASHTO)}$$

Donde:

H_c = *altura inicial del estrato del suelo compresible (ft).*

e_o = *relación de vacios en esfuerzo efectivo vertical inicial (adimensional)*

t_1 = *tiempo cuando los asentamientos secundarios se inician, es decir un tiempo equivalente al 90 por ciento promedio del grado de consolidación primaria (años)*

t_2 = *tiempo arbitrario que represente la vida de servicio de la estructura. (Años)*

C_α = *indice de compresión secundaria, estimada de los resultados de las pruebas de consolidación hechas en el laboratorio con muestras de suelos no disturbados. (Adimensional)*

$C_{\alpha\varepsilon}$ = *indice de compresión secundaria modificada, estimada de los resultados de las pruebas de consolidación hechas en el laboratorio con muestras de suelos no disturbados. (Adimensional).*

2.8.1.2.6 Estabilidad Global

(10.6.2.5 AASHTO)

Se deberá investigar la estabilidad global de las zapatas usando la combinación de carga en el Estado Límite de Servicio I*, y los requisitos de los Artículos 2.4.5.3.1 y 2.8.1.1.12.4* ***(3.4.1, 10.5.2.3 y 11.6.3.4 del AASHTO)***

2.8.1.2.7 Capacidad Resistente en el Estado Límite de Servicio

(10.6.2.6 AASHTO)

2.8.1.2.7.1 Valores Presuntos para la Capacidad Resistente

(10.6.2.6.1 AASHTO)

El uso de valores presuntos se deberá basar en el conocimiento de las condiciones geológicas en la ubicación del puente o en el área próxima a dicha ubicación.

Comentario

A menos que haya disponibles datos regionales más apropiados, se pueden utilizar los valores presuntos indicados en la Tabla 2.8.1.2.6.1-1 ***(Tabla C10.6.2.6.1-1)*** *Estos valores representan capacidad resistente (presiones de contacto) admisibles y se aplican solamente en el estado límite de servicio. Esta capacidad resistente limita los asentamientos, ejemplo, 1.0 in.*

Tabla 2.8.1.2.6.1-1 *Capacidad resistente (Presiones de contacto admisibles) presuntas para zapatas en el Estado Límite de Servicio (Modificadas de acuerdo con U.S. Department of the Navy, 1982)*

(Tabla C10.6.2.6.1-1 AASHTO)

TIPO DE MATERIAL DE APOYO	CONSISTENCIA IN SITU	PRESIÓN DE CONTACTO(ksf)	
		Rango normal	Valor de uso recomendado
Roca cristalina ígnea y metamórfica maciza: grafito, diorita, basalto, gneis, conglomerado bien cementado (la condición "sana" permitefisuras menores)	Roca muy dura sana	120 - 200	160
Roca metamórfica foliada: lutita, esquisto (la condición "sana" permite fisuras menores)	Roca dura sana	60 - 80	70
Roca sedimentaria: lutitas duras cementadas, limonita, arenisca, caliza sin cavidades	Roca dura sana	30 - 50	40
Lecho rocoso meteorizado o fisurado de cualquier tipo, excepto rocas fuertemente arcillosas (lutita)	Roca de dureza media	16 - 24	20
Lutita compactada u otra roca fuertemente arcillosa en condición sana	Roca de dureza media	16 - 24	20
Mezcla bien graduada de suelos granulares finos y gruesos: till glacial, tosca, morena (GW-GC, GC, SC)	Muy densa	16 - 24	20
Grava, mezcla de grava y arena, mezclas de grava y canto rodado (GW, GP, SW, SP)	Muy densa Medianamente densa a densa Suelta	12 - 20 8 - 14 4 - 12	14 10 6
Arena gruesa a media y con poca grava (SW, SP)	Muy densa Medianamente densa a densa Suelta	8 - 12 4 - 8 2 - 6	8 6 3

TIPO DE MATERIAL DE APOYO	CONSISTENCIA IN SITU	PRESIÓN DE CONTACTO(ksf)	
		Rango normal	Valor de uso recomendado
Arena fina a media, arena media a gruesa limosa o arcillosa (SW, SM, SC)	Muy densa Medianamente densa a densa Suelta	6 - 10 4 - 8 2 - 4	6 5 3
Arena fina, arena media a fina limosa o arcillosa (SP, SM, SC)	Muy densa Medianamente densa a densa Suelta	6 - 10 4 - 8 2 - 4	6 5 3
Arcilla inorgánica homogénea, arcilla arenosa o limosa (CL, CH)	Muy densa Medianamente densa a densa Suelta	6 - 12 2 - 6 1 - 2	8 4 1
Limo inorgánico, limo arenoso o arcilloso, limo-arcilla-arena fina estratificados (ML, MH)	Muy rígida a dura Medianamente rígida a rígida Blanda	4 - 8 2 - 6 1 - 2	6 3 1

2.8.1.3 Diseño en el Estado Límite de Resistencia

(10.6.3 AASHTO)

2.8.1.3.1 Capacidad de Carga de los Suelos

(10.6.3.1 AASHTO)

2.8.1.3.1.1 Generalidades

(10.6.3.1.1 AASHTO)

La capacidad de carga se deberá determinar en base a la altura más elevada que se anticipa alcanzará el nivel freático en la ubicación de la zapata.

La capacidad de carga factorada, q_R, en el Estado Límite de Resistencia se deberá tomar como:

$$q_R = \varphi_b q_n \qquad 2.8.1.3.1.1\text{-}1$$ *(10.6.3.1.1-1 AASHTO)*

Donde:

φ_b = *factor de resistencia especificado en Tabla 2.8.1.1.12.6-1* **(10.5.5.2.2-1 AASHTO)**

q_n = *capacidad de carga nominal (ksf).*

Si las cargas son excéntricas, en todas las ecuaciones, tablas y figuras referentes a la capacidad de carga en lugar de las dimensiones globales L y B se deberán utilizar las dimensiones efectivas de la zapata L' y B' como se especifica en el Artículo 2.8.1.1.10 **(10.6.1.3 AASHTO)**

2.8.1.3.1.2 Estimación Teórica

(10.6.3.1.2 AASHTO)

2.8.1.3.1.2a Formulación Básica

(10.6.3.1.2a AASHTO)

La capacidad de carga nominal se debería estimar en base a los parámetros del suelo utilizando teorías reconocidas de la mecánica de suelos. Los parámetros del suelo usados en los análisis deberán ser representativos de la resistencia al corte del suelo bajo las condiciones subsuperficiales y de carga consideradas.

La capacidad de carga nominal de las zapatas en suelos no cohesivos se deberá evaluar empleando análisis de esfuerzos efectivos y parámetros de resistencia correspondientes al suelo en condición drenada.

La capacidad de carga nominal de las zapatas en suelos cohesivos se deberá evaluar empleando análisis de esfuerzos totales y parámetros de resistencia correspondientes al suelo en condición no

drenada. En aquellos casos en los cuales los suelos cohesivos pudieran ablandarse y perder resistencia en función del tiempo, la capacidad de carga de los suelos también se deberá evaluar para las condiciones de carga permanente usando análisis de esfuerzos efectivos y parámetros de resistencia correspondientes al suelo en condición drenada.

Para las zapatas en suelos compactados, la capacidad de carga nominal se deberá evaluar utilizando análisis de esfuerzos totales o efectivas, cualquiera que sea el que mresulte más crítico.

La capacidad de carga nominal de un estrato de suelo, en ksf, se tomará como:

$$q_n = cN_{cm} + \gamma D_f N_{qm} C_{wq} + 0.5\gamma\, BN_{\gamma m} C_{w\gamma}$$ *2.8.1.3.1.2a-1 (10.6.3.1.2a-1 AASHTO)*

En el cual:

$$N_{cm} = N_c s_c i_c$$ *2.8.1.3.1.2a-2 (10.6.3.1.2a-2 AASHTO)*

$$N_{qm} = N_q s_q d_q i_q$$ *2.8.1.3.1.2a-3 (10.6.3.1.2a-3 AASHTO)*

$$N_{\gamma m} = N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$ *2.8.1.3.1.2a-4 (10.6.3.1.2a-4 AASHTO)*

Donde

c = *cohesión, resistencia al corte no drenado (ksf)*

N_c = *termino de cohesión (carga en no drenada), factor de capacidad de carga como se especifica en la Tabla 2.8.1.3.1.2a-1 (10.6.3.1.2a-1 AASHTO) (adimensional)*

N_q = *termino de sobrecarga (carga en no drenada o drenada), factor de capacidad de carga como se especifica en la Tabla 2.8.1.3.1.2a-1 (10.6.3.1.2a-1 AASHTO) (adimensional)*

N_γ = *peso unitario (ancho de zapata),(carga drenada), factor de capacidad de carga como se especifica en la Tabla 2.8.1.3.1.2a-1 (10.6.3.1.2a-1 AASHTO) (adimensional)*

γ = *peso unitario del suelo (húmedo) por encima o por debajo de la cota de fondo de la zapata (kcf)*

D_f = *profundidad de empotramiento de la zapata (ft)*

B = *Ancho de la Zapata (ft)*

$C_{wq}, C_{w\gamma}$ = *factores de corrección a considerar para localizar el nivel del agua subterránea (napa freática), como se especifica en la Tabla 2.8.1.3.1.2a -2 (10.6.3.1.2a-2 AASHTO) (adimensional)*

s_c, s_γ, s_q = *factores de corrección de la forma de la zapata, como se especifica en la Tabla 2.8.1.3.1.2a-3 (10.6.3.1.2a-3 AASHTO) (adimensional)*

d_q = *factor de corrección a considerar para la resistencia al cortante a lo largo de la superficie de falla que pasa atraves de materiales no cohesivos sobre la elevación del apoyo como se especifica en la Tabla 2.8.1.3.1.2a -4 (10.6.3.1.2a-4 AASHTO) (adimensional)*

i_c, i_γ, i_q = *factores de inclinación de carga determinados por las ecuaciones 2.8.1.3.1.2a-5 o 2.8.1.3.1.2a-6, y 2.8.1.3.1.2a-7 y 2.8.1.3.1.2a-8 (adimensionales) (10.6.3.1.2a-5 ó 10.6.3.1.2a-6, y 10.6.3.1.2a-7 y 10.6.3.1.2a-8 del AASHTO)*

Para $\phi_f = 0$

$$i_c = 1 - (nH/cBLN_c)$$ *2.8.1.3.1.2a-5 (10.6.3.1.2a-5 AASHTO)*

Para ϕ_f *> 0:*

$$i_c = i_q - \left[(1 - i_q) / (N_q - 1)\right]$$ *2.8.1.3.1.2a-6 (10.6.3.1.2a-6 AASHTO)*

En el cual:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(V + cBLcot\phi_f)}\right]^n$$ *2.8.1.3.1.2a-7* *(10.6.3.1.2a-7 AASHTO)*

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + cBLcot\phi_f)}\right]^{(n+1)}$$ *2.8.1.3.1.2a-8* *(10.6.3.1.2a-8 AASHTO)*

$$n = [(2 + L/B)/(1 + L/B)]cos^2\theta + [(2 + B/L)/(1 + B/L)]sen^2\theta$$ *2.8.1.3.1.2a-9* *(10.6.3.1.2a-9 AASHTO)*

Donde:

B = *ancho de la zapata (ft).*

L = *longitud de la zapata (ft).*

H = *carga horizontal sin factorar (kips).*

V = *carga vertical sin factorar (kips).*

θ = *dirección proyectada de la carga en el plano de la zapata, medida del lado de la longitud L (grados).*

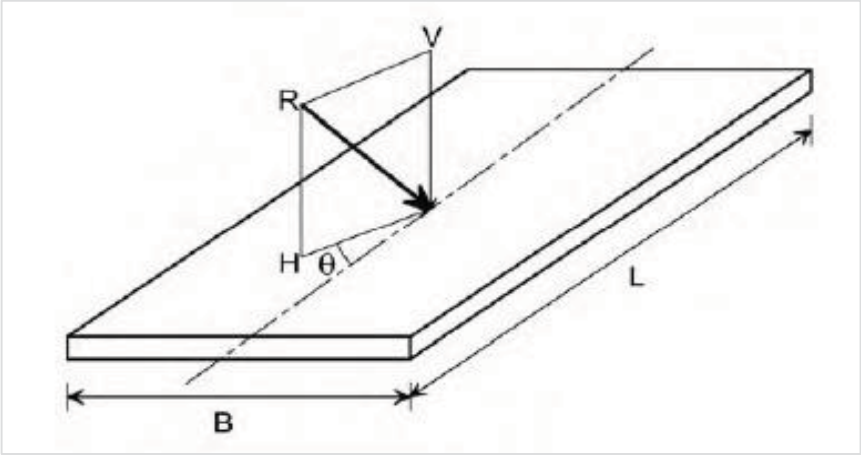


Figura 2.8.1.3.1.2a-1 *Convención para la determinación del ángulo θ en Ecuación 2.8.1.3.1.2a-9*
(Eq.10.6.3.1.2a-9 AASHTO) (Figura 10.6.3.1.2a-1 AASHTO)

Tabla 2.8.1.3.1.2a-1 *Factores de capacidad de carga Nc (Prandtl, 1921), Nq (Reissner, 1924), y Nγ (vesic, 1975)*

(Tabla 10.6.3.1.2a 1 AASHTO)

$\emptyset_f$	N_c	N_q	N_y	$\emptyset_f$	N_c	N_q	N_y
0	5.14	1.0	0.0	23	18.1	8.7	8.2
1	5.4	1.1	0.1	24	19.3	9.6	9.4
2	5.6	1.2	0.2	25	20.7	10.7	10.9
3	5.9	1.3	0.2	26	22.3	11.9	12.5
4	6.2	1.4	0.3	27	23.9	13.2	14.5
5	6.5	1.6	0.5	28	25.8	14.7	16.7
6	6.8	1.7	0.6	29	27.9	16.4	19.3
7	7.2	1.9	0.7	30	30.1	18.4	22.4

$\emptyset_f$	N_c	N_q	N_y	$\emptyset_f$	N_c	N_q	N_y
8	7.5	2.1	0.9	31	32.7	20.6	26.0
9	7.9	2.3	1.0	32	35.5	23.2	30.2
10	8.4	2.5	1.2	33	38.6	26.1	35.2
11	8.8	2.7	1.4	34	42.2	29.4	41.1
12	9.3	3.0	1.7	35	46.1	33.3	48.0
13	9.8	3.3	2.0	36	50.6	37.8	56.3
14	10.4	3.6	2.3	37	55.6	42.9	66.2
15	11.0	3.9	2.7	38	61.4	48.9	78.0
16	11.6	4.3	3.1	39	67.9	56.0	92.3
17	12.3	4.8	3.5	40	75.3	64.2	109.4
18	13.1	5.3	4.1	41	83.9	73.9	130.2
19	13.9	5.8	4.7	42	93.7	85.4	155.6
20	14.8	6.4	5.4	43	105.1	99.0	186.5
21	15.8	7.1	6.2	44	118.4	115.3	224.6
22	16.9	7.8	7.1	45	133.9	134.9	271.8

Tabla 2.8.1.3.1.2a-2 *Coeficientes Cwq y Cwγ Para varias profundidades del nivel freático*

(Tabla 10.6.3.1.2a-2 AASHTO)

D_w	C_{wq}	$C_{w\gamma}$
0.0	0.5	0.5
D_f	1.0	0.5
>1.5B + D_f	1.0	1.0

Tabla 2.8.1.3.1.2a-3 *Factores de Corrección de forma S_C, S_y, S_q*

Factor	Ángulo de fricción	Término de cohesión (s_c)	Término de peso unitario (s_γ)	Término de sobrecarga (s_q)
Factores de Forma s_C, s_Y, s_Q	$\phi_f = 0$	$1 + \left(\frac{B}{5L}\right)$	1.0	1.0
	$\phi_f > 0$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L} tan\phi_f\right)$

Tabla 2.8.1.3.1.2a-4 *Factor de Correccion de profundidad d_q,* *(Tabla 10.6.3.1.2a-4 AASHTO)*

Angulo de Fricción, ϕ_f (grados)	D_f/B	d_q
32	*1*	*1.20*
	2	*1.30*
	4	*1.35*
	8	*1.40*
37	*1*	*1.20*
	2	*1.25*
	4	*1.30*
	8	*1.35*
42	*1*	*1.15*
	2	*1.20*
	4	*1.25*
	8	*1.30*

El factor de corrección de la profundidad se usará solamente cuando los suelos de la elevación encima del apoyo d la zapata son tan competentes como los suelos por debajo del nivel de la zapata; de otro modo, el factor de corrección se tomará como 1.0.

Interpolaciones lineales se pueden hacer para ángulos de fricción entre los valores que se muestran en la tabla 2.8.1.3.1.2a-4. ***(Tabla 10.6.3.1.2a-4 AASHTO).***

2.8.1.3.1.2b Punzonamiento

(10.6.3.1.2b AASHTO)

Si es posible que ocurra la falla por corte localizado o punzonamiento, la capacidad de carga nominal será estimada usando los parámetros de resistencia al corte reducidos c y ϕ* en ecuaciones 2.8.1.3.1.2b-1 y 2.8.1.3.1.2b-2. Los parámetros de corte reducido se pueden tomar como:*

$$C^* = 0.67c \qquad \text{2.8.1.3.1.2b-1 (10.6.3.1.2b-1 AASHTO)}$$

$$\phi^* = tan^{-1}\left(0.67 \tan \phi_f\right)$$

Donde:

C^* = *cohesión del suelo correspondiente al esfuerzo efectivo reducido para corte por punzonamiento (ksf)*

ϕ^* = *ángulo de fricción interna del suelo correspondiente al esfuerzo efectivo reducido para corte por punzonamiento (º)*

2.8.1.3.1.2c Consideraciones para Zapatas Apoyadas en Taludes.

(10.6.3.1.2c AASHTO)

Para zapatas apoyadas en taludes o cerca de ellos:

$$N_q = 0.0 \qquad \text{2.8.1.3.1.2c-1 (10.6.3.1.2c-1 AASHTO)}$$

En ecuación 2.8.1.3.1.2a-1, N_c y N_γ se reemplazarán con N_{cq} y $N_{\gamma q}$ respectivamente, de figuras 2.8.1.3.1.2c-1 y 2.8.1.3.1.2c-2 para zapatas apoyadas en taludes o cerca de ellos. En figura 2.8.1.3.1.2c-1, el factor de estabilidad del talud, Ns, se tomará como:

- *Para $B < H_s$ se toma: $N_s = 0$* — 2.8.1.3.1.2c-2 (10.6.3.1.2c-2 AASHTO)
- *Para $B \geq H_s$ se toma: $N_s = \frac{\gamma H_s}{c}$* — 2.8.1.3.1.2c-3 (10.6.3.1.2c-3 AASHTO)

B = *ancho de la zapata (ft).*

H_s = *altura de la masa de terreno inclinado (talud) (ft).*

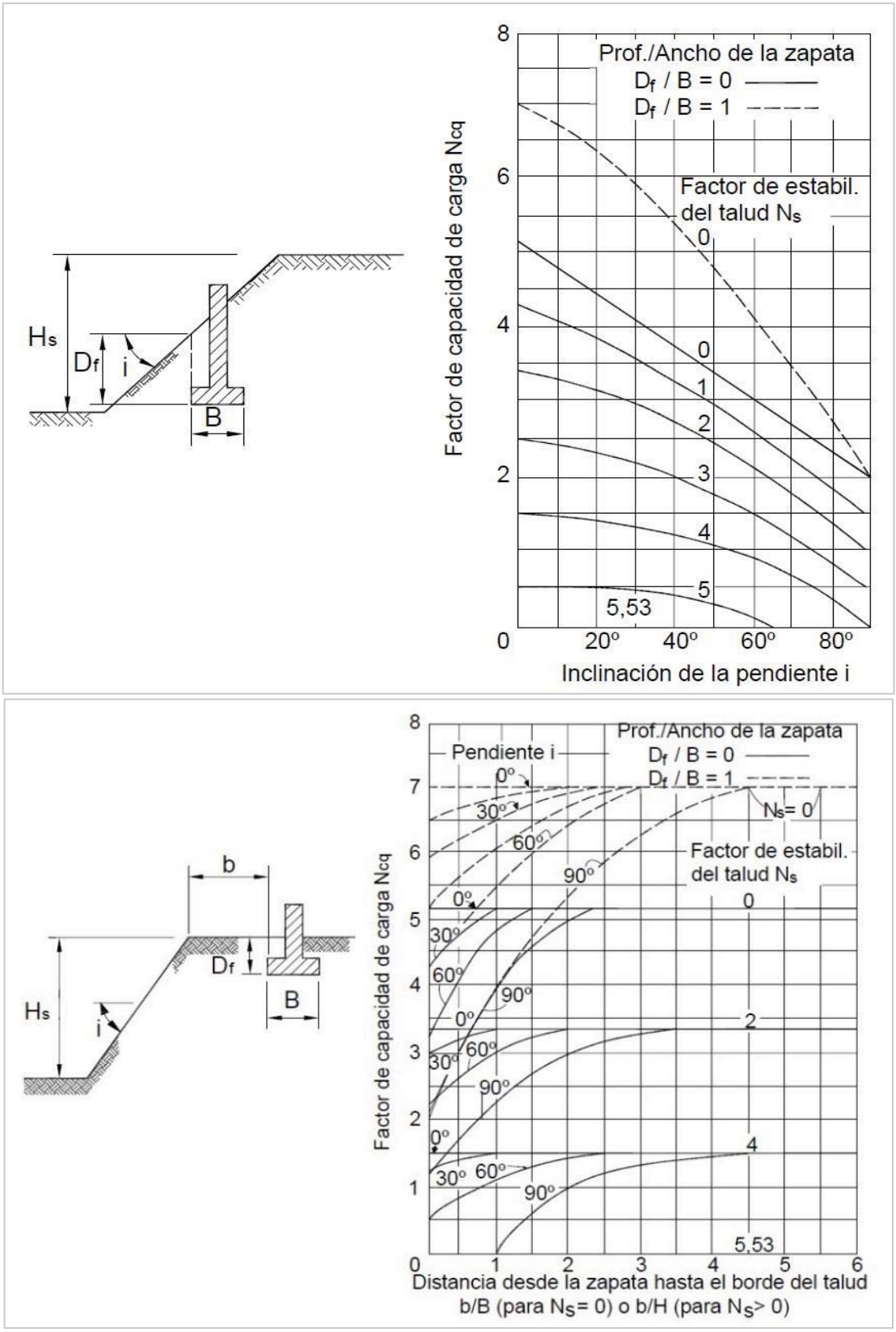


Figura 2.8.1.3.1.2c-1 *Factores de capacidad de carga modificados para zapatas en suelos cohesivos y sobre o adyacentes a terreno inclinado (Meyerhof 1957).*

Figura (10.6.3.1.2c-1 AASHTO)

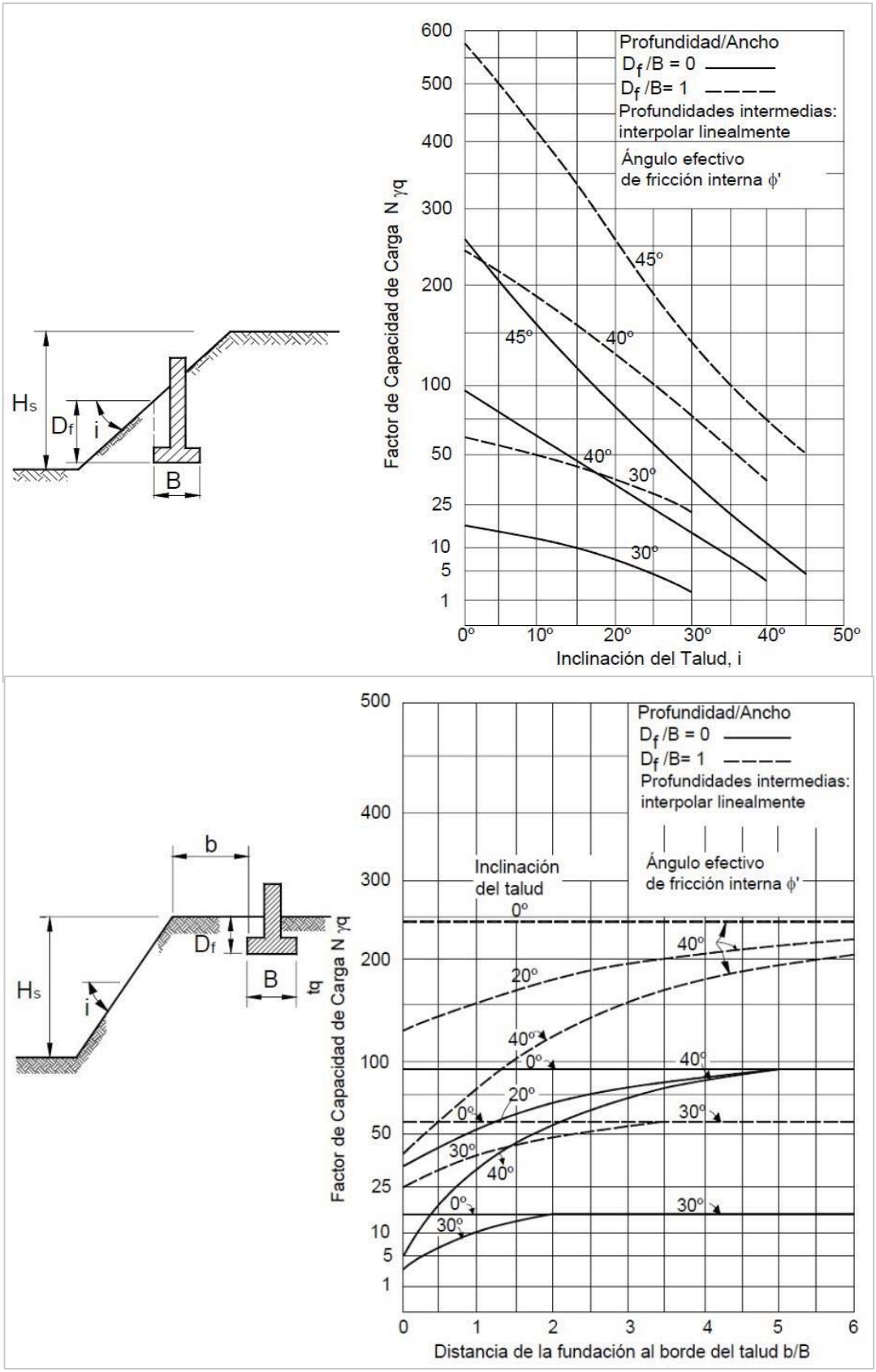


Figura 2.8.1.3.1.2c-2 *Factores de capacidad de carga modificados para zapatas en suelos no cohesivos y sobre o adyacentes a terreno inclinado (Meyerhof 1957).*

(Figura 10.6.3.1.2c-2 AASHTO)

2.8.1.3.1.2d Consideraciones para Cuando Haya Dos Estratos de Terreno-Profundidad Crítica

(10.6.3.1.2d AASHTO)

Cuando el perfil del suelo contiene un segundo estrato de suelo con propiedades diferentes que afectan la resistencia al corte a una distancia debajo de la zapata menor que H_{crit}, la capacidad de carga del sistema de suelos se deberá determinar usando los requisitos para sistemas de suelos dedos capas indicados en el presente documento. La distancia H_{crit} se puede tomar como:

$$H_{crit} = \frac{(3B)\ ln\left(\frac{q_1}{q_2}\right)}{2\left(1+\frac{B}{L}\right)} \qquad \textit{2.8.1.3.1.2d-1 (10.6.3.1.2d-1 AASHTO)}$$

Donde:

q_1 = *capacidad de carga última (nominal) de una zapata apoyada en el estrato superior de un sistema de dos estratos, suponiendo que el estrato superior es infinitamente grueso (ksf).*

q_2 = *capacidad de carga última (nominal) de una zapata ficticia que tiene el mismo tamaño y geometría que la zapata real pero que está apoyada en la superficie del segundo estrato (estrato inferior) de un sistema de dos estratos (ksf).*

B = *ancho de la zapata (ft).*

L = *longitud de la zapata (ft).*

2.8.1.3.1.2e Sistema de Dos Estratos de Suelo, en Condición de Carga No Drenada

(10.6.3.1.2e AASHTO)

Cuando una zapata está apoyada en un sistema formado por dos estratos de suelo, está sujeta a una condición de carga no drenada, la capacidad de carga nominal se puede determinar utilizando la Ecuación 2.8.1.3.1.2a-1 (10.6.3.1.2a-1 AASHTO), con las siguientes modificaciones:

C_1 = *resistencia al corte no drenado del estrato de suelo superior como se ilustra en la Figura 2.8.1.3.1e-1 (ksf)*

N_{cm} = *N_m, un factor de capacidad de carga como se especifica a continuación (adimensional)*

N_{qm} = *1.0 (adimensional)*

Si el estrato portante yace sobre un suelo cohesivo más rígido, N_m, se puede tomar como se especifica en la Figura 2.8.1.3.1.2e-2. Si el estrato portante yace sobre un suelo cohesivo más blando, N_m se puede tomar como:

$$N_m = \left(\frac{1}{\beta_m} + \mathrm{k}s_c N_c\right) \le s_c N_c \qquad \textit{2.8.1.3.1.2e-1 (10.6.3.1.2e-1 AASHTO)}$$

En el cual:

$$\beta_m = \frac{BL}{2(B+L)H_{s2}} \qquad \textit{2.8.1.3.1.2e-2 (10.6.3.1.2e-2 AASHTO)}$$

$$K = \frac{c_2}{c_1} \qquad \textit{2.8.1.3.1.2e-3 (10.6.3.1.2e-3 AASHTO)}$$

Donde:

β_m = *índice de punzonamiento (adimensional)*

c_1 = *resistencia al corte no drenado del estrato superior del suelo (ksf)*

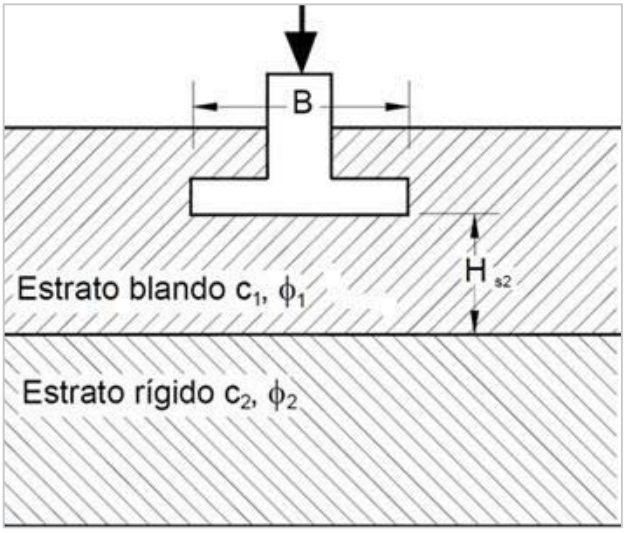
c_2 = *resistencia al corte no drenado del estrato inferior del suelo (ksf)*

H_{s2} = *distancia desde el fondo de la zapata hasta la parte superior del segundo estrato de suelo (ft)*

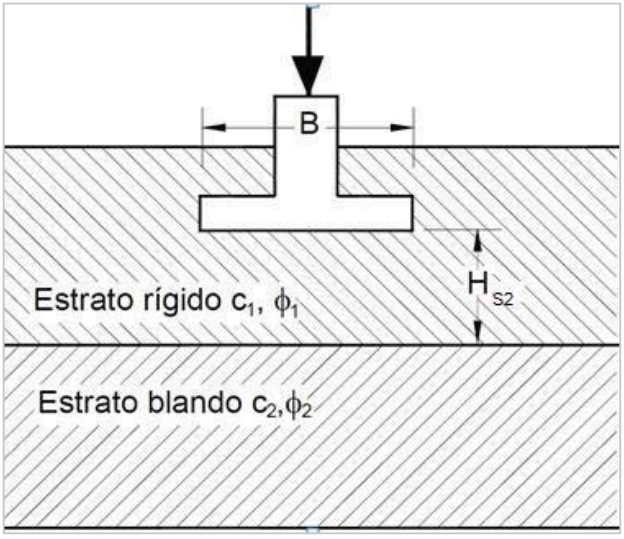
s_c = *factor de corrección de forma dado en la Tabla 2.8.1.3.1.2a-3* *(10.6.3.1.2a-3 AASHTO)*

N_c = *factor de capacidad de carga determinado aquí (adimensional)*

N_{qm} = *factor de capacidad de carga determinado aquí (adimensional)*



(a)



(b)

Figuras 2.8.1.3.1.2e-1 *Perfiles de suelos con dos estratos*
(Figura 10.6.3.1.2e-3 AASHTO)

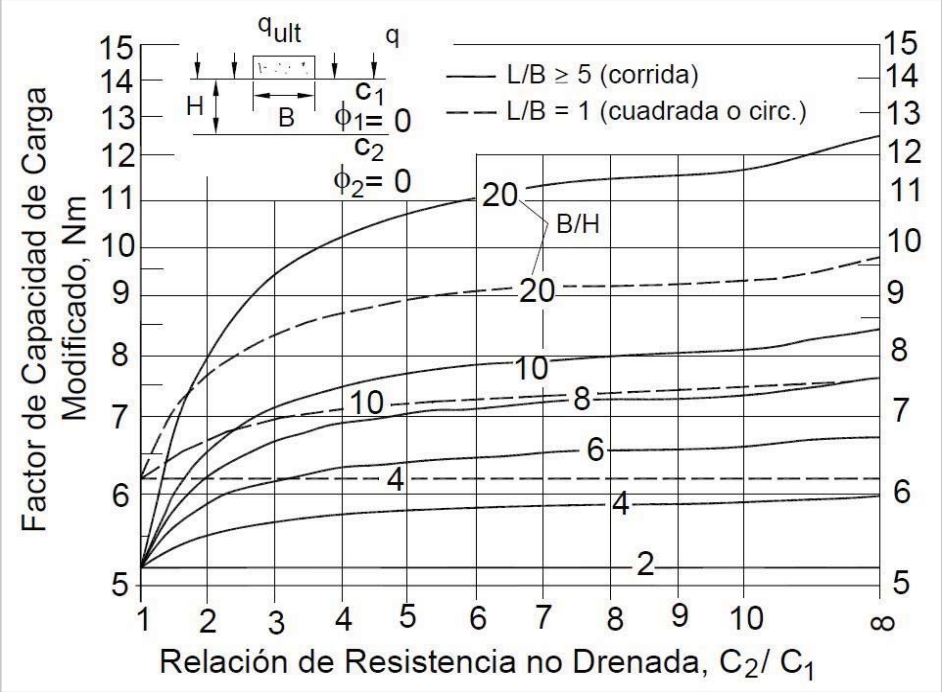


Figura 2.8.1.3.1.2e-2 *Factor de capacidad de carga modificado para sistemas formados por dos estratos de suelo cohesivo en los cuales hay un estrato de suelo más débil sobre un estrato de suelo más fuerte (EPRI 1983)*

(Figura 10.6.3.1.2e-2 AASHTO)

2.8.1.3.1.2f Sistema de Dos Estratos de Suelo, en Condición de Carga Drenada

(10.6.3.1.2f AASHTO)

Cuando una zapata apoyada en un sistema formado por dos estratos de suelo no cohesivo está sujeta a una condición de carga drenada, la capacidad de carga nominal se puede tomar como:

$$q_n = \left[q_2 + \left(\frac{1}{K}\right) c_1' cot\phi_1'\right] e^{2\left[1+\left(\frac{B}{L}\right)\right] K tan\phi_1' \left(\frac{H}{B}\right)} - \left(\frac{1}{K}\right) c_1' cot\phi_1'$$

2.8.1.3.1.2f-1 *(10.6.3.1.2f-1 AASHTO)*

En el cual:

$$K = \frac{1 - sen^2\phi_1'}{1 + sen^2\phi_1'}$$

2.8.1.3.1.2f-2 *(10.6.3.1.2f-2 AASHTO)*

Donde:

c'_1 = *resistencia al corte drenado del estrato de suelo superior como se ilustra en la Figura 2.8.1.3.1.2e-1 (ksf)* *(10.6.3.1.2e-1 AASHTO)*

q_2 = *capacidad de carga última (nominal) de una zapata ficticia que tiene el mismo tamaño y geometría que la zapata real pero que está apoyada sobre la superficie del segundo estrato (estrato inferior) de un sistema de dos capas (ksf).*

ϕ_1' = *ángulo de fricción interna para el esfuerzo efectivo del estrato de suelo superior (º)*

2.8.1.3.1.3 Procedimientos Semiempiricos

(10.6.3.1.3 AASHTO)

La capacidad de carga nominal de los suelos de fundación se puede estimar a partir de los resultados de ensayos in situ o a partir de la resistencia observada en suelos similares. Al utilizar un determinado

ensayo in situ e interpretar de los resultados de ensayo se deberán tomar en cuenta las experiencias locales. Se pueden utilizar los siguientes ensayos in situ:

- *Ensayo de penetración estándar (SPT),*
- *Ensayo de penetración de cono (CPT), y*

La capacidad de carga nominal en arena, en ksf, basada en los resultados de ensayos SPT se puede tomar como:

$$q_n = \frac{\bar{N}1_{60}B}{5}\left(C_{wq}\frac{D_f}{B} + C_{w\gamma}\right)$$ *2.8.1.3.1.3-1 (10.6.3.1.3-1 AASHTO)*

Donde:

$\bar{N}1_{60}$ = *promedio de golpes del SPT contados correctamente para efectos de la sobrecarga y de la eficiencia del martillo (golpes/ft) como está especificado.*

El valor promedio del número de golpes corregido del SPT dentro del rango de profundidad comprendido entre la base de la zapata y 1.5B debajo de la zapata.

B = *ancho de la zapata (ft).*

C_{wq}, C_{wy} = *factores de corrección que se consideran para la determinación del nivel del agua subterranea, como se especifica en la Tabla 2.8.1.3.1.2a-2 adimensional (Tabla 10.6.3.1.2a-2 AASHTO).*

D_f = *profundidad empotrada de la zapata considerada hasta el fondo de la zapata (ft).*

La capacidad de carga, en ksf, para zapatas sobre terrenos no cohesivos basado en los resultados del CPT se puede tomar como:

$$q_n = \frac{\bar{q}_c B}{40}\left(C_{wq}\frac{D_f}{B} + C_{w\gamma}\right)$$ *2.8.1.3.1.3-2 (10.6.3.1.3-2 AASHTO)*

Donde:

$\bar{q}_c$ = *resistencia promedio a la penetración del cono a una profundidad B debajo del fondo de la zapata (ksf).*

B = *ancho de la zapata (ft).*

C_{wq}, C_{wy} = *factores de corrección que se consideran para la determinación del nivel del agua subterranea, como se especifica en la Tabla 2.8.1.3.1.2a-2 (adimensional) (Tabla 10.6.3.1.2a-2 AASHTO).*

D_f = *profundidad de empotramiento de la zapata considerada hasta el fondo de la misma (ft).*

2.8.1.3A Cimentaciones con Zapatas

(5.13.3 AASHTO)

2.8.1.3A.1 Generalidades

(5.13.3.1 AASHTO)

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar al diseño de zapatas aisladas, zapatas combinadas y plateas o carpetas de fundación.

En las zapatas inclinadas o escalonadas, el ángulo de inclinación y la altura y ubicación de los escalones deberá ser tal que en todas las secciones se satisfagan los requisitos de diseño.

Para ubicar las secciones críticas para momento, corte y anclaje de la armadura en las zapatas, las columnas o pilares de concreto de sección circular o en forma de polígono regular se pueden tratar como elementos cuadrados de igual área.

2.8.1.3A.2 Cargas y Reacciones

(5.13.3.2-AASHTO)

Se considerará a las zapatas bajo la acción de fuerzas actuantes en dirección vertical hacia abajo debidas a las cargas impuestas, equilibradas por una distribución de presiones hacia arriba, ejercidas por los materiales de cimentación y distribuidas sobre el área de la zapata considerando la excentricidad de la resultante de las fuerzas actuantes. Cuando se usan pilotes bajo las zapatas, la reacción de la cimentación será considerada como una serie de cargas concentradas aplicadas en los centros de los pilotes, donde cada pilote transmite una parte de la carga total de la zapata.

Cuando una zapata simple aislada soporta una columna, pilar o muro, se asumirá que la zapata actúa en voladizo. Cuando la zapata soporta más de una columna, pilar o muro, la cimentación será diseñada considerando las condiciones de continuidad y restricción reales.

Para el diseño de las zapatas, a menos que se especifique el empleo de equipos especiales para asegurar la precisión del hincado de los pilotes, se deberá suponer que los pilotes hincados individualmente pueden desviarse 150 mm o un cuarto del diámetro del pilote respecto de la posición programada, y que el centro de un grupo de pilotes puede distar 75 mm de su posición programada. En el caso de los pilares de pilotes, la documentación técnica puede exigir una tolerancia de 50 mm para la posición de los pilotes, en cuyo caso este valor deberá ser considerado en el diseño.

2.8.1.3A.3 Factores de Resistencia

(5.13.3.3 AASHTO)

Para determinar el tamaño de la zapata y el número de pilotes, los factores de resistencia ϕ, para la presión de contacto del suelo y la resistencia de los pilotes como una función del suelo serán como se especifica en 2.8 (Sección 10 AASHTO).

2.8.1.3A.4 Momentos en las Zapatas

(5.13.3.4 AASHTO)

La sección crítica para flexión se deberá tomar en la cara de la columna, pilar o muro. En el caso de columnas de sección no rectangular, la sección crítica será ubicada en la cara del rectángulo concéntrico de área equivalente. Para las zapatas ubicadas debajo de muros de mampostería, la sección crítica se deberá tomar a la mitad de la distancia entre el centro y el borde del muro. Para zapatas ubicadas debajo de columnas metálicas, la sección crítica se deberá tomar a la mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de la base metálica.

2.8.1.3A.5 Distribución del Refuerzo de Momento

(5.13.3.5 AASHTO)

En las zapatas armadas en una dirección y en las zapatas cuadradas armadas en dos direcciones, la armadura se deberá distribuir uniformemente en todo el ancho de la zapata.

Los siguientes lineamientos se aplican a la distribución de las armaduras en zapatas rectangulares armadas en dos direcciones:

- *En la dirección más larga, la armadura se deberá distribuir uniformemente en todo el ancho de la zapata.*
- *En la dirección más corta, una parte de la armadura total según lo especificado por la ecuación 2.8.1.3A.5-1 (5.13.3.5-1 AASHTO) se deberá distribuir uniformemente en un ancho de banda igual a la longitud del lado corto de la zapata y centrado respecto del eje de la columna o pila. El resto de la armadura requerida en la dirección más corta se deberá distribuir uniformemente fuera del ancho de banda central de la zapata. El área de acero en el ancho de banda central deberá satisfacer la Ecuación 2.8.1.3A.5-1 (5.13.3.5-1 AASHTO).*

$$A_{s-BW} = A_{s-SD}\left(\frac{2}{\beta+1}\right) \qquad \text{(2.8.1.3A.5-1)} \text{ (5.13.3.5-1 AASHTO)}$$

Donde:

β = *relación entre el lado largo y el lado corto de la zapata.*

A_{s-BW} = *área de acero dentro del ancho de banda (in²).*

A_{s-SD} = *área total de acero en la dirección corta (in²).*

2.8.1.3A.6 Corte en Losas y Zapatas

(5.13.3.6 AASHTO)

2.8.1.3A.6.1 Secciones Críticas para Corte

(5.13.3.6.1 AASHTO)

Para determinar la resistencia al corte de las losas y zapatas en la proximidad de cargas o reacciones concentradas, la más crítica de las siguientes condiciones será determinante:

- *Comportamiento en una dirección, con una sección crítica que se extiende en un plano que atraviesa todo el ancho y ubicado a una distancia que se especifica en el Artículo 2.9.1.5.6.3.2* ***(5.8.3.2 AASHTO).***
- *Comportamiento en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y ubicada de manera que su perímetro, b_o, es un mínimo pero no está a menos de $0.5d_v$ del perímetro del área con carga o reacción concentrada*
- *Si la altura de la losa no es constante, las secciones críticas estarán a una distancia no menor que $0.5d_v$ de la cara de cualquier cambio en la altura de la losa y ubicadas de manera tal que el perímetro, b_o, es un mínimo.*

Si una parte de un pilote está dentro de la sección crítica, la carga del pilote se deberá considerar uniformemente distribuida en el ancho o diámetro del pilote, y la parte de la carga fuera de la sección crítica se deberá incluir en el cálculo del corte en la sección crítica.

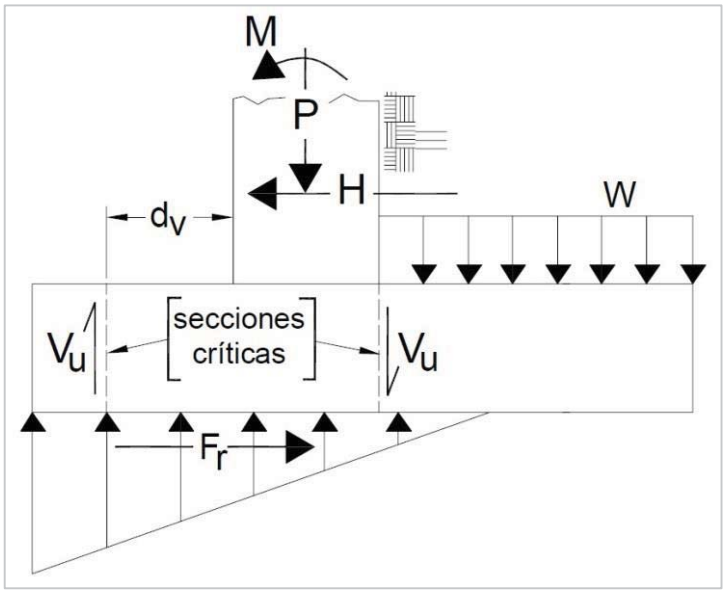


Figura 2.8.1.3A.4.1-1 *Ejemplo de sección critica para cortante en zapatas*

(C.5.13.3.6.1-1 AASHTO)

2.8.1.3A.6.2 Comportamiento en Una Dirección

(5.13.3.6.2 AASHTO)

Para el comportamiento en una dirección, la resistencia al corte de la zapata o losa deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 2.9.1.5.6.3 (5.8.3 AASHTO), excepto para las losas de alcantarillas tipo cajón debajo de 2.0 ft (600 mm), o más de relleno, para las cuales la resistencia al corte V_c se puede calcular como se especifica a continuación:

$$V_C = (0.0676\sqrt{f_c'} + 4.6\ \frac{A_s}{bd_e}\frac{V_u d_e}{M_u})bd_e \qquad \text{(2.8.1.3A.6.2-1) (5.14.5.3-1 AASHTO)}$$

Pero V_c no deberá ser mayor que $0.126\sqrt{f_c'}\ bd_e$.

Donde:

A_s = *área del acero de las armaduras en el ancho de diseño (in²).*

d_e = *altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (in).*

V_u = *corte debido a las cargas mayoradas (kip).*

M_u = *momento debido a las cargas mayoradas (kip-in).*

b = *ancho de diseño, (in).*

Solamente para las alcantarillas tipo cajón de una sola celda, para las losas que forman marcos monolíticos con las paredes no es necesario tomar V_c menor que $0.0948\sqrt{f_c'}bd_e$, y para las losas simplemente apoyadas no es necesario tomar V_c menor que $0.0791\sqrt{f_c'}bd$. El valor $\frac{V_u d_e}{M_u}$ no se tomará mayor que 1.0, siendo M_u el momento factorado que actúa simultáneamente con V_u en la sección considerada. Para las losas de alcantarillas tipo cajón con menos de 2.0 ft (600 mm) de relleno y para las paredes laterales se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.8.1.3A.6 (5.13.3.6 AASHTO).

2.8.1.3A.6.3 Comportamiento en Dos Direcciones

(5.13.3.6.3 AASHTO)

Para el comportamiento en dos direcciones en secciones sin armadura transversal, la resistencia nominal al corte, Vn, en kips, del concreto se deberá tomar como:

$$Vn = \left(0.063 + \frac{0.126}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}b_o d_v \le 0.126\sqrt{f_c'}b_o d_v \qquad \text{(2.8.1.3A.6.3-1) (5.13.3.6.3-1AASHTO)}$$

Donde:

β_c = *relación entre el lado largo y el lado corto del rectángulo a través del cual se transmite la carga o fuerza de reacción concentrada.*

b_o = *perímetro de la sección crítica (in.).*

d_v = *profundidad de corte efectiva (in.).*

Si $V_u > \phi\ V_n$, se deberá agregar armadura de corte conforme al Artículo 2.9.1.3.10.2.b.1, tomando el ángulo θ igual a 45º (5.8.3.3 AASHTO).

Para el comportamiento en dos direcciones en secciones con armadura transversal, la resistencia nominal al corte, en kips, se deberá tomar como:

$$V_n = V_c + V_s \le 0.192\sqrt{f_c'}b_o d_v \qquad \text{(2.8.1.3A.6.3-2) (5.13.3.6.3-2 AASHTO)}$$

Siendo:

$$V_s = 0.0632\sqrt{f'_c}\, b_o d_v \qquad y \qquad \text{(2.8.1.3A.6.3-3) (5.13.3.6.3-3 AASHTO)}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \qquad \text{(2.8.1.3A.6.3-4) (5.13.3.6.3-4 AASHTO)}$$

Comentario

Se ha mantenido la expresión tradicional para resistencia al punzonamiento.

Si los perímetros de corte de las cargas individuales se superponen o se proyectan más allá del borde del elemento, el perímetro crítico b_o se debería tomar como aquella porción de la menor envolvente del perímetro de corte individual que realmente resistirá el corte crítico para el grupo considerado. En la figura se ilustra una situación de este tipo.

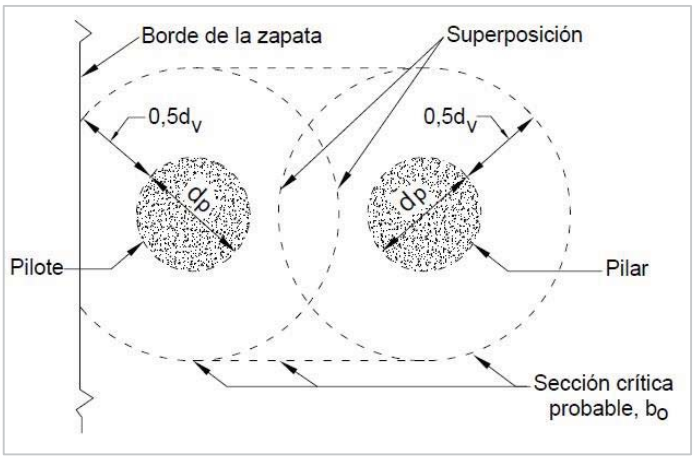


Figura C2.8.1.3A.6.3-1 *Sección critica modificada para corte con perímetros críticos superpuestos.*

(C5.13.3.6.3-1 AASHTO)

2.8.1.3A.6.4 Zapatas sobre Pilotes o Pilares Excavados

El cortante en la sección crítica será calculado considerando lo siguiente:

- *La reacción total de todo pilote o pilar excavado cuyo centro está a dp/2 (la mitad de su diámetro) alejado de la sección crítica.*
- *No se tendrán en cuenta los elementos cuyos centros están a dp/2 dentro de la sección crítica.*
- *Para posiciones intermedias se considerará una parte de la reacción del elemento, considerando que la reacción tiene una distribución uniforme en toda la superficie del pilote.*

2.8.1.3A.7 Anclaje del Refuerzo

(5.13.3.7 AASHTO)

Para el anclaje de la armadura de losas y zapatas se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.6.5.6 (5.11 AASHTO)

Las secciones críticas para el anclaje de la armadura se deberán suponer en las ubicaciones especificadas en el Artículo 2.8.1.3A.4 (5.13.3.4 AASHTO) y en todos los demás planos verticales donde haya un cambio de sección o de armadura.

2.8.1.3A.8 Transferencia de Fuerzas en la Base de la Columna

(5.13.3.8 AASHTO)

Todas las fuerzas y momentos aplicados en la base de una columna o pilar se deberán transferir a la parte superior de la zapata por apoyo sobre concreto y por armadura. La tensión de apoyo en el concreto en la superficie de contacto entre el elemento portante y el elemento soportado no deberá ser mayor que la resistencia al aplastamiento del concreto, según se especifica en el Artículo 2.8.1.4 (5.7.5 AASHTO), de ninguna de las superficies.

Las fuerzas laterales se deberán transferir del pilar a la zapata de acuerdo con los requisitos sobre transferencia de corte especificados en el Artículo 2.8.1.5 (5.8.4. AASHTO)

Se deberá proveer armadura que atraviese la interface entre el elemento portante y el elemento soportado, ya sea prolongando la armadura longitudinal principal de la columna o tabique hacia el interior de las zapatas o bien utilizando barras de espera (dowels) o bulones de anclaje.

La armadura que atraviesa la interface deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- *Todas las solicitaciones que superan la resistencia al aplastamiento del concreto del elemento portante o del elemento soportado se deberán transferir mediante armadura;*
- *Si hay combinaciones de cargas que provocan levantamiento, la fuerza total de tracción deberá ser resistida por la armadura; y*
- *El área de la armadura no deberá ser menor que 0.5 por ciento del área bruta del elemento soportado, y el número de barras no deberá ser menor que cuatro.*

Si se utilizan dowels, el diámetro de estas barras no deberá ser más de 0.15 in. (3.8 mm) mayor que el diámetro de la armadura longitudinal.

En las zapatas, las barras N° 14 y N° 18 que se utilizan como armadura longitudinal principal de las columnas y que están solicitadas a compresión sólo se pueden empalmar por traslape con las barras de espera (dowels) de la zapata para proveer el área requerida. Las dowels no deberán ser mayores que N°. 11 estas barras se deberán prolongar hacia el interior de la columna una distancia no menor que la longitud de empalme de las barras N° 14 ó N° 18, y se deberán prolongar hacia el interior de la zapata una distancia no menor que la longitud de anclaje de los dowels.

2.8.1.3A.9 Cimentaciones con Pedestales

2.8.1.3A.9.1 Dimensionamiento

La relación entre la altura libre a la menor dimensión lateral promedio del pedestal, será no mayor que 3.

2.8.1.3A.9.2 Esfuerzos.

Los esfuerzos de diseño en las cimentaciones de concreto ciclópeo o pedestales serán calculados suponiendo una distribución lineal de esfuerzos. Para cimentaciones y pedestales construidos directamente contra el suelo, el espesor efectivo a usar en el cálculo de los esfuerzos será el espesor promedio menos 7.5 cm. No se requiere un diseño por flexión, salvo que la proyección de la cimentación desde una cara externa a la cara del elemento cimentado sea mayor que el espesor de la cimentación.

2.8.1.4 Apoyo (Aplastamiento)

(5.7.5 AASHTO)

Si no hay armadura de confinamiento en el concreto que soporta el dispositivo de apoyo, la resistencia al aplastamiento mayorada se deberá tomar como:

$$P_r = \phi P_n \qquad \textit{(2.8.1.4-1) (5.7.5-1 AASHTO)}$$

Siendo:

$$P_n = 0.85 f'_c A_1 m \qquad \text{(2.8.1.4 -2) (5.7.5-2 AASHTO)}$$

Donde:

P_n = *resistencia nominal al aplastamiento (kip).*

A_1 = *área debajo del dispositivo de apoyo (in²).*

m = *factor de modificación.*

A_2 = *área ideal aquí definida (in²).*

El factor de modificación se puede determinar de la siguiente manera:

- *Si la superficie de apoyo es más ancha en todos sus lados que el área cargada:*

$$m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2.0 \qquad \text{(2.8.1.4 -3) (5.7.5-3 AASHTO)}$$

- *Si el área cargada está sujeta a tensiones de aplastamiento distribuidas de forma no uniforme:*

$$m = 0.75 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.50 \qquad \text{(2.8.1.4 -4) (5.7.5-4 AASHTO)}$$

Si la superficie de apoyo es inclinada o escalonada, A_2 se puede tomar como el área de la base inferior del mayor tronco de una pirámide recta, cono, o cuña ahusada totalmente contenida dentro del apoyo y que tiene por base superior el área cargada y pendientes laterales de 1.0 vertical en 2.0 horizontal.

Si la carga aplicada factorada es mayor que la resistencia factorada aquí especificada, se deberán tomar recaudos para resistir las fuerzas de desgarramiento y descantillado de acuerdo con el Artículo 2.9.1.5.0.9 (5.10.9 AASHTO)

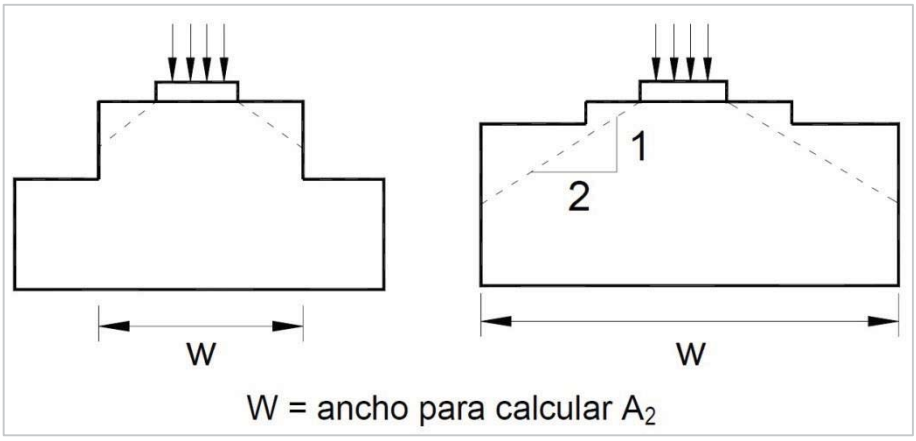


Figura 2.8.1.4-1 *Determinacion de A_2 para el caso de apoyos escalonados*

(5.7.5-1 AASHTO)

2.8.1.4.1 Elementos Traccionados

(5.7.6 AASHTO)

2.8.1.4.1.1 Resistencia a la Tracción Factorada

(5.7.6.1 AASHTO)

Los elementos en los cuales las cargas factoradas inducen tensiones de tracción en la totalidad de la sección transversal serán considerados como elementos traccionados, y se asumirá que la fuerza axial es resistida exclusivamente por los elementos de acero. Se aplicarán los requisitos de los empalmes en tirantes traccionados que indican lo siguiente:

Las armaduras de los tirantes traccionados sólo se deberán empalmar mediante empalmes totalmente soldados o conexiones totalmente mecánicas. Los empalmes en barras adyacentes se deberán desfasar como mínimo 30.0 in (750 mm) *(5.11.5.4 AASHTO)*

La resistencia factorada a la tracción uniforme se deberá tomar como:

$$P_r = \phi P_n$$

Donde;

P_n = *resistencia nominal a la tracción especificada en el Artículo 2.7.2.3.4* *(5.6.3.4-AASHTO)*

ϕ = *factor de resistencia especificado en el Artículo 2.7.1.1.4.2* *(5.5.4.2 AASHTO)*

2.8.1.4.1.2 Resistencia a la Combinación de Tracción y Flexión

(5.7.6.2 AASHTO)

Los elementos solicitados por carga de tracción excéntrica, la cual induce en la sección transversal tanto tensiones de tracción como de compresión, se deberán dimensionar de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.7.2.4.2 *(5.7.2-AASHTO).*

2.8.1.5 Transferencia de Corte en las Interfaces−Corte por Fricción

(5.8.4 AASHTO)

2.8.1.5.1 Requisitos Generales

(5.8.4.1 AASHTO)

Se deberá considerar la transferencia de corte en la interfase en un plano dado por:

- *Una fisura existente o potencial.*
- *Una interface entre diferentes materiales.*
- *Una interface entre dos concretos colados en diferentes momentos.*
- *La interfase entre diferentes elementos de la sección transversal.*

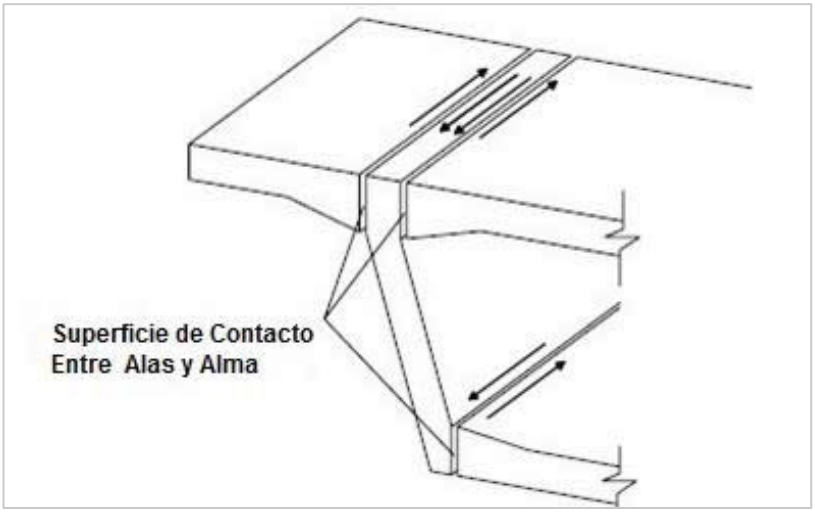


Figura C2.8.1.5.1-1 *Transferencia de corte longitudinal entre alas y almas de puentes de vigas cajón.*

(Figura C5.8.4.1-1 AASHTO)

El refuerzo de corte en el interface puede consistir de simples barras, estribos de multiples ramas o alambres soldados

Todo refuerzo, donde la transferencia de corte en la interfaces debe ser considerada, será anclado por empotramiento, ganchos, métodos mecánicos tal como pernos con cabeza (studs) o soldadura para desarrollar el esfuerzo de fluencia de diseño. Las barras se deberán anclar tanto en la viga como en la losa.

El área mínima de la armadura de corte en las interfaces especificada en el Artículo 2.8.1.3.5.2.4 (5.8.4.4 AASHTO) tiene que ser cumplida.

La resistencia de corte en las interfaces factoradas, Vri, se tomará como:

$$V_{ri} = \phi V_{ni} \qquad \text{(2.8.1.5.1-1)} \quad \text{(5.8.4.1-1 AASHTO)}$$

Y el diseño debe cumplir

$$V_{ri} \geq V_{ui} \qquad \text{(2.8.1.5.1-2)} \quad \text{(5.8.4.1-2 AASHTO)}$$

Donde;

V_{ni} = *nominal resistencia de corte en el interfase (kip)*

V_{ui} = *fuerza de corte en el interface factorada, debido a la carga total basada sobre la resistencia aplicable y de eventos extremos de las combinaciones de cargas de la tabla 2.4.5.3-1 (3.4.1-1 AASHTO), y*

ϕ = *factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 2.7.1.1.4.2 (5.5.4.2.1 AASHTO). En casos donde existe diferentes pesos de concreto en ambos lados de un interface, se tomará el mas bajo valor de* ϕ.

La resistencia nominal al corte del plano de interfase se deberá tomar como:

$$V_{ni} = cA_{cv} + \mu\left(A_{vf} f_y + P_c\right) \qquad \text{(2.8.1.5.1-3)} \quad \text{(5.8.4.1-3 AASHTO)}$$

La resistencia nominal al corte utilizado en el diseño no deberá ser mayor que el menor valor entre los siguientes:

$$V_{ni} \leq K_1 f'_c A_{cv} \qquad \text{ó} \qquad \text{(2.8.1.5.1-4)} \quad \text{(5.8.4.1-4 AASHTO)}$$

$$V_{ni} \leq K_2 A_{cv} \qquad \text{(2.8.1.5.1-5)} \quad \text{(5.8.4.1-5 AASHTO)}$$

En el cual

$$A_{cv} = b_{vi} L_{vi} \qquad \text{(2.8.1.5.1-6)} \quad \text{(5.8.4.1-6 AASHTO)}$$

Donde:

A_{cv} = *área del concreto que participa de la transferencia de corte (in²).*

A_{vf} = *área de refuerzo de corte en el interface que atraviesa el plano de corte dentro del área* A_{cv} *(in²).*

b_{vi} = *ancho de interface considerado a ser comprometido en la transferencia del corte (in).*

L_{vi} = *longitud de la interfase considerada a ser comprometido en la transferencia del corte (in).*

c = *factor de cohesión (ksi).*

μ = *factor de fricción.*

f_y = *esfuerzo de fluencia del refuerzo pero el valor de diseño no mayor de 60 (ksi).*

P_c = *fuerza de compresión permanente neta normal al plano de corte; si la fuerza es tracción,* P_c *= 0.0 se requerirá de armadura adicional para resistir la fuerza de tracción neta como se especifica en Artículo 2.8.1.3.5.2.2 (5.8.4.2 AASHTO) (kip).*

f'_c = *resistencia a la compresión a los 28 días del concreto más débil sobre cada lado del interfase (ksi).*

K_1 = *fracción de la resistencia del concreto aprovechable para resistir el cortante en el interface como se especifica en Artículo 2.8.1.3.5.2.3 (5.8.4.3 AASHTO).*

K_2 = *que limita la resistencia al cortante del interface especificada en Artículo 2.8.1.3.5.2.3 (5.8.4.3 AASHTO) (ksi).*

Si un miembro tiene acero de refuerzo transversal con una resistencia a la fluencia mínima especificada mayor que 60.0 ksi para resistencia al corte por flexión, el refuerzo de la superficie de contacto puede ser proporcionado por extensión de la armadura transversal en la zona de contacto. En este caso, el valor de fy en la ecuación (2.8.1.5.1-3) (5.8.4.1-3 AASHTO) no se tomará mayor que 60.0 ksi.

***Comentario al Artículo 2.8.1.5.1** (5.8.4.1 AASHTO), Un adecuado refuerzo de transferencia de corte será colocado perpendicularmente a los planos verticales del interface alma/alas en vigas cajón para transferir al ala las fuerzas longitudinales en el estado límite de resistencia. El diseño factorado de la fuerza para el refuerzo en el interface es calculado teniendo en cuenta la fuerza de corte para el interface, ⊿F, como se muestra en la figura C2.8.1.5.1-1; también como algunos efectos de corte localizados en la sección debido a fuerzas en los anclajes por pretensado.*

2.8.1.5.2 Calculo de las Fuerzas de Corte Factoradas para el Interface, V_{ui}, para Puentes vigas/ losa

(5.8.4.2 AASHTO)

Basado en la consideración del diagrama de cuerpo libre y utilizando el valor envolvente de V_{u1}, el factorado esfuerzo de corte en la interfase para un concreto de puentes viga/ losa, puede ser determinado como:

$$V_{ui} = \frac{V_{u1}}{b_{vi} d_v} \qquad \text{(2.8.1.5.2 -1) (5.8.4.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

d_v = *la distancia entre el centroide del acero en tracción y el punto medio del espesor de la losa para calcular un esfuerzo de corte factorado en el interfase. Dicho esfuerzo en kips/ft para una viga/puente losa, puede ser determinado como sigue:*

$$V_{ui} = v_{ui} A_{cv} = v_{ui} 12 b_{vi} \qquad \text{(2.8.1.5.2-2) (5.8.4.2-2 AASHTO)}$$

Si la fuerza neta, P_c, que atraviesa el plano de corte de la interfase es tracción, se colocará refuerzo adicional, A_{vpc}:

$$A_{vpc} = \frac{P_c}{\phi f_y} \qquad \text{(2.8.1.5.2-3) (5.8.4.2-3 AASHTO)}$$

Para vigas o viguetas, la longitudinal de separación centro a centro de los conectores de corte en la superficie de contacto no soldados no soldados no excederá 48.0 in. o la profundidad del miembro, h. Para vigas cajón vaciadas en sitio, la longitudinal separación centro a centro de los conectores de corte en la superficie de contacto no soldados no soldados no excederá 24.0 in.

2.8.1.5.3 Factores de Cohesión y Fricción

(5.8.4.3 AASHTO)

*Los siguientes valores serán tomados para factores de la cohesion, **c**, y fricción μ:*

- *Para el concreto de una losa vaciada en sitio sobre la superficie limpia de una viga de concreto, libre de lechada con rugosidad intencionalmente introducida de 0.25 in (6 mm) de amplitud*

  c = *0.28 ksi*

  μ = *1.0*

  K_1 = *0.3*

K_2 = *1.8 ksi para concreto de peso normal.*

= *1.3 ksi para concretos ligeros.*

- *Para concreto de peso normal vaciado monolíticamente*

  c = *0.40 ksi*

  μ = *1.4*

  K_1 = *0.25*

  K_2 = *1.5 ksi*

- *Para concreto ligero colocado monolíticamente, o no monolíticamente, contra una superficie de concreto limpia, libre de lechada de concreto, con rugosidad intencionalmente introducida de 0.25 in (6 mm) de amplitud.*

  c = *0.24 ksi*

  μ = *1.0*

  K_1 = *0.25*

  K_2 = *1.0 ksi*

- *Para concreto de peso normal colocado contra un concreto de superficie limpia, libre de lechadas, con rugosidad intencionalmente introducida de 0.25 in (6 mm) de amplitud.*

  c = *0.24 ksi*

  μ = *1.0*

  K_1 = *0.25*

  K_2 = *1.5 ksi*

- *Para concreto colocado contra una superficie de concreto limpia, libre de lechada, pero no con rugosidad intencionalmente introducida.*

  c = *0.075 ksi*

  μ = *0.6*

  K_1 = *0.2*

  K_2 = *0.8 ksi*

- *Para concreto anclado a acero estructural como laminado mediante perno con cabeza (studs) o por barras de refuerzo donde todo el acero en contacto con el concreto está limpio y libre de pintura.*

  c = *0.025 ksi*

  μ = *0.7*

  K_1 = *0.2*

  K_2 = *0.8 ksi*

Para ménsulas, cartelas y resaltos horizontales tipo viga el factor de cohesión, se tomará como 0.0.

2.8.1.5.4 Área Mínima de Armadura para Corte en el Interface

(5.8.4.4 AASHTO)

Excepto como se estipula aquí, el área de armadura de corte en el interface que atraviesa el plano de corte dentro del área A_{cv} (in^2).

$$A_{vf} \geq \frac{0.05 A_{cv}}{f_y} \qquad \text{(2.8.1.5.4-1)} \quad \text{(5.8.4.4-1 AASHTO)}$$

Para una losa de concreto vaciada en sitio sobre vigas de concreto con superficie limpia, libres de lechada, los siguientes requisitos serán aplicados:

- *La mínima armadura para el cortante en el interfase, A_{vf}, no excederá al menor valor de la cantidad determinada con la ecuación (2.8.1.5.4-1) y la cantidad necesitada para resistir 1.33 V_{ui}/ϕ como la determinada usando la Eq. (2.8.1.5.1-3).*

- *Los requisitos de armadura mínimos especificados aquí se dejarán de lado para interface viga/losa cuando se tiene superficie con rugosidades de una amplitud de 0.25 (in) (6mm) donde el esfuerzo de corte de interface factorado, V_{ui}, de Eq ((2.8.1.5.2 -1) es menor que 0.210 ksi y todo el refuerzo de corte vertical (transversal) requerido por el requisito del Artículo 2.9.1.5.6.1.1 (5.8.1.1 AASHTO) es repartido a través de la interfase y adecuadamente anclado en la losa.*

2.8.1.5.5 Resistencia Nominal al Corte en Vigas Cajón Segmentadas

(5.8.6.5 AASHTO)

En lugar de las disposiciones del Artículo 2.9.1.5.6.3 (5.8.3 AASHTO), las siguientes disposiciones serán usadas para determinar la resistencia nominal al corte de vigas cajón de concreto postensado donde es razonable asumir que las secciones planas se mantendrán planas después de recibir cargas.

Se pondrá refuerzo transversal cuando $V_u > 0.5\phi V_c$, donde V_c se calcula con la ecuación 2.8.1.5.5-4 (5.8.6.5-4 AASHTO).

La resistencia nominal V_n, al corte se determinara como el menor de:

$$V_n = V_c + V_s \qquad \text{2.8.1.5.5-1} \quad \text{(5.8.6.5-1 AASHTO)}$$

$$V_n = 0.379\sqrt{f_c'}\, b_v d_v \qquad \text{2.8.1.5.5-2} \quad \text{(5.8.6.5-2 AASHTO)}$$

Y, cuando los efectos de torsión son requeridos para ser considerados por el Artículo (5.8.6.2–AASHTO) las dimensiones de la sección transversal serán tomadas como:

$$V_c = 0.0632\, K\sqrt{f_c'}\, b_v d_v \qquad \text{2.8.1.5.5-3} \quad \text{(5.8.6.5-3 AASHTO)}$$

En la cual:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \qquad \text{2.8.1.5.5-4} \quad \text{(5.8.6.5-4 AASHTO)}$$

$$\left(\frac{V_u}{b_v d_v}\right) + \left(\frac{T_u}{2A_o b_e}\right) \leq 0.474\sqrt{f_c'} \qquad \text{2.8.1.5.5-5} \quad \text{(5.8.6.5-5 AASHTO)}$$

Donde:

b_v = *ancho efectivo del alma tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v en in.*

d_v = *0.8h o la distancia de la fibra mas alejada a compresión al centroide de de los cables pretensores, el que sea mas grande. (in.).*

s = *espaciamiento de los estribos (in.).*

K = *esfuerzos variables calculados en concordancia con el Artículo 5.8.6.3 AASSHTO.*

A_v = *área del refuerzo para el corte dentro de una distancia s (in²).*

V_u = *diseño factorado del cortante incluyendo alguna componente normal de la fuerza inicial pretensora (kip).*

T_u = *momento torsional factorado aplicado (kip-in).*

A_o = *área encerrada por la ruta del flujo del corte, incluyendo Área de los huecos. (in²).*

b_e = *el espesor efectivo de la ruta de flujo del cortante de los elementos fabricados en la parte superior del modelo resistente a la torsión calculado en concordancia con el* ***Artículo 5.8.6.3 AASHTO*** *(in.).*

ϕ = *factor de resistencia para el cortante especificado en el Artículo 2.7.1.1.4.2* ***(5.5.4.2 AASHTO).***

La resistencia nominal factorada al corte, ϕV_n, debe ser mayor o igual V_u

El cortante solicitante factorado, V_u, en la región cercana a los apoyos puede ser computada a una distancia h/*2 del apoyo cuando la reacción en el apoyo, en la dirección cortante aplicada, introduce compresión dentro de la zona del apoyo del miembro y no se presenta carga concentrada dentro de una distancia,* h*, de la cara del apoyo.*

2.8.2 Cimentaciones Profundas con Pilotes

En general los pilotes se pueden dividir en tres clases: a) pilotes hincados (desplazantes) los cuales se introducen en el terreno mediante golpes de martillo, son generalmente de concreto o metálicos. b) Pilotes perforados (no desplazantes) para los cuales se perfora el terreno extrayendo el material con equipos adecuados hasta que la perforación alcance la longitud requerida del pilote, luego se pone la armadura en el pozo perforado y se vacia el concreto. C) Micropilotes.

A los Pilotes Hincados, comprendidos en el capitulo 2.8.2.1 ***(10.7 AASHTO)*** *de este proyecto de actualización del Manual, se les denominará en adelante, "Pilotes".*

A los denominados Pilotes Perforados (Drilled Shaft) 2.8.2.1.4 ***(10.8 AASHTO)*** *se les denominará "Pilotes Perforados".*

2.8.2.1 Pilotes Hincados

(10.7 AASHTO)

2.8.2.1.1 Generalidades

(10.7.1 AASHTO)

2.8.2.1.1.1 Uso

(10.7.1.1 AASHTO)

El pilotaje será considerado en caso que las zapatas cimentadas sobre roca, suelo granular o cohesivo rígido sean costosas. Los pilotes pueden ser usados como medio de protección de zapatas contra la socavación, licuefacción, donde exista un alto potencial de erosión. También en áreas reducidas en que no se pueda construir zapatas amplias, así mismo en terrenos contaminados con materiales que son perjudiciales para las cimentaciones poco profundas.

Se considerará el uso de pilotes en terrenos en que se prevea un indeseable asentamiento de zapatas convencionales.

2.8.2.1.1.2 Separación, Luces Libres y Longitud Embebida de los Pilotes

(10.7.1.2 AASHTO)

Los espaciamientos entre centros de pilotes serán no menores que 0.75 m ó 2.5 veces los diámetros o lados del pilote, el mayor entre los dos valores.

La distancia entre la cara de un pilote y el lado más cercano de la zapata será mayor que 0.225 m

Los pilotes deberán estar 0.30 m dentro de la zapata, luego de haber removido todo el material dañado en el pilote durante el hincado.

Si la unión del pilote con la zapata está dada mediante barras o torones, el pilote puede estar por lo menos 0.15 m dentro de la zapata. En caso de vigas de concreto armado usados como cabezales soportados por pilotes, el recubrimiento lateral de los pilotes será mayor que 0.15 m. más un recubrimiento adicional para considerar desalineamientos laterales en el pilote; además, los pilotes quedarán por lo menos 0.15m dentro del cabezal.

2.8.2.1.1.3 Profundidad de los Pilotes

(10.7.1.3 AASHTO)

La profundidad de hincado será determinada en base a la resistencia del pilote a las cargas verticales y laterales, así como a los desplazamientos esperados, tanto del pilote como de los materiales del subsuelo. En general, a menos que en las operaciones de hincado se llegue al rechazo, la profundidad mínima será:

- *3 metros, en suelos cohesivos rígidos y granulares compactos.*
- *6 metros, en suelos cohesivos blandos y granulares sueltos.*

Los pilotes inclinados estarán colocados a una profundidad no menor que un tercio de su longitud libre, a menos que se encuentre el rechazo durante el hincado.

En caso de suelos blandos o sueltos sobre estratos firmes o duros, el pilotaje deberá penetrar el estrato firme hasta la profundidad mínima establecida para limitar el movimiento del pilote y proporcionar la capacidad portante adecuada.

2.8.2.1.1.4 Batería de Pilotes

(10.7.1.4 AASHTO)

Cuando la resistencia lateral del terreno que rodea a los pilotes no es adecuada para contrarrestar las fuerzas horizontales trasmitidas a la fundación o cuando se incremente la rigidez de la estructura, se considerara la batería de pilotes en la fundación (pilotes inclinados).

Cuando se espera que se puedan presentar fricción superficial negativa, se debe evitar la batería de pilotes.

Si se usa la batería de pilotes en zona de carga sísmica significativa, se considerará en el diseño de la fundación con pilotes el incremento de la rigidez que resulte.

2.8.2.1.1.5 Requisitos para Diseño de Pilotes

(10.7.1.5 AASHTO)

Los pilotes deberán ser diseñados para tener capacidad portante y resistencia estructural adecuadas, y soportar asentamientos y desplazamientos laterales tolerables.

El diseño de los pilotes estará dirigido a los siguientes temas como apropiados:

- *La diferencia entre la resistencia de un pilote simple y de un grupo de pilotes.*
- *Interacción del grupo de pilotes.*
- *Estimación de la cantidad de pilotes, cuya penetración requerida reúna la resistencia nominal axial y otros requisitos de diseño*
- *Capacidad del estrato de suelo para soportar la carga del grupo de pilotes.*
- *Mínima penetración necesaria de los pilotes para satisfacer los requerimientos causados por el Levantamiento, Socavación, Fricción Negativa (downdrag), Asentamiento, Licuefacción, Cargas Laterales y Solicitaciones Sísmicas.*

- *Deflexión de la fundación para conocer el recorrido establecido y relacionado al criterio de desempeño estructural.*
- *Resistencia estructural nominal de la cimentación con pilotes.*
- *Verificación de la manejabilidad de los pilotes para confirmar que los esfuerzos en el hincado son aceptables y el conteo de golpes puede ser logrado con un sistema de hincado disponible, conocer asi todos los criterios de aceptación del contrato.*
- *Durabilidad, a largo plazo, de los pilotes en servicio, esto es a la corrosión y deterioro.*
- *Efectos del hincado de pilotes sobre las estructuras adyacentes.*

2.8.2.1.1.6 Determinación de Cargas en Pilotes

(10.7.1.6 AASHTO)

2.8.2.1.1.6.1 Generalidades

(10.7.1.6.1 AASHTO)

Las cargas y factores de cargas a ser considerados en el diseño de las cimentaciones con pilotes están especificadas en el capítulo 2.4 del Manual de Puentes.

2.8.2.1.1.6.2 Downdrag (Friccion Superficial Negativa)

(10.7.1.6.2 AASHTO)

Los requisitos del Artículo 2.8.2.1.1.6.2.1 (3.11.8 AASHTO) se aplicarán para la determinación de la carga debido a la resistencia superficial (fricción) negativa.

Cuando la punta de los pilotes se apoya en estrato denso o en roca y el diseño del pilote es estructuralmente controlado, la fricción negativa será considerada en el estado límite de resistencia y en el estado límite extremo.

Para los pilotes de fricción que pueden experimentar asentamiento en su punta, la fricción negativa será considerada en los estados límites de resistencia, servicio y extremos.

Se deberá determinar el asentamiento del pilote y del grupo de pilotes.

La resistencia nominal disponible del pilote para soportar las cargas de la estructura más la fricción negativa será estimada para tomar en cuenta solo la resistencia superficial positiva y de punta, por debajo de la capa más baja en que actúa la resistencia superficial negativa computada como se especifica en Artículo 2.8.2.1.1.6.2.1 (3.11.8 AASHTO).

2.8.2.1.1.6.2.1 Downdrag (Evaluación)

(3.11.8 AASHTO)

El posible desarrollo de fricción negativa sobre pilotes o pilotes perforados deberá ser evaluado donde:

- *Sitios que tienen material compresible tales como limos, arcillas o suelos orgánicos.*
- *Rellenos existentes o recientemente colocados adyacentes a los pilotes o pilotes perforados tales como es el caso de la colocación de los rellenos de acceso al puente.*
- *La napa freática esta sustancialmente deprimida.*
- *Puede ocurrir la Licuefacción del suelo arenoso suelto.*

Cuando la fricción negativa puede actuar sobre un pilote o pilote perforado debido al movimiento hacia abajo del suelo con relación al pilote o pilote perforado, y el potencial para fricción negativa no sea eliminado por precarga del suelo para reducir los movimientos hacia abajo u otra medida de mitigación, el pilote o pilote perforado deberán ser diseñados para resistir la fricción negativa inducida.

Deben ser dadas las consideraciones para eliminar el potencial de las cargas de fricción negativa a través del uso de sobrecargas de relleno, técnicas de mejoramiento de suelos y/o drenaje vertical y mediciones de monitoreo de asentamiento.

Para el estado límite de Evento Extremo I, las fricciones negativas inducidas por asentamiento por licuefacción debe ser aplicado al pilote o al pilote perforado en combinación con las otras cargas incluidas dentro del grupo de carga. La fricción negativa inducida por licuefacción no será combinada con fricción negativa inducida por asentamiento por consolidación.

Para carga de fricción negativa aplicada al grupo de pilotes, los efectos de grupo deberán ser evaluados.

Si las cargas transitorias actúan para reducir la magnitud de las cargas por fricción negativa, y esa reducción es considerada en el diseño del pilote o pilote perforado, la reducción no deberá exceder la porción de la carga transitoria igual al efecto de la fuerza de fricción negativa.

Los efectos de fuerza debidos a la fricción negativa sobre pilotes o pilotes perforados, se determinarán como sigue:

Paso 1.-Establecer el perfil y propiedades del suelo para el cálculo de asentamiento, utilizando el procedimiento del Artículo 2.8.0.1 ***(10.4 ASASHTO).***

Paso 2.-Realizar los cálculos de asentamiento para las capas de suelo a lo largo de la longitud del pilote o pilote perforado, utilizando el procedimiento del Artículo 2.8.1.2.4.3 ***(10.6.2.4.3 AASHTO).***

Paso 3.- Determinar la longitud del pilote o pilote perforado que esté sometido a fricción negativa. Si el asentamiento en el estrato del suelo es 0.4 in (10mm) o más relativo al pilote o pilote perforado, se puede asumir que la fricción negativa se ha desarrollado totalmente.

Paso4.- Determinar la magnitud de la fricción negativa DD (ver Artículo 2.8.2.1.6) calculando la resistencia de fricción negativa utilizando cualquiera de los procedimientos de análisis estático del Artículo 2.8.2.1.1.6.6.3 ***(10.7.3.8.6 AASHTO)*** *para pilotes en todos los suelos y el Artículo 2.8.2.1.4.1.8.4* ***(10.8.3.4 AASHTO)*** *para pilotes perforados si la zona sujeta a fricción negativa es caracterizada como suelo cohesivo. Si la zona de fricción negativa se caracterizada como un suelo no cohesivo, el procedimiento del artículo 2.8.2.1.4.1.8.4* ***(10.8.3.4 AASHTO)*** *debe ser utilizado para estimar la fricción negativa para pilotes perforados. Sumar la resistencia de fricción negativa para todos los estratos que contribuyen desde el estrato más bajo hasta la parte inferior del cabezal de pilote o superficie del terreno.*

El método del plano neutro puede también ser usado para determinar la fricción negativa.

Comentario 2.8.2.1.1.6.2.1 ***(C.3.11.8 AASHTO)***

Downdrag, también conocido como fricción superficial negativa, puede ser causada por asentamiento del suelo debido a cargas impuestas después de que los pilotes han sido hincados tal como un terraplén, como se muestra en figura C2.8.2.1.1.6.2.1-1 ***(C.3.11.8-1 AASHTO).*** *También por consolidación del terreno que puede ocurrir debido a una reciente disminución del nivel freático, como se muestra en la figura C 2.8.2.1.1.6.2.1-2* ***(C.3.11.8-2 AASHTO).***

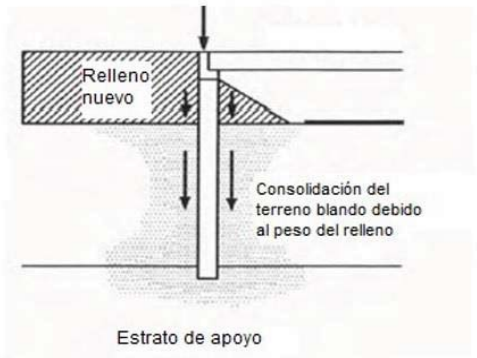


Figura 2.8.2.1.1.6.2.1-1 Situación común de fricción superficial negativa debido al peso del relleno.

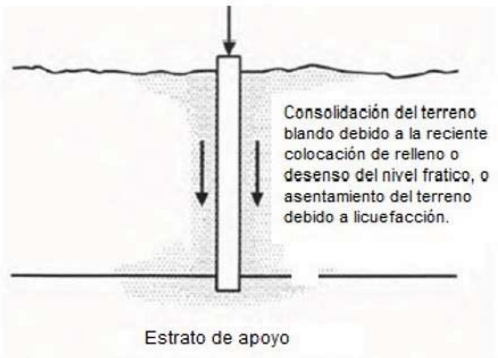


Figura 2.8.2.1.1.6.2.1-2 Situación común de fricción superficial negativa debido a otras causas además de la colocación de relleno

2.8.2.1.1.6.3 Levantamiento Debido a los Suelos Expansivos

(10.7.1.6.3 AASHTO)

Los pilotes que penetran en suelos expansivos se prolongaran hasta una profundidad dentro de suelo estable húmedo, suficiente para proporcionar el adecuado anclaje para resistir el levantamiento. Se dejará suficiente espacio entre la superficie del terreno y el fondo de capiteles o vigas de conexión de los pilotes que descartan la aplicación de cargas de levantamiento en la conexión pilote/capitel debido al incremento de las condiciones del suelo.

2.8.2.1.1.6.4 Estructuras Cercanas

(10.7.1.6.4 AASHTO)

Cuando los pilotes de fundación son colocados adyacentes a estructuras existentes, la influencia de la estructura existente sobre el comportamiento de la fundación, y el efecto de la nueva fundación sobre las estructuras existentes, incluyendo efectos de vibraciones debido a la instalación de los pilotes, deberá ser estudiado.

2.8.2.1.1.6.5 Diseño en el Estado Límite de Servicio

(10.7.2 AASHTO)

2.8.2.1.1.6.5.1 Generalidades

(10.7.2.1 AASHTO)

El diseño de fundaciones de pilotes hincados, en el Estado Límite de Servicio, incluye las siguientes evaluaciónes: del asentamiento debido a las cargas estáticas, de las fuerzas de friccion negativas si se presentan, de la estabilidad global, de la lateral compresión y de la deformación lateral.

La estabilidad global de una fundación soportada por pilotes se evaluará cuando:

- *La fundación está hecha atravesando un terraplén*
- *La fundación de pilotes esta ubicada sobre, cerca o dentro de una pendiente*
  - *Haya la posibilidad de pérdida del soporte de la fundación debido a la erosión o socavación del rio u otra causa ó*
- *El estrato del terreno en que se apoya es muy inclinado*

Las fuerzas laterales desbalanceadas causadas por falta de estabilidad global o lateral compresión serán mitigadas por medidas adecuadas, de ser posible.

2.8.2.1.1.6.5.2 Movimientos Tolerables

(10.7.2.2 AASHTO)

Se aplicararán los requisitos del Artículo 2.8.2.1.4.1.7.1 ***(10.5.2.1 AASHTO)***

2.8.2.1.1.6.5.3 Asentamientos

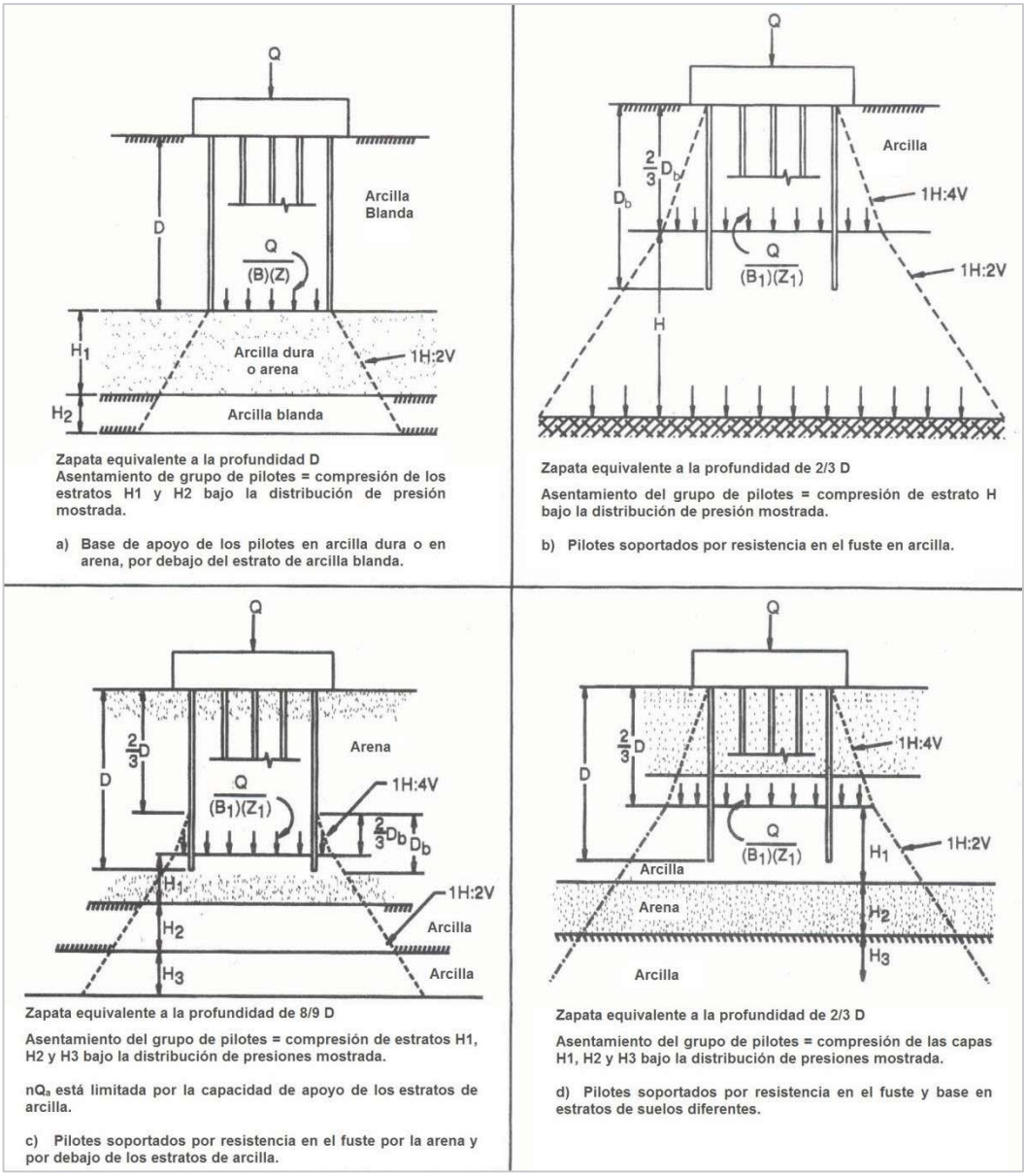
(10.7.2.3 AASHTO)

2.8.2.1.1.6.5.3.1 Analogia de la Zapata Equivalente

(10.7.2.3.1 AASHTO)

Con el propósito de calcular el asentamiento del grupo de pilotes, se asumirá que las cargas actúan sobre una zapata equivalente que esta apoyada dentro de la profundidad de empotramiento de los pilotes dentro del estrato que provee soporte como se muetra en las Figuras 2.8.2.1.1.6.5.3.1-1 y 2.8.2.1.1.6.5.3.1-2 ***(10.7.2.3.1-1 y 10.7.2.3.1-2 AASHTO)***

El asentamiento del grupo de pilotes será evaluado para fundaciones en suelos cohesivos, suelos que incluyen estratos de suelos cohesivos, y pilotes en suelos granulares flojos. La carga usada en el calculo del asentamiento será la carga permanete aplicada sobre la fundación

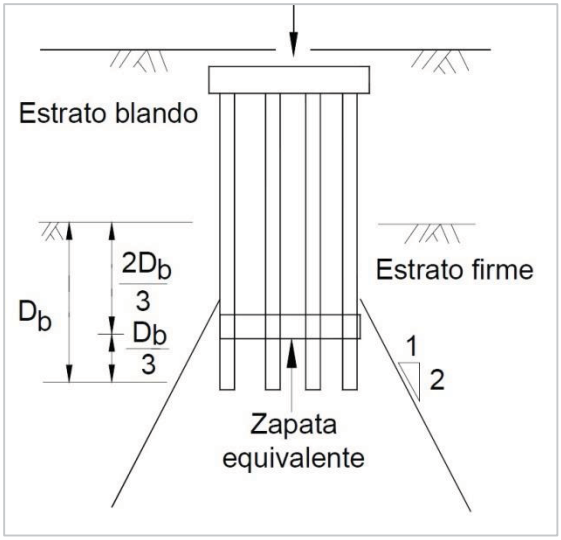


Notas:

1) *Plano del área del perímetro del grupo de pilotes= (B) (Y)*
2) *Plano del área (B1) ((Y1)=proyección del área (B) (Y) en la base sobre la que se muestra la distribución de presiones.*
3) *Para el cabezal de pilotes relativamente rígido, la distribución de presiones se asumirá que varía con la profundidad.*
4) *Para losa flexible o grupo de pequeñoscabezales separados, computar las presiones por soluciones elásticas.*

Figura 2.8.2.1.1.6.5.3.1-1 *Distibución de esfuerzos bajo la zapata equivalente para el grupo de pilotes después de hannigan et al. (2005)*

(Fig. 10.7.2.3.1-1 AASHTO)



Usar SPT: $\rho = \frac{qI\sqrt{B}}{N1_{60}}$

Usar CPT: $\rho = \frac{qBI}{2q_c}$

Figura 2.8.2.1.1.6.5.3.1-2 *Ubicación de la zapata equivalente.*

Fig. (10.7.2.3.1-2 AASHTO) (Duncan y Buchignani, 1976)

2.8.2.1.1.6.5.3.2 Grupo de Pilotes en Suelos Cohesivos

(10.7.2.3.2 AASHTO)

Para Asentamientos de fundaciones poco profundas se usarán procedimientos de estimación para determinar el asentamiento del grupo de pilotes, usando la ubicación de la zapata equivalente especificada en la figura 2.8.2.1.1.6.5.3.1-1 ó figura 2.8.2.1.1.6.5.3.1-2 (Fig. 10.7.2.3.1-1 AASHTO ó 10.7.2.3.1-2 AASHTO).

*El asentamiento de grupos de pilotes en **suelos no cohesivos** se puede tomar como:*

$$\text{Usando: SPT: } \rho = \frac{qI\sqrt{B}}{N1_{60}} \qquad \text{2.8.2.1.1.6.5.3.2-1 (10.7.2.3.2-1 AASHTO)}$$

$$\text{Usando: CPT: } \rho = \frac{qBI}{2q_c} \qquad \text{2.8.2.1.1.6.5.3.2-2 (10.7.2.3.2-2 AASHTO)}$$

En el cual

$$I = 1 - 0.125\frac{D'}{B} \geq 0.5 \qquad \text{2.8.2.1.1.6.5.3.2-3 (10.7.2.3.2-3 AASHTO)}$$

Donde:

ρ = *asentamientodel grupo de pilotes (in).*

q = *presión neta en fundación aplicada en $2D_b$ / 3 como se muestra en la figura 2.8.2.1.1.6.5.3.1-1 (10.7.2.3.1-1 AASHTO); Esta presión es igual a la carga aplicada en la parte superior del grupo dividido por el área de la zapata equivalente y no incluye el peso de los pilotes ó el peso del terreno entre ellos (ksf).*

B = *ancho o la dimensión mas pequeñoa del grupo de pilotes (ft).*

I = *factor de influencia del la longitud embebida efectiva del grupo (adimensional).*

D' = *profundidad efectiva tomada como $2D_b$ /3 (ft).*

D_b = *profundidad de la longitud embebida de los pilotes en el estrato que le provee soporte, como se especifica en la figura 2.8.2.1.1.6.5.3.1-1 (10.7.2.3.1-1 AASHTO) (ft).*

$N1_{60}$= *contar los golpes del SPT corregidos para ambos sobrecarga y efectos (blows/ft) de eficiencia del martillo.*

q_c = *resistencia media a la penetración del cono estático.*

Alternativamente se pueden usar otros métodos para calcular los asentamientos en suelos no cohesivos, en relación con la zapata equivalente, tal como el método de Hough especificado en el artículo 2.8.1.2.4.2 (10.6.2.4.2 AASHTO).

El número de goples del SPT (ver Artículo. 2.8.2.1.6) corregido o la resistencia del cono estatico será el promedio en una profundidad igual al ancho B del grupo de pilotes bajo la zapata equivalente. Los métodos SPT y CPT (Ecuaciones 2.8.2.1.1.6.5.3.2-1 y 2.8.2.1.1.6.5.3.2-2) serán aplicables solamente a las distribuciones presentadas en las figuras 2.8.2.1.1.6.5.3.1-1b y 2.8.2.1.1.6.5.3.1-2.

2.8.2.1.1.6.5.4 Movimiento Horizontal en Fundación de Pilotes

(10.7.2.4 AASHTO)

Los movimientos horizontales inducidos por cargas laterales deben ser evaluados.Se aplicarán los requisitos del Artículo 2.8.2.1.4.1.7.1 (10.8.2.1 AASHTO) en relación con el criterio de movimiento horizontal.

El movimiento horizontal de la fundación de pilotes será estimado usando procedimientos que consideren la interacción de suelo estructura. Se establecerán los movimientos horizontales tolerables de los pilotes sobre la base de confirmar la compatibilidad de movimientos de los componentes estructurales, ejemplo: la conexión entre el pilote y columna, para la condición de carga bajo consideración.

Los efectos de una resistencia lateral proporcionada por un cabezal empotrado pueden ser considerados en la evaluación del movimiento horizontal.

La resistencia lateral de pilotes individuales puede ser determinada mediante pruebas de carga estáticas.

Los efectos de interacción de grupo se tomarán en cuenta cuando se evalue los movimentos horizontales del grupo de pilotes. Cuando se usa el método de análisis P-y, los valores de P se multiplicarán por P-multiplicador, P_m, a tomar en cuenta para efectos de grupo. Los valores de P_m en la tabla 2.8.2.1.1.6.5.4-1 serán usados.

***Tabla 2.8.2.1.1.6.5.4-1** Multiplicadores de pilotes, Pm, para multiples filas sombreadas*

(Tabla 10.7.2.4-1 AASHTO)

Espaciamiento de pilotes centro a centro (en la dirección de la carga)	P. Multiplicadores, P_m		
	Fila 1	Fila 2	Fila 3 y más
3B	0.8	0.4	0.3
5B	1.0	0.85	0.7

La dirección de la carga y espaciamiento se tomará como está definido en la figura

2.8.2.1.1.6.5.4-1 (10.7.2.4-1 AASHTO). Si la la dirección de la carga para una simple fila de pilotes es perpendicular a la fila (como se aprecia a continuación en las figuras), un factor de reducción grupo menor que 1.0 será solamente usado si el espaciamiento de pilotes es 5B ó menos, ejemplo, un Pm de 0.7 para un espaciamiento de 3B, como se muestra en la figura 2.8.2.1.1.6.5.4.-1 (Fig. 10.7.2.4-1 AASHTO).

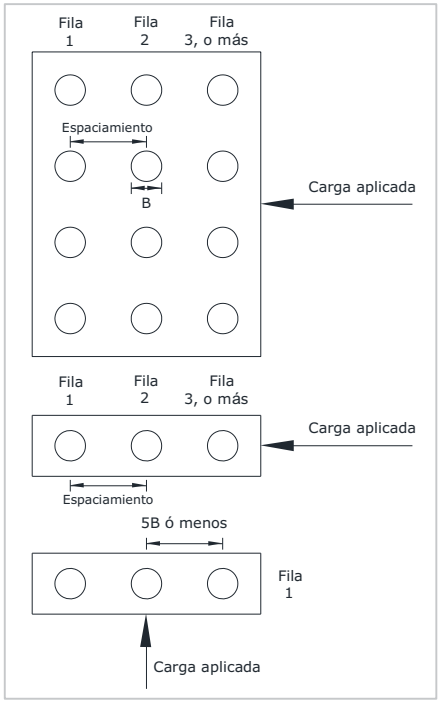


Figura 2.8.2.1.1.6.5.4-1 *Definición de Dirección de Carga y Espaciamiento para Efectos de Grupo*

(Fig. 10.7.2.4-1 AASHTO)

2.8.2.1.1.6.5.5 Asentamiento Debido a la Friccion Negativa

(10.7.2.5 AASHTO)

La resistencia nominal del pilote capaz de soportar las cargas de la estructura más las de fricción negativa (downdrag) será estimada tomando en cuenta solamente la resistencia fricciónal positiva y la resistencia por punta debajo del estrato mas bajo que contribuye a la friccion negativa. En general la resistencia geotécnica factorada disponible debe ser mayor que las cargas factoradas aplicadas al pilote incluyendo la fricción negativa, en el estado límite de servicio. En el caso donde no es posible obtener la resistencia geotécnica adecuada debajo del estrato mas bajo que contribuye a la fricción negativa, ejemplo, pilotes a fricción, que resiste enteramente la fricción negativa , la estructura será diseñada a tolerar la cantidad total de asentamiento resultanrte de la fricción negativa y de las otras cargas aplicadas.

Si la resistencia geotécnica adecuada es capaz de resistir la fricción negativa mas las cargas en la estructura en el estado límite de servicio, la cantidad de deformación necesaria total para movilizar la resistencia geotécnica será estimada, y la estructura será diseñada para tolerar anticipadamente el movimiento.

2.8.2.1.1.6.5.6 Compresión Lateral

(10.7.2.6 AASHTO)

Los estribos de los puentes soportados por fundaciones de pilotes hincados en terrenos blandos que están sujetos a una carga desequilibrante debido a un relleno que conforma el terraplén será evaluados por compresión lateral.

2.8.2.1.1.6.6 Diseño en el Estado Límite de Resistencia

(10.7.3 AASHTO)

2.8.2.1.1.6.6.1 Generalidades

(10.7.3.1 AASHTO)

Para el Estado Límite de resistencia, se determinará lo siguiente:

- *Requisitos de las cargas y su desempeño*
- *Tipo de pilote, dimensiones, y resistencia nominal axial en compresión.*
- *Lado y configuración del grupo de pilotes provistos de una adecuada fundación de sopórte.*
- *Longitud estimada del pilote que se usará en la los documentos contractuales.*
- *Una penetración mínima del pilote, si es requerida,para las condiciones de sitio y carga y se especificará solamente si es necesario asegurar el levantamiento,la estabilidad lateral, profundidad para resistir la friccion negativa(downdrag), profundidad para resistir la socavación y profundidad para resistencia estructural lateral, serán reunidos para el Estado Límite de Resistencia*
- *La máxima resistencia de hincado esperada para alcanzar la mínima penetración requerida del pilote, de ser aplicable, incluyendo cualquier resistencia suelo/pilote que no contribuya en el largo plazo a la resitencia axial nominal del pilote, ejemplo , la contribución del suelo a la fricción negativa, o que el suelo será removido por la socavación .*
- *El hincado de los pilotes seleccionados para alcanzar la requerida resistencia nominal axial o la mínima penetración con esfuerzos de hincado aceptables en un conteo satisfactorio de golpes por unidad de longitud de penetración; y*
- *La resistencia nominal estructural de los pilotes y/o grupo de pilotes.*

2.8.2.1.1.6.6.2 Fórmula Dinámica

(10.7.3.8.5 AASHTO)

Para establecer el criterio del hincado, se usará la formula FHWA Gates 2.8.2.1.1.6.6.2-1 (10.7.3.8.5-1 AASHTO). La medición de la resistencia nominal del pilote durante el proceso del hincado se tomará aplicando la formula dfinamica siguiente:

$$R_{ndr} = 1.75\sqrt{E_d}\log_{10}(10N_b) - 100$$ *2.8.2.1.1.6.6.2-1 (10.7.3.8.5-1 AASHTO)*

Donde:

R_{ndr} = *resitencia nominal del pilote medida durante el hincado (kips)*

E_d = *energia desarrollada por el martillo. Esta es la energía cinética en el pisón por el impacto de un golpe dado.Si la velocidad del pisón no es medida, se puede asumir igual a la energía potencial del pisón en lo alto del recorrido, tomando como peso del pisón las veces del recorrido (ft-lb)*

N_b = *número de golpes de martillo por 1.0 pulgada de penetración del pilote (golpes/pulgada)*

Donde:

La Fórmula Engineering News, que modifica predecir una resistencia nominal de apoyo, puede ser usada .La resistencia nominal del pilote usando este método se tomará como:

$$R_{ndr} = \frac{12E_d}{(s + 0.1)}$$ *2.8.2.1.1.6.6.2-2 (10.7.3.8.5-2 AASHTO)*

Donde:

R_{ndr} = *resitencia nominal del pilote medida durante el hincado (kips)*

E_d = *energia desarrollada por el martillo.Esta es la energía cinética en el pisón por el impacto de un golpe dado.Si la velocidad del pisón no es medida, se puede asumir igual a la energía potencial del pisón en lo alto del recorrido,,tomando como peso del pisón las veces del recorrido (ft-kips)*

s = *penetración permanente del pilote, (pulgada.)*

Si una fórmula dinámica, excepto las presentadas en este artículo, es usada, será calibrada basándose en medidas resultantes de pruebas de carga para obtener un factor de resistencia apropiada, consistente con el Artículo C10.5.5.2 AASHTO.

Si un análisis no es conducido, para pilotes de hacer, los esfuerzos de diseño serán limitados como se especifica en el Artículo 2.9.10.2 (6.15.2 AASHTO).

Las fórmulas dinamicas no serán usadas cuando la resistencia nominal requerida excede 600 kips (273,000 kg).

2.8.2.1.1.6.6.3 Análisis Estático

(10.7.3.8.6 AASHTO)

2.8.2.1.1.6.6.3a Generalidades

(10.7.3.8.6 a AASHTO)

Cuando un método de predicción de análisis estático es utilizado para determinar el criterio de instalación de los pilotes, esto es, para resistencia de soporte, la resistencia nominal del pilote será factorada en el estado límite de resistencia usando los factores indicados en la Tabla2.8.2.1.1.6.6.3a-1 (10.5.5.2.3-1 AASHTO), que a continuación se presenta, conjuntamente con el método usado para calcular la resistencia nominal de soporte del pilote.

La resistencia de soporte factorada de los pilotes, RR, se tomará como:

$$R_R = \varphi R_n \qquad \text{2.8.2.1.1.6.6.3 a-1 (10.7.3.8.6 a-1 AASHTO)}$$

ó

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_{stat} R_p + \varphi_{stat} R_s \qquad \text{2.8.2.1.1.6.6.3 a-2 (10.7.3.8.6 a-2 AASHTO)}$$

En el cual

$$R_p = q_p A_p \qquad \text{2.8.2.1.1.6.6.3 a-3 (10.7.3.8.6 a-3-AASHTO)}$$

$$R_s = q_s A_s \qquad \text{2.8.2.1.1.6.6.3 a-4 (10.7.3.8.6 a-4-AASHTO)}$$

Donde:

R_{stat} = *factor de resistencia para la resistencia de soporte de un pilote individual, método de analis estatico.Tabla 2.8.2.1.1.6.6.3a-1 (10.5.5.2.3.1-1 AASHTO) (10.5.5.2.3-1 AASHTO).*

R_p = *resistencia de punta del pilote (kips)*

R_s = *resistencia friccional lateral del pilote (kips)*

q_p = *resistencia de punta unitaria del pilote (ksf)*

q_s = *resistencia friccional unitaria del pilote (ksf)*

A_s = *área de la superficie del fuste del pilote (ft²)*

A_p = *área de la punta del Pilote (ft²).*

Tabla 2.8.2.1.1.6.6.3a-1 *Factores de Resistencia para Pilotes Hincados*

(10.5.5.2.3.-1 AASHTO)

Condición/ Método de Determinación de Resistencia		***Factor de Resitencia***
Resistencia portante nominal de pilote individual. *Métodos de análisis dinámico y prueba de carga estática* φ_{dyn}	*Establecido el criterio de hincado mediante pruebas de carga estáticas, como mínimo de un pilote teniendo en cuenta la condición del sitio ,y pruebas dinamicas de por lo menos de dos pilotes teniendo en cuenta la condición del sitio, pero no menor que el 2% de la producción de pilotes*	*0.8*
	Establecido el criterio de hincado mediante pruebas de carga estáticas, como mínimo de un pilote teniendo en cuenta la condición del sitio, sin prueba dinámica.	*0.75*
	Establecido el criterio de hincado mediante pruebas de carga dinamicas llevadas a cabo sobre el 100% de la producción de pilotes.	*0.75*
	Establecido el criterio de hincado mediante prueba dinámica, se hará control de calidad con la prueba dinámica de al menos dos pilotes, teniendo en cuenta la condición del sitio, pero no menos de 2% de la producción de pilotes.	*0.65*
	Análisis de la ecuación de onda, sin mediciones dinámicas de martinetes o prueba de carga, pero con la confirmación en el campo del rendimiento del martillo.	*0.50*
	FHWA- formula dinámica de hincado de pilote, modificada por GATES, ver la ecuación en el Artículo 2.8.2.1.1.6.6.2-1 ***(10.7.3. 8.5-1 AASHTO)*** *(se usará al final del hincado)*	*0.40*
	Engineering News, formula dinámica de hincado de pilote, ver la definición y ecuación 2.8.2.1.1.6.6.2-2 ***(10.7.3.8.5-2 AASHTO)*** *(se usará al final del hincado)*	*0.10*
Resistencia portante nominal de pilote individual -método de análisis estático, φ_{stat}	*Resitencia lateral (fricción)y apoyo de punta: arcilla y suelos mixtos* *Método α (Tomlinson,1987; Skempton,1951)* *Método β (Esrig & Kirby,1979 ; Skempton,1951)* *Método λ (Vijayvergiya & Focht,1972, Skempton,1951)* *Resitencia lateral y apoyo de punta: arena* *Método Nordlund/ Thurman(Hannigan et al.,2005)* *Método SPT (Meyerhof)* *Método CPT (Schmertmann)* *Apoyo de punta en roca (Canadian Geotech,Society, 1985)*	 *0.35* *0.25* *0.40* *0.45* *0.30* *0.50* *0.45*
Falla de block, φ_{b1}	*Arcilla*	*0.60*

Condición/ Método de Determinación de Resistencia		Factor de Resitencia
Resistencia al levantamiento de pilotes individuales, φ_{up}	Método Nordlund	0.35
	Método α	0.25
	Método β	0.20
	Método λ	0.30
	Método SPT	0.25
	Método CPT	0.40
	Prueba de carga estática Prueba dinámica con concordancia de señales.	0.60
Resistencia a levatamiento de grupo de pilotes φ_{ug}	Todos los suelos	0.50
Resistencia geotécnica lateral de pilote individual o grupo de pilotes	Todos los suelos y rocas	1.00
Estado límite estructural	Pilotes de acero — Ver disposiciones de Artículo 6.5.4.2 Pilotes de concreto — Ver disposiciones de Artículo 5.5.4.2.1 Pilotes de madera — Ver disposiciones de Artículo 8.5.2.2.y 8.5.2.3	
Análisis de la capacidad de conducción de los pilotes, φ_{da}	Pilotes de acero — Ver disposiciones de Artículo 6.5.4.2 Pilotes de concreto — Ver disposiciones de Artículo 5.5.4.2.1 Pilotes de madera — Ver disposiciones de Artículo 8.5.2.2 En todos los tres artículos identificados arriba, use φ como "resistencia durante el hincado de los pilotes"	

2.8.2.1.1.6.6.3b Método α

(10.7.3.8.6 b AASHTO)

*El Método **α** basado en esfuerzos totales, se puede utilizar para relacionar la adherencia entre el pilote y una arcilla con la resistencia no drenada de la arcilla. Con este método, la fricción superficial unitaria nominal, en ksf, se puede tomar como:*

$$q_s = \alpha S_u \qquad \text{2.8.2.1.1.6.6.3 b.-1} \quad \text{(10.7.3.8.6 b-1 AASHTO)}$$

Donde:

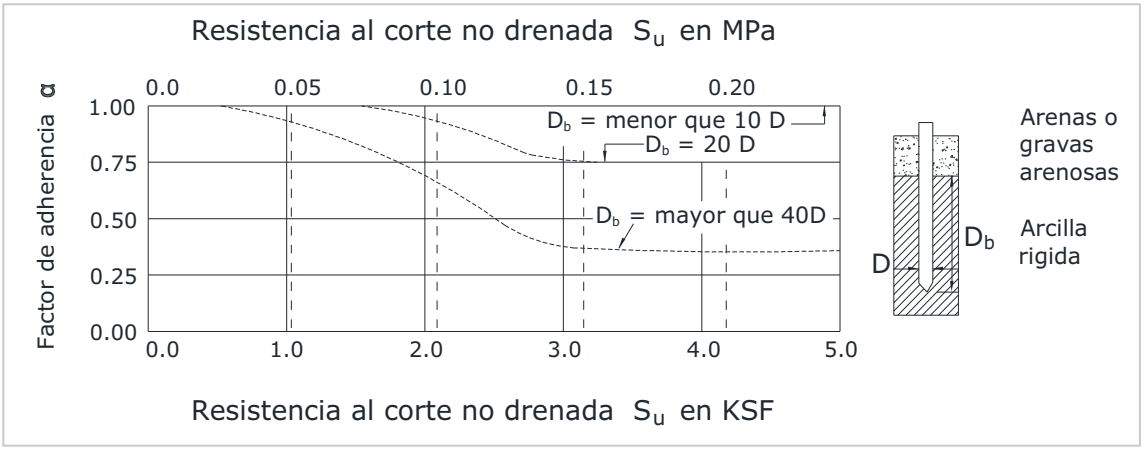
S_u = *resistencia al corte no drenada (ksf)*

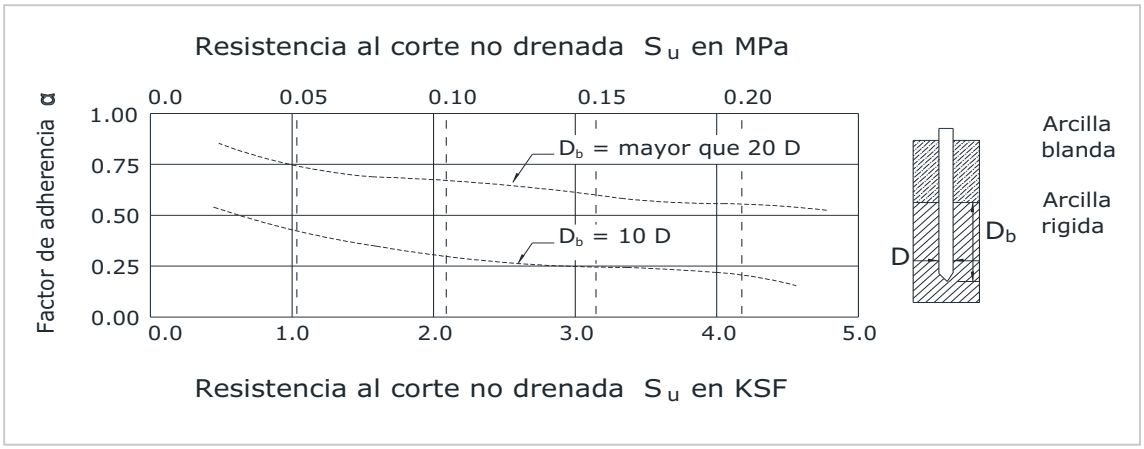
α = *factor de adherencia aplicado a S_u (adimensional)*

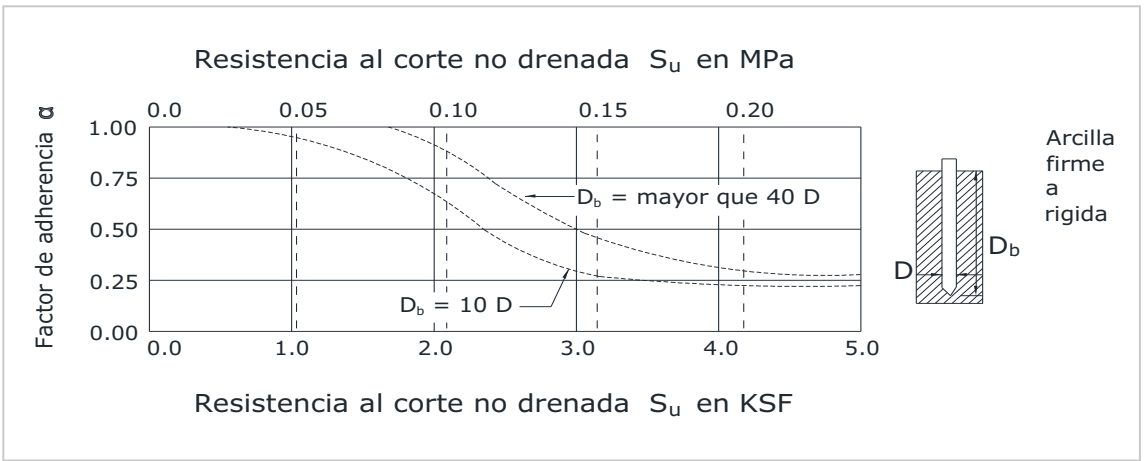
El factor de adherencia para este método, α, será asumido y será función de la resistencia no drenada, S_u, como se ilustra en Fig. 2.8.2.1.1.6.6.3b-1 (10.7.3.8.6b-1 AASHTO)

Figura 2.8.2.1.1.6.6.3b-1 *Curvas de diseño para determinar los factores de adherencia para pilotes hincados en suelos arcillosos (Tomlison 1980)*

(Fig.10.7.3.8.6b-1 AASHTO)







2.8.2.1.1.6.6.3c Método βv

(10.7.3.8.6c AASHTO)

El método β, basado en esfuerzos efectivos, se puede utilizar para predecir la fricción superficial de pilotes prismáticos. La fricción superficial unitaria nominal, en ksf, se puede relacionar con los sfuerzos efectivos del suelo de la siguiente manera:

$$q_s = \beta \sigma'_v$$ *2.8.2.1.1.6.6.3 c-1* *(10.7.3.8.6c-1 AASHTO)*

Donde:

σ'_v = *esfuerzo efectivo vertical (ksf).*

β = *un factor tomado de la Figura 2.8.2.1.1.6.6.3 c-1.*

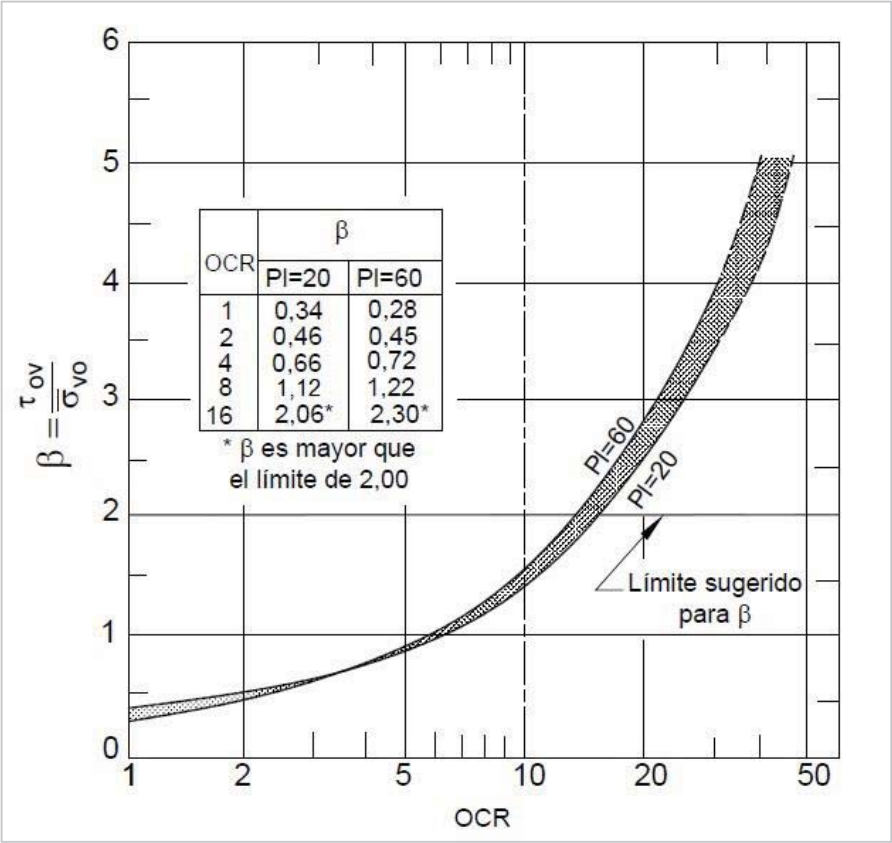


Figura: 2.8.2.1.1.6.6.3c-1 *β versus OCR para desplazamiento de pilotes (Esrig y Kirby 1979)*
(Figura 10.7.3.8.6c -1 AASHTO)

2.8.2.1.1.6.6.3d Método λ

(10.7.3.8.6d AASHTO)

*El método **λ** basado en esfuerzos efectivos, (aunque no contenga un parámetro de esfuerzo total), se puede utilizar para relacionar la fricción superficial unitaria, en ksf, con el empuje pasivo del suelo. Por este método, la fricción superficial unitaria se determinarás de la siguiente manera:*

$$q_s = \lambda(\sigma'_v + 2S_u)$$ *2.8.2.1.1.6.6.3d-1 (10.7.3.8.6d-1 AASHTO)*

Donde:

$\sigma'_v + 2S_u$ = *presión pasiva lateral del suelo (ksf)*

σ'_v = *el esfuerzo efectivo vertical en el punto medio de la capa en consideración (ksf)*

λ = *un coeficiente empirico tomado de la Figura 2.8.2.1.1.6.6.3d-1 (adimensional)*

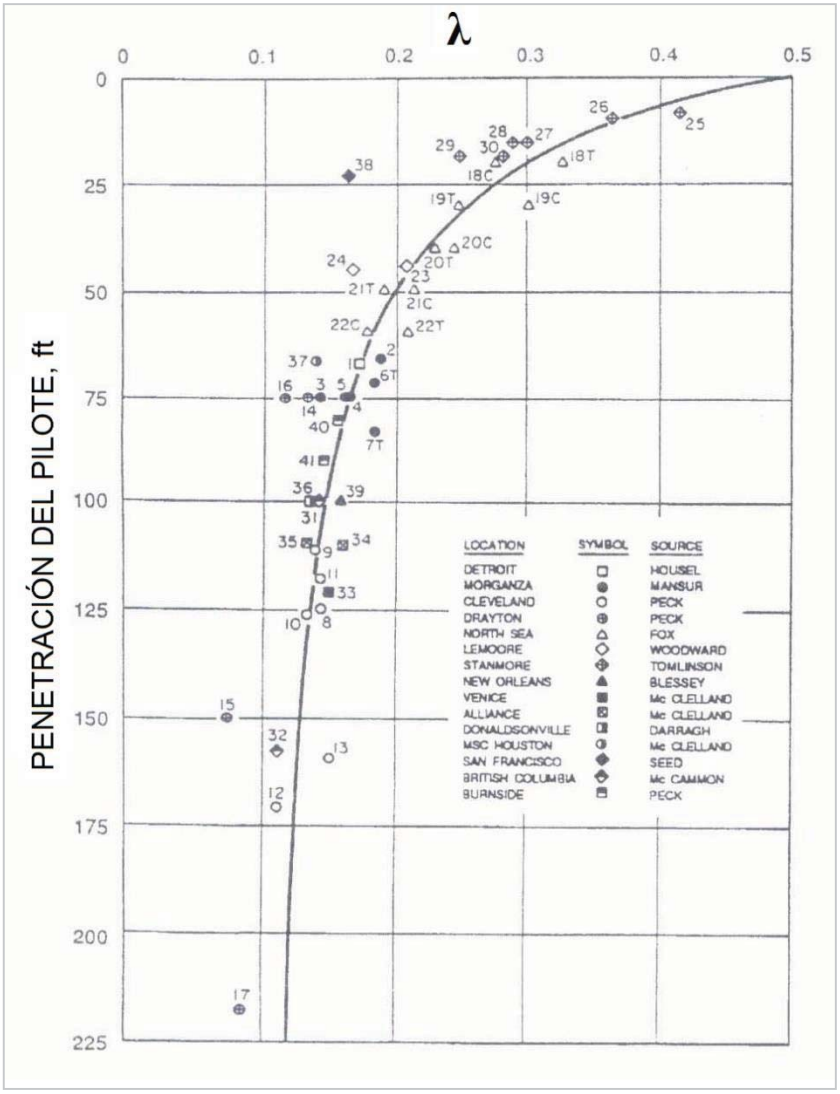


Figura 2.8.2.1.1.6.6.3d-1 *Coeficiente λ Para pilotes tubulares hincados (Vijaivergiya y Focth)*

(Figura 10.7.3.8.6d-1 AASHTO)

2.8.2.1.1.6.6.3e Resitencia de Punta en Suelos Cohesivos

(10.7.3.8.6e-AASHTO)

La resistencia de punta unitaria nominal de pilotes en arcillas saturadas, en ksf, se tomará como:

$$q_p = 9S_u$$ *2.8.2.1.1.6.6.3e-1 (10.7.3.8.6e-1 AASHTO)*

Donde:

S_u = *resistencia al corte de la arcilla no drenada cerca de la base del pilote (ksf)*

2.8.2.1.1.6.7 Resistencia de Grupo de Pilotes en Compresión

(10.7.3.9 AASHTO)

Para grupo de pilotes en arcilla, la resistencia nominal axial del grupo de pilotes se tomará el menor de:

- *La suma de las resistencias nominales de cada pilote en el grupo, o*
- *La resistencia nominal de un pilar conformado por los pilotes y el block del suelo dentro del área limitada por los pilotes.*

Si el cabezal no está firmemente en contacto con el terreno y si el suelo de la superficie es blando, la resistencia individual de cada pilote será multiplicado por un factor de eficiencia η*, tomado como:*

- η = 0.65, *Para un espaciamiento centro a centro de pilotes de 2.5 diámetros.*
- η = 1.0, *Para un espaciamiento centro a centro de pilotes de 6.0 diámetros.*

Para espaciamientos intermedios, el valor de $\boldsymbol{\eta}$ *puede ser determinado por interpolación lineal.*

Si el cabezal está en contacto firme con el terreno no se aplicará la reducción de eficiencia. Si el cabezal no está en contacto firme con el terreno y si el suelo es consistente, no se requerirá reducción de la eficiencia.

La capacidad portante de un grupo de pilotes en suelos no cohesivos será la suma de la resistencia de todos los pilotes del grupo. El factor de eficiencia $\boldsymbol{\eta}$ *se tomará 1.0 cuando el cabezal esté o no esté en contacto con el terreno, para una separación de pilotes centro a centro de 2.5 diámetro o más. El factor de resistencia es el mismo que para pilotes solos como se especifica en la Tabla 2.8.2.1.1.6.6.3a-1* **(Tabla 10.5.5.2.3.-1 AASHTO)**

Para un grupo de pilotes en arcilla o arena, si un grupo de pilotes se hincan en un depósito de suelo resistente situado encima de un depósito débil, la resistencia del block de apoyo se evaluará tomando en consideración el efecto de punzonamiento del grupo de pilotes dentro del estrato débil subyacente.

Comentarios:

La eficiencia de un grupo de pilotes en suelos cohesivos puede ser menor que la eficiencia de los pilotes individuales, debido a las zonas en las cuales se superponen las deformaciones por corte en el suelo que rodea los pilotes.

En los suelos cohesivos la resistencia de un grupo de pilotes depende de si el cabezal está en contacto firme con el terreno por debajo del mismo. Si el cabezal está en contacto firme con el terreno, el grupo de pilotes y el suelo entre los pilotes se comportan como una unidad.

Cuando las separaciones entre los pilotes son pequeñas puede prevalecer un mecanismo de falla en forma de bloque, mientras que cuando las separaciones son mayores los pilotes pueden fallar en forma individual. Es necesario verificar los mecanismos de falla y diseñar para el caso con el cual se obtenga la menor capacidad.

Las verificaciones de las fallas del bloque del pilar equivalente son generalmente aplicables al grupo de pilotes dentro de suelos cohesivos. Para grupo de pilotes en arena, la suma de la resistencia nominal de los pilotes individuales siempre controla la resistencia del grupo.

Para un grupo de pilotes de ancho X, longitud Y y profundidad Z como el que se ilustra en la Figura 2.8.2.1.1.6.7-1 **(10.7.3.9-1 AASHTO)**, *la capacidad de carga para la falla en bloque, en kips está dada por la siguiente expresión:*

$$Q_g = (2X + 2Y)Z\overline{S_u} + XYN_cS_u \qquad \text{C2.8.2.1.1.6.7-1 (C10.7.3.9-1 AASHTO)}$$

En el cual:

Para $\frac{Z}{X} \leq 2.5$:

$$N_c = 5\left(1 + \frac{0.2X}{Y}\right)\left(1 + \frac{0.2Z}{X}\right) \qquad \text{C2.8.2.1.1.6.7-2 (C10.7.3.9-2 AASHTO)}$$

Para $\frac{Z}{X} > 2.5$:

$$N_c = 7.5\left(1 + \frac{0.2X}{Y}\right) \qquad \text{C2.8.2.1.1.6.7-3 (C10.7.3.9-3 AASHTO)}$$

Donde:

$\overline{S_u}$ = *resistencia al corte no drenada promedio a lo largo de la profundidad de penetración de los pilotes (ksf); (MPa).*

S_u = *resistencia al corte no drenado en la base del grupo (ksf); (MPa).*

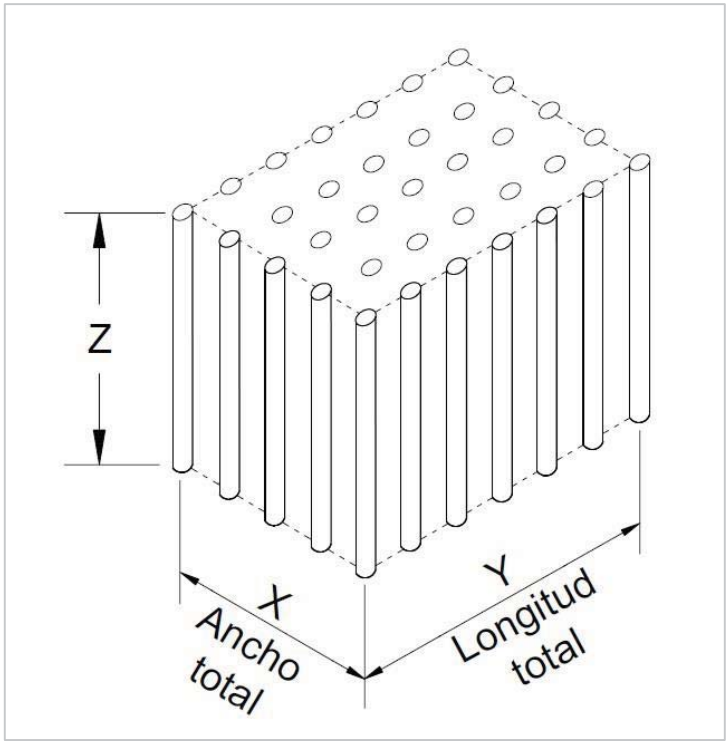


Figura C2.8.2.1.1.6.7-1 *Grupo de pilotes actuando como una fundación en bloque*

(C10.7.3.9-1 AASHTO)

2.8.2.1.1.6.8 Resistencia Contra el Levantamiento de Pilotes Individuales

(10.7.3.10 AASHTO)

Se deberá considerar el levantamiento cuando las solicitaciones, calculadas en base a la combinación de cargas para el estado límite correspondiente, sean de tracción.

Cuando los pilotes están sujetos a levantamiento se deberían investigar tanto la resistencia al arrancamiento de los pilotes como la capacidad estructural de los pilotes para resistir tracción y transmitirla a la fundación.

La resistencia contra el levantamiento de un pilote individual se deberá estimar de manera similar a la utilizada para estimar la resistencia por fricción superficial de los pilotes en compresión especificada en el Artículo 2.8.2.1.1.6.6.3 (10.7.3.8.6 AASHTO)

La resistencia factorada contra el levantamiento en kips se tomará como:

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_{up} R_s \qquad \text{2.8.2.1.1.6.8-1} \quad \text{(10.7.3.10-1 AASHTO)}$$

Donde:

R_s = *resistencia nominal contra el levantamiento debido a la resistencia del fuste.*

φ_{up} = *factor de resistencia para la resistencia al levantamiento especificado en la Tabla 2.8.2.1.1.6.6.3a-1 (Tabla 10.5.5.2.3-1 AASHTO).*

La resistencia al levantamiento de pilotes individuales se puede determinar mediante pruebas de carga estática. Para realizar la prueba estática de levantamiento se seguirá los procedimientos especificados por ASTM D3689.

2.8.2.1.1.6.9 Resistencia Contra el Levantamiento de Grupo de Pilotes

(10.7.3.11 AASHTO)

La resistencia nomina contra el levantamiento de un grupo de pilotes será evaluado cuando la fundación está sujeta a cargas de levantamiento.

La resistencia factorada al levantamiento del grupo de pilotes, en kips, será tomado como:

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_{ug} R_{ug}$$ *2.8.2.1.1.6.9-1 (10.7.3.11-1 AASHTO)*

Donde:

R_{ug} = *resistencia nominal contra el levantamiento del grupo de pilotes (kips)*

φ_{ug} = *factor de resistencia especificado en la Tabla 2.8.2.1.1.6.6.3a-1 (Tabla 10.5.5.2.3-1 AASHTO)*

La Resistencia contra el levantamiento R_{ug} de un grupo de pilotes se tomará como el menor de:

- *La suma de las resistencias de los pilotes individuales contra el levantamiento, o*
- *La resistencia contra el levantamiento del grupo de pilotes considerado como un bloque.*

Para los grupos de pilotes en suelo no cohesivo, el peso del bloque que será levantado se deberá determinar utilizando para la carga una distribución con una pendiente de 1H en 4V desde la base del grupo de pilotes, tal como se ilustra en la Figura 2.8.2.1.1.6.9-1 (10.7.3.11-1 AASHTO) Para los suelos ubicados debajo del nivel freático se deberán utilizar los pesos unitarios sumergidos.

Para los suelos cohesivos el bloque utilizado para resistir el levantamiento en corte no drenado se deberá tomar de la Figura 2.8.2.1.1.6.9 -2 (10.7.3.11-2 AASHTO). La resistencia nominal contra el levantamiento del grupo se puede tomar como:

$$R_n = R_{ug} = (2XZ + 2YZ)\overline{S_u} + W_g$$ *2.8.2.1.1.6.9-2 (10.7.3.11-2 AASHTO)*

Donde:

X = *ancho del grupo como se muestra en la figura 2.8.2.1.1.6.9-2 (10.7.3.11-2 AASHTO) (ft).*

Y = *longitud del grupo como se muestra en la figura 2.8.2.1.1.6.9-2 (10.7.3.11-2 AASHTO) (ft).*

Z = *profundidad del bloque de suelo debajo del cabezal de los pilotas como se muestra en la figura: 2.8.2.1.1.6.9-2 (10.7.3.11-2 AASHTO) (ft).*

$\overline{S_u}$ = *resistencia a la corte no drenada promedio a lo largo del fuste de los pilotes (ksf).*

W_g = *peso del bloque formado por el suelo, los pilotes y el cabezal (kips).*

El factor de resistencia para la capacidad nominal contra el levantamiento de un grupo de pilotes, R_{ug}, determinada como la sumatoria de las resistencias de los pilotes individuales se deberá tomar igual que para la capacidad contra el levantamiento de pilotes individuales tal como se especifica en la Tabla 2.8.2.1.1.6.6.3a-1 (10.5.5.2.3-1 AASHTO)

El factor de resistencia para la capacidad contra el levantamiento de un grupo de pilotes considerado como un bloque único se deberá tomar como se especifica en la Tabla 2.8.2.1.1.6.6.3a-1 (10.5.5.2.3-1 AASHTO) para grupos de pilotes en arcilla y arena.

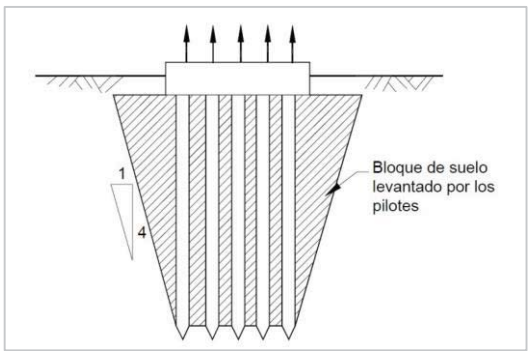


Figura 2.8.2.1.1.6.9-1 *Levantamiento de un grupo de pilotes poco separados en suelos no cohesivos (Tomlinson1987)*

(Fig.10.7.3.11-1 AASHTO)

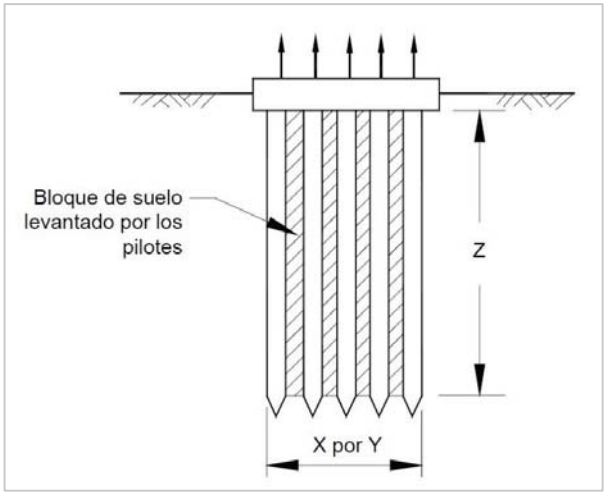


Figura 2.8.2.1.1.6.9-2 *Levantamiento de un grupo de pilotes en suelos cohesivos (Tomlinson 1987)*

(Fig.10.7.3.11-2 AASHTO)

2.8.2.1.1.6.10 Efecto del Asentamiento del Terreno y Cargas de Fricción Negativa

Se deberá considerar el posible desarrollo de fricción negativa en los pilotes cuando:

- *Las fundaciones yacen en arcillas compresibles, limos y suelos orgánicos.*
- *En rellenos colocados recientemente en la superficie*
- *Cuando el nivel freático ha sido deprimido*

Al investigar la capacidad de carga y el asentamiento de las fundaciones con pilotes las cargas de fricción negativa se deberán considerar como una carga.

2.8.2.1.1.6.11 Nivel Freático y Sub-presiones

La capacidad portante será determinada usando un nivel freático consistente con aquel empleado para calcular los efectos de las cargas. Será considerado en el diseño el efecto de la presión hidrostática.

2.8.2.1.1.6.12 Protección Contra el Deterioro

Se considerarán, como mínimo, los siguientes tipos de deterioro:

- *Corrosión de pilotes de acero, particularmente en rellenos, suelos con bajo pH y ambientes marinos.*
- *Ataque por sulfatos, cloruros y ácidos en los pilotes de concreto.*
- *Deterioro de pilotes de madera debido a ciclos de humedecimiento y secado o por acción de insectos o aguas agresivas.*

2.8.2.1.2 Pilotes de Concreto Armado

(5.13.4 AASHTO)

2.8.2.1.2.1 Generalidades

(5.13.4.1 AASHTO)

Se deberá asumir que todas las cargas resistidas por la zapata y el peso propio de la zapata se transmiten a los pilotes. Los pilotes hincados se deberán diseñar para resistir las fuerzas de hincado y manipuleo. Para considerar el transporte y montaje, un pilote prefabricado se debería diseñar para una carga no menor que 1.5 veces su peso propio.

Cualquier porción de un pilote en la cual sea posible que en algún momento no haya apoyo lateral adecuado para impedir el pandeo se deberá diseñar como una columna.

Los puntos o zonas de fijación para resistencia de cargas laterales y momentos se determinaran mediante un análisis de las propiedades del suelo, que se describe en el siguiente Artículo 2.8.2.1.2.1a

Los pilotes de concreto se deberán empotrar en zapatas o cabezales, como se especifica en el Artículo 2.8.2.1.1.2 (10.7.1.2. AASHTO). La armadura de anclaje deberá consistir ya sea en una prolongación de la armadura del pilote o en barras de espera (dowels). Las fuerzas de levantamiento o las tensiones inducidas por flexión deberán ser resistidas por la armadura. La cuantía de armadura de anclaje no deberá ser menor que 0.005 y el número de barras no deberá ser menor que cuatro. La armadura se deberá desarrollar lo suficiente para resistir una fuerza de 1.25 $f_y A_s$.

Además de los requisitos especificados en los Artículos 2.8.2.1.2.1 a 2.8.2.1.2.5 (5.13.4.1 a 5.13.4.5 AASHTO), los pilotes utilizados en zonas sísmicas deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 2.8.2.1.2.6 (5.13.4.6 AASHTO).

2.8.2.1.2.1a Pandeo y Estabilidad Lateral de los Pilotes

(10.7.3.13.4 AASHTO)

Los pilotes que atraviesan agua o aire se deberán suponer empotrados a una cierta profundidad debajo del nivel del terreno. La estabilidad se deberá determinar de acuerdo con los requisitos para elementos comprimidos usando una longitud de pilote equivalente igual a la longitud sin apoyo lateral, más una longitud embebida hasta el punto donde se asume que el pilote está empotrado.

La profundidad hasta el punto donde se asume que el pilote está empotrado se puede tomar como:

- *Para las arcillas:*

$$1.4\left[E_p\, l_w / E_s\right]^{0.25} \qquad \text{(2.8.2.1.2.1a-1) (C10.7.3.13.4-1 AASHTO)}$$

- *Para las arenas*

$$1.8\left[E_p\, l_w / n_h\right]^{0.2} \qquad \text{(2.8.2.1.2.1a-2) (C10.7.3.13.4-2 AASHTO)}$$

Donde:

E_p = *módulo de elasticidad del pilote (ksi); (MPa)*

l_w = *momento de inercia del pilote con relación al eje menor (ft^4); (mm4)*

E_s = *módulo del suelo para las arcillas = 0.465 Su (ksi); 67 Su (MPa)*

s_u = *resistencia al corte no drenado de las arcillas (MPa)*

n_h = *tasa de incremento del módulo del suelo en función de la profundidad para las arenas como se especifica en la Tabla 2.8.2.1.2.1-1.*

***Tabla 2.8.2.1.2.1-1** Profundidad n_h para las arenas*

(C10.4.6.3-2 AASHTO)

Consistencia	Seca o Humeda	Sumergida
	(ksi/ft)	(ksi/ft)
Suelta	0.417	0.208
Media	1.11	0.556
Densa	2.78	1.39

2.8.2.1.2.2 Empalmes

(5.13.4.2 AASHTO)

Los empalmes en los pilotes de concreto deberán desarrollar la resistencia axial, a la flexión, al corte y torsional del pilote. Los detalles de los empalmes se deberán indicar en la documentación técnica.

2.8.2.1.2.3 Pilotes Prefabricados de Concreto Armado

(5.13.4.3 AASHTO)

2.8.2.1.2.3.1 Dimensiones de los Pilotes

(5.13.4.3.1 AASHTO)

Los pilotes prefabricados de concreto armado pueden ser de sección uniforme o ahusada. No se deberán utilizar pilotes ahusados para la construcción de pilares, excepto para la porción del pilote que se encuentra por debajo de la rasante, ni en cualquier ubicación en la cual los pilotes han de actuar como columnas.

Si los pilotes de concreto no están expuestos a la acción del agua salada, el área de la sección transversal de los pilotes, medida encima del ahusamiento, no deberá ser menor que 140 in^2 . El área de la sección transversal de los pilotes de concreto utilizados en agua salada no deberá ser menor que 220 in^2. Las esquinas de las secciones rectangulares deberán ser achaflanadas.

Se recomienda utilizar chaflanes de 1.0 in, aunque se han utilizado exitosamente chaflanes más pequeños. Se deberían tener en cuenta las experiencias locales.

El diámetro de los pilotes ahusados medido a 2.0 ft de la punta no deberá ser menor que 8.0in; cualquiera sea la sección transversal de un pilote, el diámetro se deberá considerar como la menor dimensión que atraviesa el centro de la sección transversal.

2.8.2.1.2.3.2 Armadura

(5.13.4.3.2 AASHTO)

La armadura longitudinal deberá consistir como mínimo en cuatro barras distribuidas uniformemente alrededor del perímetro del pilote. El área de la armadura no deberá sermenor que 1.5 por ciento del área bruta de la sección transversal de concreto medida por encima del ahusamiento.

La armadura longitudinal deberá estar encerrada por armadura en espiral o estribos de columna equivalentes en toda su longitud. La armadura en espiral deberá ser como se especifica en el Artículo 2.8.2.1.2.4.3 ***(5.13.4.4.3.AASHTO).***

2.8.2.1.2.4 Pilotes Prefabricados de Concreto Pretensado

(5.13.4.4 AASHTO)

2.8.2.1.2.4.1 Dimensiones de los Pilotes

(5.13.4.4.1 AASHTO)

Los pilotes de concreto pretensado pueden ser de sección octogonal, cuadrada o circular, y deberán satisfacer las dimensiones mínimas especificadas en el Artículo 2.8.2.1.2.3.1 ***(5.13.4.3.1 AASHTO)***

Los pilotes de concreto pretensado pueden ser de sección maciza o hueca. Para los pilotes de sección hueca se deberán implementar medidas de precaución, tales como venteos, para impedir su rotura por la presión hidrostática interna durante el hincado, la presión del hielo en los Pilares de pilotes, o la presión gaseosa debida a la descomposición del material utilizado para crear el vacío.

El espesor de pared de los pilotes cilíndricos no deberá ser menor que 5.0 in (125 mm).

2.8.2.1.2.4.2 Calidad del Concreto

(5.13.4.4.2 AASHTO)

La resistencia a la compresión del pilote en el momento de su hincado no deberá ser menor que 5.0 ksi (35 MPa). Para los pilotes sujetos a ciclos de congelamiento y deshielo o humedecimiento y secado se deberá utilizar concreto con aire incorporado.

2.8.2.1.2.4.3 Armadura

(5.13.4.4.3 AASHTO)

A menos que se especifique de manera diferente, los cables de pretensado se deben separar y tesar de manera de lograr una compresión uniforme en la sección transversal del pilote luego de las pérdidas no menor que 0.75 ksi (5 MPa).

El objetivo de la compresión de 0.7 ksi (5 MPa) es evitar la fisuración durante el manipuleo y la instalación de los pilotes. Si el Propietario lo autoriza, se puede utilizar una compresión menor.

Para los pilotes de sección no circular, en lugar del "diámetro" se debería utilizar la menor de las dimensiones de la sección transversal.

La totalidad de la longitud de los cables de pretensado deberá estar encerrada por armadura en espiral de la siguiente manera:

Para los pilotes de no más de 24.0 in (600 mm) de diámetro:

- *Alambre en espiral no menor que W3.9,*
- *En los extremos del pilote, aproximadamente 16 vueltas de armadura en espiral con un paso de 3.0 in (75 mm)*
- *En las 6.0 in (150 mm) superiores del pilote, cinco vueltas de espiral adicional con un paso de 1.0 in (25 mm) , y*
- *En el resto del pilote los cables deberán estar encerrados por armadura en espiral con un paso no mayor que 6.0 in (150 mm).*

Para los pilotes de más de 24.0 in (600 mm) de diámetro:

- *Alambre en espiral no menor que W4.0,*
- *En los extremos del pilote, aproximadamente 16 vueltas de armadura en espiral con un paso de 2.0 in (50 mm)*
- *Teniendo la parte superior 6 in. Cuatro vueltas adicionales de devanado en espiral de 1.5 in de paso.*
- *En el resto del pilote los cables deberán estar encerrados por armadura en espiral con un paso no mayor que 4.0 in (100 mm).*

2.8.2.1.2.5 Pilotes Colados en Sitio

(5.13.4.5 AASHTO)

Sólo se podrán utilizar pilotes de concreto vaciados en orificios perforados cuando las condiciones del suelo lo permitan.

Las camisas para los pilotes de concreto vaciados in situ deberán tener suficiente espesor y resistencia para mantener la forma y no evidenciar distorsiones perjudiciales durante o después del hincado de las camisas adyacentes y una vez retirado el núcleo de hincado, si lo hubiere. La documentación técnica deberá estipular que cualquier diseño alternativo de las camisas deberá ser aprobado por el Ingeniero antes de proceder al hincado.

Los pilotes de concreto vaciados in situ incluyen los pilotes de concreto vaciados en camisas metálicas hincadas pérdidas y los pilotes vaciados en orificios perforados no revestidos.

En general se debería evitar construir pilotes en orificios perforados en el caso de suelos derrumbables, si hay grandes piedras o si se anticipa que habrá un nivel freático no controlable. Los métodos constructivos especiales requeridos en estos casos aumentan tanto el costo como la probabilidad de defectos en los pilotes.

Para las camisas la documentación técnica debería indicar espesores "mínimos." Este espesor mínimo debería ser el necesario para las armaduras del pilote o para la resistencia requerida para las condiciones normales de hincado: por ejemplo, mínimo 0.134 in (3.4 mm) para camisas para pilotes de 14.0 in (355 mm) hincadas sin mandril. La norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications requiere que el Contratista provea camisas de mayor espesor, si fuera necesario, para permitir su elección del equipo de hincado.

2.8.2.1.2.5.1 Dimensiones de los Pilotes

(5.13.4.5.1 AASHTO)

Los pilotes colados in situ pueden ser de sección uniforme, o pueden ser ahusados en cualquiera de sus porciones si son colados dentro de camisas, o pueden ser de fondo acampanado si son colados en orificios o pozos perforados.

El área en la cabeza del pilote deberá ser como mínimo 100 in^2 (64.500 mm^2). El área de la sección transversal en la punta del pilote deberá ser de al menos 50 in^2 (32.300 mm^2). Para las prolongaciones del pilote por encima de la cabeza, el tamaño mínimo deberá ser como se especifica en el Artículo 5.13.4.3 para pilotes prefabricados.

2.8.2.1.2.5.2 Armadura

(5.13.4.5.2 AASHTO)

El área de la armadura longitudinal no deberá ser menor que 0.8 por ciento de Ag, con armadura en espiral no menor que W 3.9 con un paso de 6.0 in (150 mm) La armadura se deberá prolongar 10.0 ft (3000 mm) por debajo del plano en el cual el suelo provee una restricción lateral adecuada.

Las camisas de más de 0.12 in (3 mm) de espesor se pueden considerar parte de la armadura. En los ambientes corrosivos, al determinar la resistencia se deberá restar como mínimo 0.06 in (1.5 mm) del espesor de la camisa.

Para el pilotaje de concreto vaciado en sitio, la distancia libre entre las barras de la armadura paralela longitudinal y paralela transversal no será menor que cinco veces el tamaño del lado máximo del agregado ó 5.0 in (125 mm), excepto para requisitos sísmicos anotados en el Artículo 2.8.2.1.2.6 (5.13.4.6 AASHTO), que para el caso del Perú deben ser estudiados por el ingeniero las distintas zonas sísmicas.

2.8.2.1.2.6 Requisitos Sísmicos

(5.13.4.6 AASHTO)

2.8.2.1.2.6.1 Zona Sísmica 1

(5.13.4.6.1 AASHTO)

No es necesario considerar requisitos de diseño adicionales para la Zona Sísmica 1 en puentes convensionales.

2.8.2.1.2.6.2 Zona Sísmica 2

(5.13.4.6.2 AASHTO)

2.8.2.1.2.6.2a Requisitos Generales

(5.13.4.6.2a AASHTO)

Los pilotes para estructuras ubicadas en Zona Sísmica 2 se pueden utilizar para resistir tanto cargas axiales como cargas laterales. La profundidad mínima embebida y las resistencias axial y lateral del pilote requeridas para cargas sísmicas se deberán determinar por medio de criterios de diseño establecidos mediante investigaciones geológicas y geotécnicas específicas del sitio de emplazamiento.

Los pilotes de concreto se deberán anclar a la zapata o cabezal ya sea mediante embebimiento de la armadura o mediante anclajes para desarrollar las fuerzas de levantamiento. La longitud embebida no deberá ser menor que la longitud de anclaje requerida para la armadura especificada en el Artículo 2.6.5.6.2 ***(5.11.2 AASHTO)***

Los pilotes de tubos llenados de concreto se deberán anclar mediante barras de espera (dowels) como se especifica en el Artículo 2.8.2.1.2.1 ***(5.13.4.1 AASHTO)*****, con una cuantía mínima de 0.01. Las barras de espera se deberán embeber tal como se requiere para los pilotes de concreto. Los pilotes de madera y acero, incluyendo los pilotes no llenados con concreto, deberán tener dispositivos de anclaje para desarrollar cualquier fuerza de levantamiento. La fuerza de levantamiento no se deberá tomar menor que 10 por ciento de la resistencia a la compresión axial factorada del pilote.**

2.8.2.1.2.6.2b Pilotes de Concreto Vaciados In Situ

(5.13.4.6.2b-AASHTO)

Para los pilotes vaciados in situ se deberá proveer armadura longitudinal en el extremo superior del pilote en una longitud no menor que un tercio de la longitud del pilote ó 8.0 ft (2400 mm), con una cuantía mínima de 0.005 provista por al menos cuatro barras. Se deberá proveer armadura en espiral o estribos equivalentes como mínimo igual a barras N° 3 con un paso no mayor que 9.0 in (225 mm), excepto que el paso no deberá ser mayor que 4.0 in (100 mm) en una longitud no menor que 2.0 ft (600 mm) ó 1.5 diámetros de pilote por debajo de la armadura del cabezal, el que sea mayor. Ver los Artículos 2.6.5.5.3 y 2.6.5.5.4 ***(5.10.11.3 y 5.10.11.4 AASHTO)***

2.8.2.1.2.6.2c Pilotes Prefabricados de Concreto Armado

(5.13.4.6.2c-AASHTO)

Para los pilotes prefabricados de concreto armado la armadura longitudinal no deberá ser menor que 1.0 por ciento del área de la sección transversal, provista por al menos cuatro barras. Se deberá disponer armadura en espiral o estribos equivalentes como mínimo igual a barras No.3 con un paso no mayor que 9.0 in (225 mm), excepto que el paso no deberá ser mayor que 75 mm en una longitud de confinamiento no menor que 600 mm ó 1.5 diámetros de pilote por debajo de la armadura del cabezal.

2.8.2.1.2.6.2d Pilotes Prefabricados de Concreto Pretensado

(5.13.4.6.2d-AASHTO)

Para los pilotes prefabricados de concreto pretensado los estribos deberán satisfacer los requisitos para pilotes prefabricados, según se especifica en el Artículo 2.8.2.1.2.6.2c ***(5.13.4.6.2c.AASHTO)***

2.8.2.1.2.6.3 Zonas Sísmicas 3 y 4

(5.13.4.6.3-AASHTO)

2.8.2.1.2.6.3a Requisitos Generales

(5.13.4.6.3a-AASHTO)

Además de los requisitos especificados para Zona Sísmica 2, los pilotes ubicados en Zonas Sísmicas 3 y 4 deberán satisfacer los requisitos aquí especificados.

2.8.2.1.2.6.3b Longitud de Confinamiento

(5.13.4.6.3b-AASHTO)

En todos los pilotes el extremo superior se deberá armar y confinar como una región de potencial formación de rótula plástica, excepto cuando se pueda establecer que no existe ninguna posibilidad de deflexión lateral significativa en el pilote. La región de potencial formación de rótula plástica se deberá extender a partir del fondo del cabezal de los pilotes en una longitud no menor que 2.0 diámetros del pilote ó 2.0 ft (600 mm). Si un análisis del puente y del sistema de pilotes indica que es posible que se forme una rótula plástica en un nivel inferior, la longitud de confinamiento con la armadura transversal especificada y un paso o separación menor, según se especifica en el Artículo 5.13.4.6.2, se deberá prolongar hasta dicho nivel.

2.8.2.1.2.6.3c Cuantía Volumétrica para Confinamiento

(5.13.4.6.3c-AASHTO)

La cuantía volumétrica de armadura transversal dentro de la longitud de confinamiento deberá ser la correspondiente a columnas, según se especifica en el Artículo 2.6.5.5.4.1d ***(5.10.11.4.1d AASHTO).***

2.8.2.1.2.6.3d Pilotes de Concreto Vaciados In Situ

(5.13.4.6.3d-AASHTO)

Para los pilotes vaciados in situ se deberá proveer armadura longitudinal en la totalidad de la longitud del pilote. En los dos tercios superiores del pilote, la cuantía de armadura longitudinal, provista por no menos de cuatro barras, no deberá ser menor que 0.75 por ciento. Para pilotes menores que 24.0 in de diámetro Se deberá disponer armadura en espiral o estribos equivalentes como mínimo de barras N° 3 con un paso o separación de 9.0 in (225 mm), excepto que el paso no exceda 4.0 in (100 mm) dentro de una longitud de 4.0 ft (1200 mm) por debajo del cabezal de los pilotes y donde la cuantía volumétrica y detalles de los empalmes deberán satisfacer el Artículo 2.6.5.5.4.1d, 2.6.5.5.4.1e y 2.6.5.5.4.1f. ***(5.10.11.4.1d, 5.10.11.4.1e y 5.10.11.4.1f AASHTO)***

2.8.2.1.2.6.3e Pilotes Prefabricados

(5.13.4.6.3e-AASHTO)

Para los pilotes prefabricados la armadura en espiral no deberá ser menor que barras N° 3 con un paso o separación no mayor que 9.0 in (225 mm), excepto en los 4.0 ft (1200 mm) superiores, donde la separación deberá ser de 75 mm y la cuantía volumétrica y detalles de los empalmes deberán satisfacer el Artículo 2.6.5.5.4.1d ***(5.10.11.4.1d. AASHTO)***

2.8.2.1.3 Pilotes Metálicos

2.8.2.1.3.1 Pilotes con Sección en H

2.8.2.1.3.1.1 Espesores

Los pilotes tendrán un espesor mínimo del alma de 10.2 mm. Las platinas de empalme tendrán un espesor no menor que 9.5 mm.

2.8.2.1.3.1.2 Empalmes

Los empalmes harán posible el desarrollo de los esfuerzos en la sección neta del pilote. Las alas y el alma estarán empalmados ya sea mediante soldadura en sus bordes o mediante platinas unidas por soldadura, empernado o clavado.

Pueden especificarse empalmes prefabricados si queda justificado que el empalme puede desarrollar la sección neta del pilote en todas las acciones a que sea sometido. Los empalmes serán detallados en los planos.

2.8.2.1.3.1.3 Cabezales

No se requieren cabezales para pilotes de acero empotrados en concreto.

2.8.2.1.3.1.4 Adición de Puntas de Acero

Si se previera que el pilote va a atravesar gravas, bolones, material de desmonte u obstrucciones, la punta de los pilotes puede ser reforzada con elementos estructurales prefabricados o con una forma adecuada de la punta del pilote. La inclusión de elementos estructurales será justificada técnicamente.

2.8.2.1.3.2 Pilotes con Sección Tubular

2.8.2.1.3.2.1 Espesores

Los pilotes tendrán un espesor acorde con el diámetro exterior. Para pilotes con un diámetro exterior menor que 35.6 cm, el espesor será no menor que 6.35 mm (1/4 “); para pilotes con un diámetro exterior mayor o igual que 35.6 cm, el espesor será no menor que 9.52 mm (3/8 “).

2.8.2.1.3.2.2 Empalmes

Los empalmes harán posible el desarrollo de los esfuerzos en la sección total del pilote. Los pilotes serán empalmados mediante soldadura en los extremos o mediante el uso de abrazaderas o manguitos soldados. Los empalmes serán detallados en los planos.

2.8.2.1.3.2.3 Hincado

El hincado de los pilotes tubulares puede realizarse con la sección extrema abierta o cerrada. Las platinas usadas para tapar la sección no se extenderán más allá del perímetro del pilote.

2.8.2.1.3.2.4 Comportamiento Como Columna

En caso de pilotes utilizados como parte de una subestructura tipo pórtico o donde se previera una fuerte socavación que puede exponer una parte del pilote, se considerará en el análisis un posible comportamiento como columna, a flexo-compresión.

2.8.2.1.4 Pilotes Perforados (Drilled Shafts)

(10.8 AASHTO)

2.8.2.1.4.1 Disposiciones Generales

(10.8.1 AASHTO)

2.8.2.1.4.1.1 Alcances

(10.8.1.1 AASHTO)

Las disposiciones de esta sección serán aplicadas al diseño de los pilotes Perforados. El término Pilotes Perforados se interpretará como la construcción del pilote en una excavación realizada con equipo de perforación.

Estas disposiciones se aplicarán también a los pilotes que son hechos mediante cajas que avanzan rotando dentro del terreno.

Los requisitos de la presente sección se deberán aplicar al diseño de todos los pilotes perforados, excepto a los pilotes perforados que se construyen con barrenas continuas y se vacea el concreto a medida que se extrae la barrena.

Los pilotes perforados pueden ser una alternativa económica frente a las fundaciones con zapatas o pilotes hincados, particularmente cuando no es posible construir zapatas sobre un estrato de suelo o roca adecuado a una profundidad razonable o cuando no es viable utilizar pilotes hincados. Los pilotes perforados pueden ser una alternativa económica frente a las zapatas si la profundidad de socavación es importante

Los pilotes perforados que pueden ser alternativas económicas deben cumplir, obligatoriamente, con los requerimientos técnicos establecidos, con lo cual se tomaría la decisión adecuada.

También se puede considerar el uso de pilotes perforados para resistir elevadas cargas laterales o de levantamiento si las tolerancias para la deformación son pequeñas. Los puentes levadizos o basculantes son un ejemplo de un tipo de puente para el cual sería deseable que las deformaciones fueran pequeñas.

De acuerdo con el mecanismo principal del cual derivan su resistencia a las cargas, los pilotes perforados se clasifican ya sea como pilotes perforados flotantes (friccionales), es decir pilotes que transfieren la carga fundamentalmente por resistencia lateral, o bien como pilotes perforados de punta, es decir pilotes que transfieren la carga fundamentalmente por resistencia de punta.

2.8.2.1.4.1.2 Espaciamiento de los Pilotes, Distancia Libre y Longitud Embebida de los Pilotes

(10.8.1.2 AASHTO)

Si el espaciamiento centro a centro de los pilotes es menor que 4.0 diámetros los efectos de interaccion entre los pilotes adyacentes deben ser evaluados.Si el espaciamiento centro a centro de los pilotes es menor que 6.0 diámetros la secuencia de la construcción se especificará en el expediente técnico.

Los pilotes perforados usados en grupos se colocarán de tal modo que la distancia del lado de cada pilote cercano al borde del cabezal no sea menor que 12.0 in (30 cm) Los pilotes serán lo suficientemente embebidos dentro del cabezal para desarrollar lqa resistencia estructural requerida.

2.8.2.1.4.1.3 Diámetro del Pilote y Ampliación de su Base

(10.8.1.3 AASHTO)

Si el pilote es manualmente inspeccionado, el diámetro del pilote no será menor que 30.0 in (75 cm). El diámetro de la columna soportada por el pilote será menor que o igual al diámetro del pilote perforado.

En suelos cohesivos compactos, se puede ampliar la base (campana) en la punta del pilote con la finalidad de incrementar el área de apoyo para reducir la presión o para proveer de mayor resitencia ante cargas de levantamiento.

Cuando la parte baja de la excavación este seca, limpia y se haya inspeccionado antes de la colocación del concreto, se puede considerar que el área entera de la base es efectiva transfiriendo la carga.

2.8.2.1.4.1.4 Pilotes Perforados Inclinados (batería de Pilotes)

(10.8.1.4 AASHTO)

Se debe evitar el uso de pilotes perforados inclinados. Si se requiere mayor resistencia lateral se debe considerar aumentar el diámetro de los pilotes o bien aumentar el número de pilotes perforados.

2.8.2.1.4.1.5 Resistencia de los Pilotes Excavados

(10.8.1.5 AASHTO)

Los pilotes perforados seran diseñados para que tengan la adecuada resistencia estructural y para las cargas axiales, tolerancia para los asentamientos y desplazamientos laterales.

La resistencia axial de los pilotes excavados se determinará mediante la investigación apropiada de los subsuelos, pruebas de laboratorio y/o en sitio, métodos analíticos, pruebas de carga, referencia a la historia del comportamiento pasado. Se tomara en consideración también lo siguiente:

- *La diferencia entre la resistencia de un pilote solo y la de un grupo de pilotes;*
- *La resistencia del estrato de terreno subyacente al de apoyo del grupo de pilotes;*
- *Los efectos de la construcción del pilote o pilotes sobre las estructuras adyacentes;*
- *La posibilidad de socavación y sus efectos;*
- *La transmisión de fuerzas, tal como las fuerzas de fricción negativas (downdrag),debido a la consolidación del suelo;*
- *Mínima penetracíon necesaria para satisfacer los requerimientos causados por levantamientos, socavación, fuerzas negativas de fricción,asentamiento, liquefacción,cargas laterales y efectos de sísmo;*
- *Comportamiento satisfactorio bajo cargas de servicio;*
- *Resistencia nominal estructural del pilote; y*
- *Durabilidad a largo plazo del pilote perforado en servicio, esto es ante la corroción y deteriorización.*

Los factores de resistencia para la resistencia axial del pilote en el Estado Límite de Resistencia, están especificados en la Tabla 2.8.2.1.4.1.5-1 *(Tabla 10.5.5.2.4-1 AASHTO)*

El método de construcción puede afectar la resistencia axial y lateral del pilote perforado. Los parámetros par el diseño de los pilotes deben tomar en cuenta la probable metodología de construcción usado para la instalación del pilote perforado.

Tabla 2.8.2.1.4.1.5-1 *Factores de Resistencia para el Estado Límite de Resistencia Geotécnica en Pilotes Perforados Cargados Axialmente*

(Tabla 10.5.5.2.4-1 AASHTO)

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Resistencia nominal a la Compresión Axial del Pilote Excavado, φ_{stat}	Resistencia lateral en arcilla	α-método (Brown, 2010)	0.45
	Resistencia de Punta en arcilla	Tensión total (Brown, 2010)	0.40
	Resistencia lateral en arena	ß-método (Brown, 2010)	0.55
	Resistencia de Punta en arena	Brown, 2010	0.50
	Resistencia lateral en IGMs cohesión	Brown, 2010	0.60
	Resistencia de Punta en IGMs cohesión	Brown, 2010	0.55
	Resistencia lateral en roca	Kulhawy, 2005 Brown, 2010	0.55
	Resistencia lateral en roca	Carter y Kulhawy (1988)	0.50
	Resistencia de Punta en roca	Canadian Geotechnical Society (1985) Pressuremeter Method (Canadian Geotechnical Society, 1985) Brown, 2010	0.50

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Falla en bloque, φ_{b1}	*Arcilla*		*0.55*
Resistencia contra el levantamiento de pilotes perforados individuales, φ_{up}	*Arcilla*	*α-método (Brown, 2010)*	*0.35*
	Arena	*ß-método (Brown, 2010)*	*0.45*
	Roca	*Kulhawy, 2005* *Brown, 2010*	*0.40*
Resistencia al levantamiento de grupos de pilotes perforados, φ_{ug}	*Arena y Arcilla*		*0.45*
Resistenciageotécnica horizontal de un pilote o de un grupo de pilotes.	*Todos los materiales*		*1.0*
Prueba de carga estática (compresión), φ_{load}	*Todos los materiales*		*0.70*
Prueba de carga estática (levantamiento), φ_{upload}	*Todos los materiales*		*0.60*

2.8.2.1.4.1.6 Determinación de Cargas que Actúan Sobre los Pilotes

(10.8.1.6 AASHTO)

2.8.2.1.4.1.6.1 Disposiciones Generales

(10.8.1.6.1 AASHTO)

Las cargas factoradas serán usadas en el diseño de fundación con pilotes como se especifica en el capitulo 2.4 de Cargas y Factores de Cargas. Hipotesis de calculo que serian usados en la determinación de cargas de pilotes individuales están también especificados en el capitulo 2.4 del Manual ***(Sección 3 del AASHTO).***

2.8.2.1.4.1.6.2 Downdrag (Fricción Superficial Negativa)

(10.8.1.6.2 AASHTO)

Los requisitos de los Artículos 2.8.2.1.1.6.2 ***(10.7.1.6.2 AASHTO)*** *y 2.8.2.1.1.6.2.1* ***(C3.11.8 AASHTO)*** *serán aplicados para la determinación de la carga debido a la fricción negativa (Downdrag)*

Para pilotes con apoyos de punta en estratos densos o en roca donde el diseño del pilote es estructuralmente controlado, el downdrag será considerado en los estados límites de resistencia y de eventos extremos.

Para pilotes con apoyos de punta en suelos, downdrag no será considerado en los estados límites de resistencia, ni extremos, si el asentamiento de los pilotes es menor que el criterio de falla.

2.8.2.1.4.1.6.3 Levantamiento (uplift)

(10.8.1.6.3 AASHTO)

Los requisitos del Artículo 2.8.2.1.1.6.3 ***(10.7.1.6.3 AASHTO)*** *serán aplicados.*

2.8.2.1.4.1.7 Diseño en el Estado Límite de Servicio

(10.8.2 AASHTO)

2.8.2.1.4.1.7.1 Movimientos Tolerables

(10.8.2.1 AASHTO)

El diseño en el Estado Límite de Servicio de los movimientos tolerables de las fundaciónes deberá tener en cuenta:

- *Asentamientos*
- *Movimientos horizontales*
- *Estabilidad global, y*
- *La socavación*

La consideración de los movimientos de la fundación se basará sobre la tolerancia estructural al total y diferencial movimiento, transitabilidad y economia. En los movimientos de la fundación serán incluidos todos los movimientos de asentamiento, movimientos horizontales, y de rotación.

Las presuntas presiones de apoyo fueron desarrolladas para ser usadas con el diseño de esfuerzos de trabajo. Estos valores pueden ser usados para una determinación preliminar de las dimensiones de las fundaciónes, pero generalmente no serán usadas para un diseño final. Si se usaran para diseño final, los presuntos valores se aplicarán solamente en el Estado Límite de Servicio.

2.8.2.1.4.1.7.2 Asentamientos

(10.8.2.2 AASHTO)

2.8.2.1.4.1.7.2.1 Disposiciones Generales

(10.8.2.2.1 AASHTO)

El asentamiento de una fundación de pilotes perforados ya sea de un solo pilote perforado o de un grupo de pilotes perforados no excederá el criterio del movimiento seleccionado de acuerdo al árticulo 2.8.2.1.4.1.7.1 (10.8.2.1 AASHTO)

2.8.2.1.4.1.7.2.2 Asentamiento de un Solo Pilote Excavado

(10.8.2.2.2 AASHTO)

El asentamiento de un solo pilote perforado será estimado como la suma de lo siguiente:

- *Asentamiento a corto plazo como resultado de la carga transferida.*
- *Asentamiento por consolidación si se construye donde existe suelo cohesivo por debajo del pilote de punta., y*
- *Compresión axial del pilote.*

Las curvas normalizadas de carga-asentamiento que se muestran en las figuras 2.8.2.1.4.1.7.2.2-1 hasta la figura 2.8.2.1.4.1.7.2.2-4 se usan para limitar la resistencia nominal axial del pilote calculada como se especifica para el estado límite de resistencia en el Artículo 2.8.2.1.4.1.8 (10.8.3 AASHTO), para movimientos tolerables en el estado límite de servicio. Valores consitentes de asentamiento normalizado serán usados para limitar la resitencia de base y lateral cuando se usen esas figuras. El asentamiento a largo plazo será calculado de acuerdo al Artículo 2.8.2.1.1.6.5 (10.7.2 AASHTO) "Diseño en el Estado Límite de Servicio" usando el método de la zapata equivalente y agregado a los asentamientos a corto plazo (inmediatos) estimados usando las Figuras 2.8.2.1.4.1.7.2.2-1 hasta la figura 2.8.2.1.4.1.7.2.2-4.

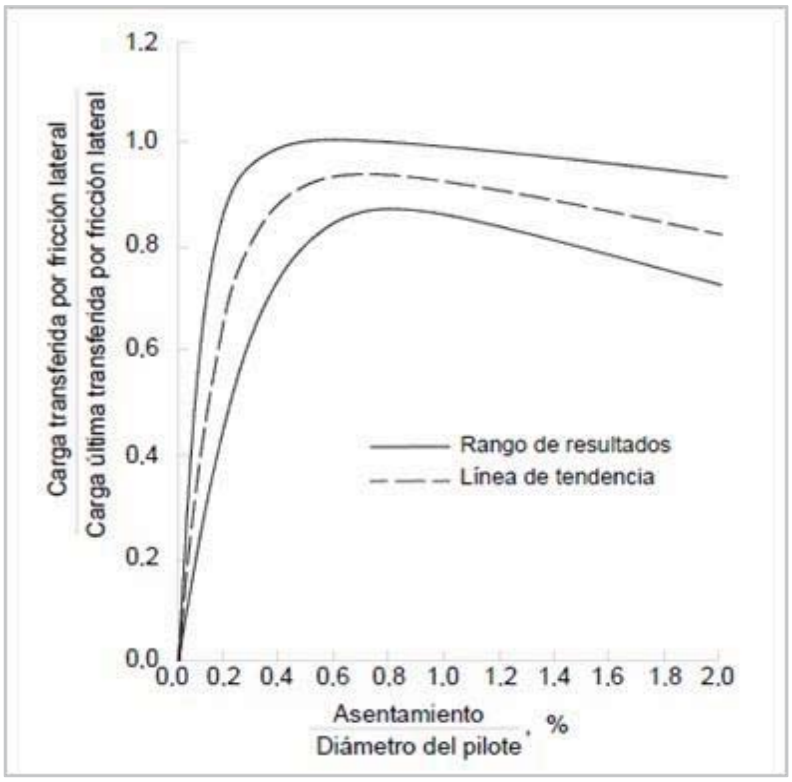


Figura 2.8.2.1.4.1.7.2.2-1 *Transferencia de carga por fricción lateral (normalizada) en función del asentamiento en suelos cohesivos (Reese y O'Neill 1999)*

(Fig. 10.8.2.2.2-1 AASHTO)

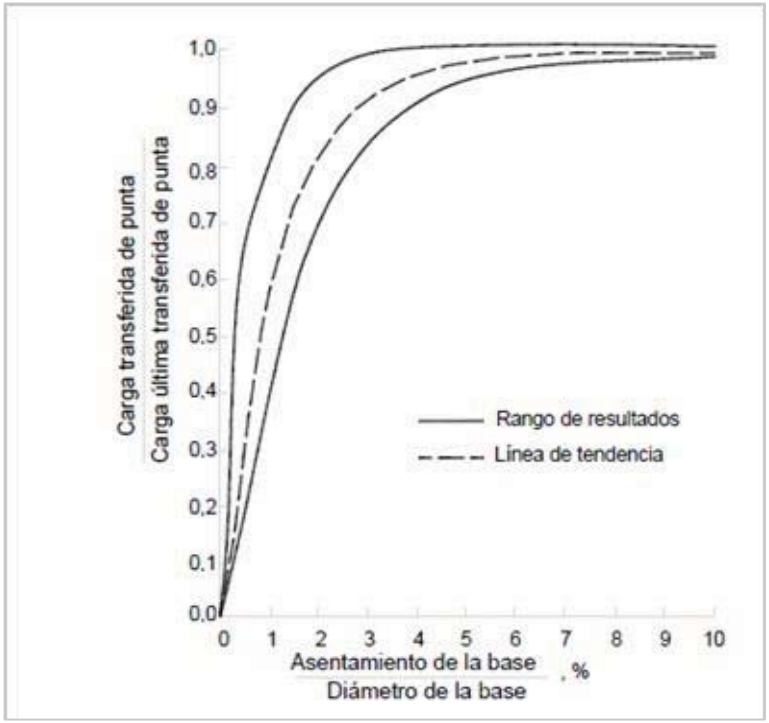


Figura 2.8.2.1.4.1.7.2.2-2 *Transferencia de carga de punta (normalizada) en función del asenta-miento en Suelos cohesivos (Reese y O'Neill 1999)*

(Fig. 10.8.2.2.2-2 AASHTO)

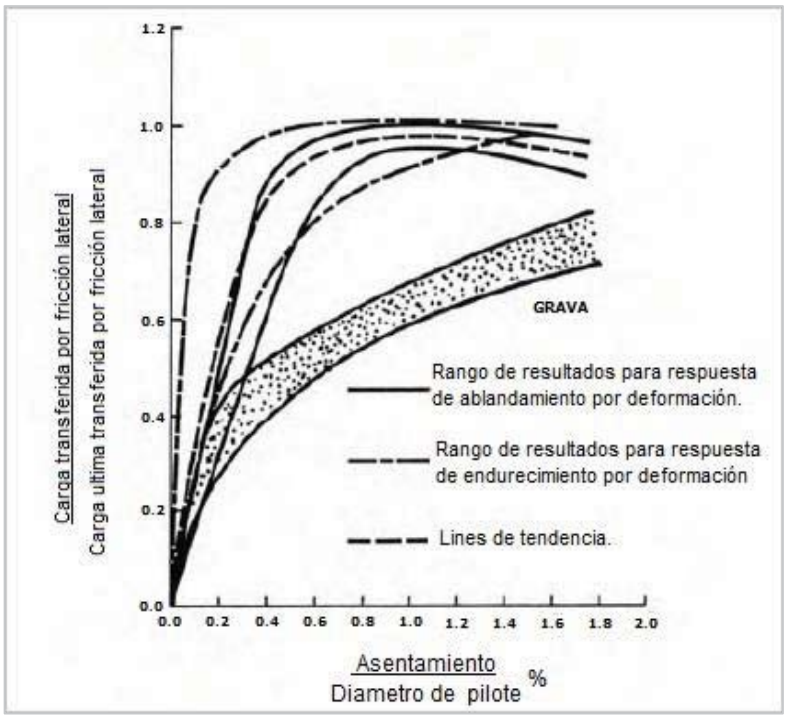


Figura 2.8.2.1.4.1.7.2.2-3 *Transferencia de carga por fricción lateral (normalizada) en función del asenta-miento en Suelo no cohesivo (Reese y O'Neill 1988)*

(Fig.10.8.2.2.2-3 ASHTO)

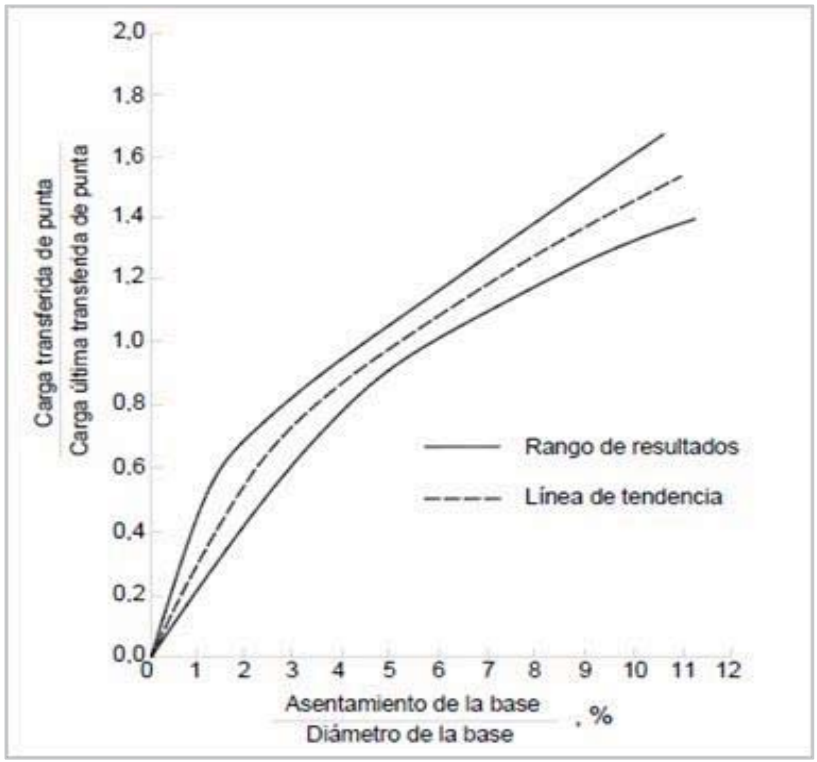


Figura 2.8.2.1.4.1.7.2.2-4 *Transferencia de carga de punta (normalizada) en función del asentamiento en suelo no cohesivo (Reese y O'Neill 1988)*

(Fig. 10.8.2.2.2-4 AASHTO)

2.8.2.1.4.1.7.2.3 Asentamiento en Geo Materiales Intermedios (IGMs)

(10.8.2.2.3 AASHTO)

Para una estimación detallada de asentamiento de pilotes en IGMS, el procedimiento descrito por Brown (2010) será usado.

2.8.2.1.4.1.7.2.4 Asentamiento de Grupo de Pilotes Perforados

(10.8.2.2.4 AASHTO)

Se aplicarán los requisitos del Artículo 2.8.2.1.1.6.5.3 (10.7.2.3 ASSHTO). Serán considerados como grupos de pilotes los formados por 2 ó más pilotes perforados

2.8.2.1.4.1.7.3 Movimientos Horizontales de Pilotes y Grupo de Pilotes

(10.8.2.3 AASHTO)

Se aplicarán los requisitos de los Artículos 2.8.2.1.4.1.7.1 y 2.8.2.1.1.6.5.4 (10.5.2.1 y 10.7.2.4 AASHTO)

Para pilotes encajados en roca, las propiedades de entrada usados para determinar la respuesta de la roca a la carga lateral se considerará ambos, la resistencia intacta al corte de la roca y las características del macizo rocoso. El diseñador también considerará la orientación y condición de discontinuidad de todo el macizo rocoso. Donde no están presentes discontinuidades especificas orientadas negativamente pero el macizo rocoso esta fracturado tal que la resistencia intacta se considera en peligro, los parámetros de resistencia al corte del macizo rocoso serán evaluados usando el procedimiento de clasificación GSI en Artículo 10.4.6.4 AASHTO. Para la deflexión lateral de la roca adyacente al pilote más grande que 0.0004b, donde b es el diámetro del encaje en la roca, se considerará la posibilidad de fractura por fragilidad de la roca.

2.8.2.1.4.1.7.4 Asentamiento Debido a la Fricción Negativa

(10.8.2.4 AASHTO)

Se aplicarán los requisitos del Artículo 2.8.2.1.1.6.5.5 (10.7.2.5 AASHTO)

2.8.2.1.4.1.7.5 Compresión Lateral

(10.8.2.5 AASHTO)

Se aplicarán los requisitos del Artículo 2.8.2.1.1.6.5.6 (10.7.2.6 AASHTO)

2.8.2.1.4.1.8 Diseño en el Estado Límite de Resistencia

(10.8.3 AASHTO)

2.8.2.1.4.1.8.1 Disposiciones Generales

(10.8.3.1 AASHTO)

La resitencia nominal que será considerada en el estado límite de resistencia incluirá:

- *Resistencia a la compresión axial*
- *Resistencia contra el levantamiento de los pilotes*
- *Punzonamiento de los pilotes atraves de suelos resistentes hacia un estrato mas débil.*
- *Resistencia geotécnica lateral de estratos de suelo y roca.*
- *Resistencia cuando ocurre la socavación.*
- *Resistencia axial cuando ocurre la friccion negativa (downdrag) y*
- *Resistencia estructural de los pilotes.*

2.8.2.1.4.1.8.2 Efectos del agua Subterranea y de la Flotación

(10.8.3.2 AASHTO)

La resistencia axial nominal se determinará usando el nivel del agua subterránea (nivel freático) consistente con los usados para calcular los esfuerzos efectivos en las caras laterales de los pilotes y en la punta. El efecto de la presión hidrostática se considerará en el diseño.

2.8.2.1.4.1.8.3 Socavación

(10.8.3.3 AASHTO)

El efecto de la socavación será considerado en la selección de la penetración del pilote.La fundación del pilote se diseñará de tal manera que la longitud de la penetración del pilote, después de ocurrido la socavación, satisfaga la requerida resistencia nominal axial y la resietncia lateral.

2.8.2.1.4.1.8.4 Fricción Negativa

(10.8.3.4 AASHTO)

La fundación será diseñada tal que la resistencia geotécnica disponible factorada sea mayor que las cargas factoradas aplicadas al pilote, incluyendo la fricción negativa, en el estado límite de resiostencia. La resitencia nominal del pilote disponible para soportar cargas de estructuras mas la friccion negativa (Downdrag), será estimado considerando solamente la resistencia friccional positiva y la resistencia de punta, debajo del estrato mas bajo que contribuya a la friccion negativa.Las fundaciones de pilotes se diseñarán estructuralmente resistentes a la fricción negativa mas las cargas de estructuras.

2.8.2.1.4.1.8.5 Resistencia Nominal a la Comprexión Axial de Pilotes Perforados Individuales

(10.8.3.5 AASHTO)

La resistencia factorada de pilotes perforados, R_R, *se tomará como:*

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_{qp} R_p + \varphi_{qs} R_s \qquad \text{2.8.2.1.4.1.8.5-1 (10.8.3.5-1 AASHTO)}$$

En el cual:

$$R_p = q_p A_p \qquad \text{2.8.2.1.4.1.8.5-2 (10.8.3.5-2 AASHTO)}$$

$$R_s = q_s A_s \qquad \text{2.8.2.1.4.1.8.5-3 (10.8.3.5-3 AASHTO)}$$

Donde:

R_p = *resistencia nominal de punta del pilote (kips)*

R_s = *resistencia nominal lateral del pilote (kips)*

φ_{qp} = *factor de resistencia para la resistencia de punta especificado en la tabla 2.8.2.1.4.1.5-1 (10.5.5.2.4-1 AASHTO)*

φ_{qs} = *factor de resistencia para la resistencia lateral del pilote especificado en la tabla 2.8.2.1.4.1.5-1 (10.5.5.2.4-1 AASHTO)*

q_p = *resistencia unitaria de punta (ksf)*

q_s = *resistencia unitaria lateral (ksf).*

A_p = *área de punta del pilote (ft2)*

A_s = *área de la superficie lateral del piilote (ft²)*

Los métodos para la estimación de la resistencia de los pilotes perforados que se presentan en este artículo serán usados.

2.8.2.1.4.1.8.5.1 Estimación de la Resistencia de Pilotes Perforados en Suelos Cohesivos

(10.8.3.5.1 AASHTO)

2.8.2.1.4.1.8.5.1a Generalidades

(10.8.3.5.1a AASHTO)

Los pilotes perforados en suelos cohesivos se deberían diseñar mediante métodos basados en esfuerzos totales y efectivos para condiciones de carga no drenada y drenada, respectivamente.

2.8.2.1.4.1.8.5.1b Resistencia Friccional (Lateral)

(10.8.3.5.1b AASHTO)

La resistencia friccional unitaria nominal, q_s, en ksf, de los pilotes perforados en suelo cohesivo cargados bajo condiciones de carga no drenadas por el método α, se puede tomar como

$$q_s = \alpha S_u \qquad \text{2.8.2.1.4.1.8.5.1 b-1 (10.8.3.5.1b-1 AASHTO)}$$

En el cual:

$$\alpha = 0.55 \ para \ \frac{S_u}{P_a} \leq 1.5 \qquad \text{2.8.2.1.4.1.8.5.1 b-2 (10.8.3.5.1b-2 AASHTO)}$$

$$\alpha = 0.55 - 0.1\,(S_u/P_a - 1.5)$$
$$Para \ 1.5 \leq S_u/P_a \leq 2.5 \qquad \text{2.8.2.1.4.1.8.5.1 b.-3 (10.8.3.5.1b-3 AASHTO)}$$

Donde:

S_u = *resistencia al corte en condición no drenada (ksf)*

α = *factor de adherencia (adimensional)*

P_a = *presión atmosférica (= 2.12 ksf)*

Se deberá considerar que la siguiente porción de los pilotes perforados, ilustrada en la Figura 2.8.2.1.4.1.8.5.1b.-1 (10.8.3.5.1b-1 AASHTO), no contribuye al desarrollo de resistencia por fricción superficial:

- *Como mínimo los 5.0 ft (1500 mm) superiores de cualquier pilote perforado;*
- *Periferia de extremos acampanado, si se utiliza.*

Cuando se usa un encamisado permanente, la resistencia friccional será ajustada teniendo en consideración el tipo y longitud del encamisado a usarse y como va a ser instalado.

*Los valores de **α** para las contribuyentes porciones de los pilotes perforados en seco en pozos abiertos o encamisados deberán ser como se especifica en las ecuaciones 2.8.2.1.4.1.8.5.1 b.-2 y 2.8.2.1.4.1.8.5.1 b.-3*

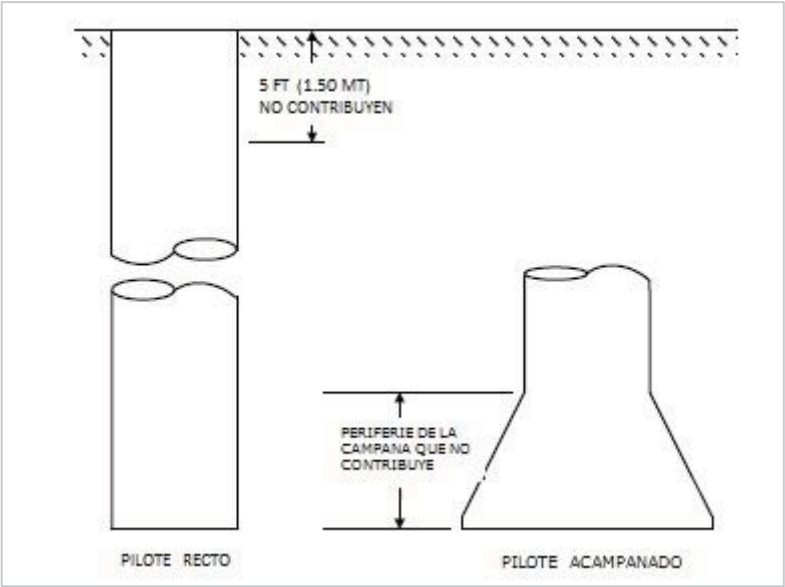


Figura 2.8.2.1.4.1.8.5.1b-1 *Explicación de las zonas de los pilotes perforados que no se consideran al calcular la resistencia friccional (Brown 2010)*

(Fig. 10.8.3.5.1b-1 AASHTO)

2.8.2.1.4.1.8.5.1c Resistencia de Punta de Pilotes en Suelos Cohesivos

(10.8.3.5.1c AASHTO)

Para los pilotes perforados cargados axialmente en suelo cohesivo, la resistencia de punta unitaria nominal, q_P, en ksf, por el método de esfuerzos total, como está provisto en Brown et al (2010) se puede tomar como:

$$q_p = N_c S_u \leq 80.0 \ ksf \qquad \textit{2.8.2.1.4.1.8.5.1c-1} \quad \textit{(10.8.3.5.1c-1 AASHTO)}$$

En el cual:

$$N_c = 6\left[1 + 0.2\left(\frac{Z}{D}\right)\right] \leq 9 \qquad \textit{2.8.2.1.4.1.8.5.1c-2} \quad \textit{(10.8.3.5.1c-2 AASHTO)}$$

Donde:

D = diámetro del pilote excavado (ft)

Z = penetración del pilote (ft)

S_u = resistencia al corte no drenado (ksf)

El valor de Su se deberá determinar a partir de los resultados de ensayos in situ y/o en laboratorio de muestras no alteradas obtenidas en una profundidad de 2.0 diámetros por debajo de la punta del pilote. Si el suelo a 2.0 diámetros debajo de la punta tiene $S_u < 0.50$ ksf, el valor de N_c se deberá multiplicar por 0.67.

2.8.2.1.4.1.8.5.2 Estimación de la Resistencia de Pilotes Excavados en Suelos No Cohesivos

(10.8.3.5.2 AASHTO)

2.8.2.1.4.1.8.5.2a Generalidades

(10.8.3.5.2a AASHTO)

Los pilotes en suelos no cohesivos se diseñarán por los métodos de esfuerzo efectivo para condiciones de carga drenadas o por métodos empíricos basados en resultados de ensayos realizados en sitio.

2.8.2.1.4.1.8.5.2b Resistencia Lateral (Friccional)

(10.8.3.5.2b AASHTO)

La resistencia lateral de pilotes excavados en suelos no cohesivos se determinará usando el método β, se tomará como:

$$q_s = \beta\sigma'_v$$ *2.8.2.1.4.1.8.5.2b-1 (10.8.3.5.2b-1 AASHTO)*

En el cual:

$$\beta = \left(1 - sen\varphi'_f\right)\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v}\right)^{sen\varphi'_f} tan\varphi'_f$$ *2.8.2.1.4.1.8.5.2b-2 (10.8.3.5.2b-2 AASHTO)*

Donde:

σ'_v = *esfuerzo vertical efectivo en el punto medio de la altura del estrato (ksf).*

β = *coeficiente de transferencia de carga (adimensional).*

σ'_f = *ángulo de fricción del estrato de suelo no cohesivo (°).*

σ'_p = *esfuerzo de preconsolidación vertical efectiva.*

La correlación de ángulo de fricción del suelo efectivo para su uso en las ecuaciones anteriores se tomará como:

$$\varphi'_f = 27.5 + 9.2\log[(N_1)_{60}]$$ *2.8.2.1.4.1.8.5.2b-3 (10.8.3.5.2b-3 AASHTO)*

Donde:

$(N_1)_{60}$ = *SPT-N valor corregido para esfuerzo de sobrecarga efectivo.*

El esfuerzo de preconsolidación en la ecuación 2.8.2.1.4.1.8.5.2b-2 (10.8.3.5.2b-2 AASHTO) será aproximada a través de correlación con SPT N-valores.

Para arenas:

$$\frac{\sigma'_P}{P_a} = 0.47(N_{60})^m$$ *2.8.2.1.4.1.8.5.2b-4 (10.8.3.5.2b-4 AASHTO)*

Donde:

m = *0.6, para las arenas cuarcíticas limpias.*

m = *0.8, para la arena limosa de limos arenosos.*

P_a = *presión atmosférica (misma unidad como* σ'_P*: 2.12 ksf ó 14.7 psi)*

Para los suelos con grava:

$$\frac{\sigma'_P}{P_a} = 0.15(N_{60})$$ *2.8.2.1.4.1.8.5.2b-5 (10.8.3.5.2b-5 AASHTO)*

Cuando se utiliza la carcasa permanente, la resistencia lateral se ajustará con la consideración del tipo y la longitud de la carcasa para ser utilizado, y la forma en que está instalado.

2.8.2.1.4.1.8.5.2c Resistencia de Punta de Pilotes en Suelos no Cohesivos

(10.8.3.5.2c AASHTO)

La resistencia de punta nominal, q_p, en ksf, para pilotes excavados en suelos no cohesivos: se considerará por el método descrito en Brown et al. (2010), lo siguiente:

Si $N_{60} \leq 50$, *entonces* $q_p = 1.2\ N_{60}$ *2.8.2.1.4.1.8.5.2c-1 (10.8.3.5.2c-1 AASHTO)*

Donde:

N_{60} = *número de golpes promedio del SPT (corregidos solamente por eficiencia del martillo) en la zona de diseño, bajo consideración (golpes/ft).*

El valor de q_p en Eq. 2.8.2.1.4.1.8.5.2c-1 (10.8.3.5.2c-1 AASHTO) será limitado a 60 ksf, a no ser que valores mas grandes puedan estar justificados mediante pruebas de carga.

2.8.2.1.4.1.8.5.3 Pilotes en Suelos Resistentes que Están Encima de Suelos Débiles y Compresibles.

(10.8.3.5.3 AASHTO)

Cuando un pilote está embebido en un estrato de suelo resistente que está encima de un estrato de suelo débil, la base resistente será reducida si la base del pilote está dentro de una distancia de 1.5B de la parte superior del estrato débil. Una media ponderada será usada en aquellas variaciones lineales de la base total resistente en el estrato resistente a una distancia de 1.5B sobre la parte superior del estrato débil a la base resistente del estrato débil en la parte superior de dicho estrato débil.

2.8.2.1.4.1.8.5.4 Estimación de la Resistencia de los Pilotes Excavados en Roca

(10.8.3.5.4 AASHTO)

2.8.2.1.4.1.8.5.4a Generalidades

(10.8.3.5.4a AASHTO)

Los pilotes excavados en roca sujetos a cargas de compresión se diseñarán para soportar cargas factoradas en:

- *Corte sobre pared lateral que comprende la fricción superficial, sobre las paredes del encaje en la roca ; o*
- *Apoyo inferior del pilote (end bearing) sobre el material bajo la punta del pilote excavado; o*
- *La combinación de ambos.*

La diferencia en la deformación necesaria para activar la fricción superficial en el suelo y roca versus a lo que es necesario para activar el apoyo extremo inferior (end-bearing), será considerada a la hora de estimar la resistencia a la compresión axial de pilotes incrustados en roca Cuando el apoyo extremo en roca es usado en el diseño como parte de la resistencia a la compresión axial, la contribución de la fricción superficial en la roca se reducirá para tener en cuenta las pérdidas de la fricción superficial que ocurre cuando la deformación por corte a lo largo de las caras laterales del pilote es más grande que la deformación pico en la roca por corte, esto es cuando la resistencia al corte de la roca comienza a disminuir a un valor residual

2.8.2.1.4.1.8.5.4b Resistencia Lateral (Friccional)

(10.8.3.5.4b AASHTO)

Para pilotes excavados encajados dentro de la roca, la resistencia lateral de la unidad, q_s, en ksf, se tomará como (Kulhawy et al., 2005).

$$\frac{q_s}{p_a} = C\sqrt{\frac{q_u}{p_a}} \qquad \text{2.8.2.1.4.1.8.5.4b-1 (10.8.3.5.4b-1 AASHTO)}$$

Donde:

p_a = *presion atmosférica tomada como 2.12 ksf*

C = *coeficiente de regresión tomado como 1.0 para condiciones normales*

q_u = *resistencia a la compresión uniaxial de la roca (ksf)*

Si la resistencia a la compresión uniaxial de la roca que forma la pared lateral del encaje (socket) excede la resistencia a compresión del concreto del pilote excavado, el valor de esta resistencia del concreto (f'_c) será sustituida por q_u en la ecuación 2.9.2.1.4.1.8.5.4b-1 (10.8.3.5.4b-1 AASHTO)

Por roca fracturada que no pueden ser perforados sin algún tipo de apoyo artificial, la resitencia lateral de la unidad, qs, se tomará como:

$$\frac{q_s}{p_a} = 0.65\alpha_E\sqrt{\frac{q_u}{p_a}} \qquad \text{2.8.2.1.4.1.8.5.4b-2 (10.8.3.5.4b-2 AASHTO)}$$

El factor de modificación de junta, α_E, esta dado en la tabla 2.9.2.1.4.1.8.5.4b-1 (10.8.3.5.4b-1 AASHTO) basado sobre RQD y inspección visual de las superficies de juntas.

***Tabla 2.8.2.1.4.1.8.5.4b-1** Estimación de Factor de Modificacion de junta α_E (O´Neill y Reese, 1999). (10.8.3.5.4b-1 AASHTO)*

RDQ (%)	Factor de Modificación de juntas, α_E	
	Juntas Cerradas	Abierto o juntas rellenas con gubia
100	1.00	0.85
70	0.85	0.55
50	0.60	0.55
30	0.50	0.50
20	0.45	0.45

2.8.2.1.4.1.8.5.4c Resistencia de Punta de Pilotes Excavados en Roca

(10.8.3.5.4c AASHTO)

El apoyo del extremo inferior (end bearing), del pilote excavado, en roca, se puede tomar como sigue:

- *Si la roca por debajo de la base del pilote excavado a una profundidad de 2.0B se encuentra ya sea intacta o apretadamente fracturada, es decir ningún material comprensible o juntas rellenadas, y la profundidad del encaje (socket) es mayor que 1.5B:*

  $q_p = 2.5q_u$ 2.8.2.1.4.1.8.5.4c-1 (10.8.3.5.4c-1 AASHTO)

- *Si la roca por debajo de la base del pilote excavado a una profundidad de 2.0B se encuentra agrietada, las grietas tienen orientación irregular, la condición de las grietas pueden ser evaluadas como:*

$$q_p = A + q_u\left[m_b\left(\frac{A}{q_u}\right) + s\right]^a \qquad \text{2.8.2.1.4.1.8.5.4c-2 (10.8.3.5.4c-2 AASHTO)}$$

En el cual

$$A = \sigma'_{vb} + q_u\left[m_b\frac{(\sigma'_{v,b})}{q_u} + s\right]^a \qquad \text{2.8.2.1.4.1.8.5.4c-3 (10.8.3.5.4c-3 AASHTO)}$$

Donde:

σ'_{vb} = *esfuerzo efectivo vertical en el socket de apoyo a la elevación (elevación de la punta)*

s, a y m_b = *parámetros de resistencia (Hoek –Brown) para el macizo de roca fracturado determinado de GSI (10.4.6.4 AASHTO).*

q_u = *resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.*

La ecuación 2.8.2.1.4.1.8.5.4.c-1 será usada como un límite del límite superior de la resistencia de base calculada por Eq 2.8.2.1.4.1.8.5.4.c-2, a menos que experiencia local o pruebas de carga puedan ser usadas para validar los valores más altos.

2.8.2.1.4.1.8.5.4d Combinación de Resistencia lateral (Friccional) y de Punta, Pilote Excavado

(10.8.3.5.4d AASHTO)

Los métodos de diseño que toman en cuenta la diferencia en el movimiento requerido para activar la fricción superficial en la roca versus lo requerido para activar el apoyo extremo inferior (end bearing), será usada para estimar la resistencia a la compresión axial de pilotes embebidos en roca.

2.8.2.1.4.1.8.6 Resistencia de Grupo de Pilotes

(10.8.3.6 AASHTO)

2.8.2.1.4.1.8.6.1 Generalidades

(10.8.3.6.1 AASHTO)

Se evaluará la reducción en resistencia por los efectos de grupo de pilotes.

2.8.2.1.4.1.8.6.2 En Suelos Cohesivos

(10.8.3.6.2 AASHTO)

Se aplicaran los requisitos del Artículo 2.8.2.1.1.6.7 ***(10.7.3.9 AASHTO)***

El factor de resistencia para la capacidad de un grupo de pilotes que se determina en base a un pilar o bloque de falla equivalente, se deberá tomar como se especifica en la Tabla 2.8.2.1.4.1.5-1 ***(10.5.5.2.4-1 AASHTO)*** *y se deberá aplicar ya sea que el cabezal esté o no en contacto con el terreno.*

Los factores de resistencia para la capacidad de un grupo de pilotes que se calcula como la sumatoria de las resistencias de los pilotes excavados individuales son iguales a los que se aplican para la capacidad de pilotes excavados aislados.

2.8.2.1.4.1.8.6.3 En Suelos no Cohesivos

(10.8.3.6.3 AASHTO)

La capacidad individual nominal de cada pilote en un grupo será reducido aplicando un factor de ajuste η tomado como se muestra en la tabla 2.8.2.1.4.1.8.6.3-1 ***(10.8.3.6.3-1 AASHTO).*** *Para espaciamientos intermedios, el valor de η puede ser determinado por interpolación lineal.*

Tabla 2.8.2.1.4.1.8.6.3-1 *Factores de reducción de grupo de pilotes para resistencia portante en arena.* *(10.8.3.6.3-1AASHTO)*

Configura-ción del grupo de pilotes	***Espacia-miento cen-tro a centro de pilotes***	***Condiciones especiales***	***Factor de reducción por efectos del grupo, η***
Una fila	*2D*		*0.90*
	3D o mas		*1.0*
Multiple fila	*2.5D*		*0.67*
	3D		*0.80*
	4D o más		*1.0*
Una fila y multiple filas	*2D o más*	*El cabezal del grupo de pilotes está en intimo contacto con el terreno consistente de un medio o denso suelo y no se prevee socavación por debajo del cabezal de los piotes*	*1.0*
Una fila y multiple filas	*2D o más*	*Lechada de cemento (grouting) a presión es usado a lo largo de los lados del pilote para restaurar las pérdidas de esfuerzo causados por la instalación del pilote, y la punta del pilote es presionada por la lechada de cemento.*	*1.0*

2.8.2.1.4.1.8.6.4 Grupo de Pilotes en Suelos Resistentes que Están Encima de Suelos Débiles y Compresibles

(10.8.3.6.4 AASHTO)

Si un grupo de pilotes está embebido en un depósito de suelo resistente que yace sobre un depósito más débil, estratos cohesivos, se deberá considerar el potencial de falla por punzonamiento de las puntas de los pilotes en el estrato de suelo más débil. Si el estrato de suelo subyacente consiste en un suelo compresible más débil se deberá considerar la posible ocurrencia de grandes asentamientos en dicho estrato más débil.Ver Artículo 2.8.2.1.1.6.7 ***(10.7.3.9 AASHTO).***

En ausencia de referencias locales, la investigación de la capacidad de los suelos blandos subyacentes se puede basar en el cálculo de la carga sobrepuesta, asumiendo que la distribución de la presión se ensancha por debajo de las puntas de los pilotes proyectando el área limitada por las puntas de los pilotes con una pendiente de 2 vertical en 1 horizontal. La resistencia a cualquier profundidad por debajo de las puntas de los pilotes se deberá determinar en base al tamaño proyectado de una zapata idealizada. La capacidad de carga se deberá basar en los criterios especificados en el presente documento para zapatas, Artículo 2.8.1.3.1.2a ***(10.6.3.1.2.a AASHTO)***

2.8.2.1.4.1.8.7 Resistencia al Levantamiento

(10.8.3.7 AASHTO)

2.8.2.1.4.1.8.7.1 Generalidades

(10.8.3.7.1 AASHTO)

Se deberá considerar la resistencia contra el levantamiento cuando sobre los pilotes excavados actúen cargas ascendentes. Si los pilotes excavados están sujetos a fuerzas de levantamiento, se deberían investigar tanto su resistencia al arrancamiento como su capacidad estructural y la resistencia de su conexión a los elementos que soporta.

2.8.2.1.4.1.8.7.2 Resistencia Contra el Levantamiento de un Pilote excavado Individual

(10.8.3.7.2 AASHTO)

La resistencia contra el levantamiento de un pilote excavado individual de lados verticales se puede estimar de manera similar a la utilizada para determinar la resistencia lateral de los pilotes excavados en compresión, tal como se especifica en los Artículos 2.8.2.1.4.1.8.3 (10.8.3.3 AASHTO)

Al determinar la resistencia contra el levantamiento de un pilote con base acampanada se puede despreciar la resistencia lateral por encima de la campana, y se puede asumir que la campana se comporta como un anclaje.

La resistencia nominal factorada contra el levantamiento de un pilote excavado con base acampanada en suelo cohesivo, R_R, en kips, se puede determinar de la siguiente manera:

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_{up} R_{sbell} \qquad \text{2.8.2.1.4.1.8.7.2-1 (10.8.3.7.2-1 AASHTO)}$$

En el cual:

$$R_{s\,bell} = q_{s\,bell} A_u \qquad \text{2.8.2.1.4.1.8.7.2-2 (10.8.3.7.2-2 AASHTO)}$$

Donde:

$q_{s\,bell}$ = $N_u S_u$ *(ksf)*

A_u = $\pi \left(D_p^2 - D^2\right)/4$ *(ft²)*

N_u = *factor de adherencia contra el levantamiento (adimensional).*

D_p = *diámetro de la campana (ft).*

D_b = *profundidad embebida en el estrato de fundación (ft).*

D = *diámetro del fuste (ft).*

S_u = *resistencia al corte no drenada promediada en una distancia igual a 2.0 diámetros de la campana ($2D_p$) por encima de la base (ksf).*

φ_{up} = *factor de resistencia especificada en la Tabla 2.8.2.1.4.1.5-1 (10.5.5.2.4-1 AASHTO).*

Si el suelo ubicado sobre el estrato de fundación es expansivo, S_u se deberá promediar sobre la menor profundidad entre $2.0D_p$ sobre el fondo de la base o la profundidad de penetración del pilote en el estrato de fundación.

Se puede asumir que el valor de N_u varía linealmente entre 0.0 para D_b/D_p = 0.75 a una valor de 0.8 para D_b/D_p = 2.5 (siendo D_b la profundidad debajo del estrato de fundación). La parte superior del estrato de fundación se debería tomar en la base de la zona en la cual se producen cambios de humedad estacionales.

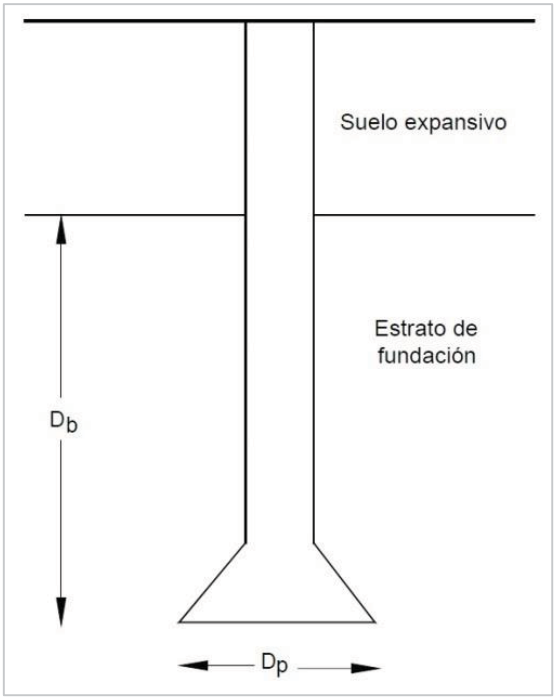


Figura 2.8.2.1.4.1.8.7.2-1 *Levantamiento de un pilote excavado con base acampanada*

(Fig. 10.8.3.7.2-1 AASHTO)

2.8.2.1.4.1.8.7.3 Resistencia Contra el Levantamiento de un Grupo de Pilotes Excavados

(10.8.3.7.3 AASHTO)

Los requisitos del Artículo 2.8.2.1.1.6.9 (10.7.3.11 AASHTO) serán aplicados.

2.8.2.1.5 Pruebas en Pilotes

Ver Artículo 2.12.9 del Capitulo 2.12 Disposiciones Constructivas.

2.8.2.1.6 Notaciones

DD : (Downdrag) Fricción Superficial Negativa

SPT : Prueba de Penetración Estándar.

CPT : Prueba de Penetración de Cono.

CAPWAP : Programa de Análisis de la Onda para Pilotes.

BOR : Inicio de Rehinca.

EOD : Fin de Hincado.

RQD : Designación de Calidad de la Roca.

COV : Coeficiente de Variación Entre los Valores de Cada Estrato.

FHWA : Formula Dinámica de Hincado de Pilotes.

2.9 SUPERESTRUCTURAS

2.9.1 Superestructuras de Concreto

2.9.1.1 Generalidades

El presente capítulo tiene por finalidad presentar una descripción general del proceso de diseño de superestructuras de concreto basado en métodos simplificados y haciendo referencia a los artículos detallados del Presente Manual.

2.9.1.2 Consideraciones Generales

2.9.1.2A Filosofía de Diseño Artículo 2.3.2 ***(1.3 AASHTO)***

2.9.1.2B Estados Límites Artículo 2.3.2.1 ***(1.3.1 AASHTO)***

2.9.1.2C Objetivos del Proyecto (Artículo 2.3.1)

2.9.1.3. Diseño de Superestructuras Tipo Losa y Vigas

2.9.1.3.1. Desarrollo de la Sección General

2.9.1.3.1.1 Ancho de la Calzada (Artículo 2.1.4.3.2)

2.9.1.3.1.2 Determinación de luces (Artículo 1.2)

2.9.1.3.1.3 Seleccionar tipo de puente

2.9.1.3.2 Desarrollo de Secciones Típicas

(5.14 AASHTO)

2.9.1.3.2.1 Vigas

(5.14.1 AASHTO)

2.9.1.3.2.2 Requisitos Generales

(5.14.1.1 AASHTO)

Los requisitos aquí especificados se aplicarán al diseño de vigas vaceados in situ y prefabricadas, así como vigas de sección rectangular tales como, I, T, doble-T y cajón abierto o cerrado.

Las vigas prefabricadas pueden resistir cargas temporales con o sin un tablero superpuesto. Si se aplica un tablero de concreto estructuralmente independiente, éste deberá actuar de forma compuesta con las vigas prefabricadas.

El ancho de ala considerado efectivo para flexión será el especificado en el Artículo 2.6.4.2.6 ***(4.6.2.6 AASHTO)*** *o 2.9.1.4.4.3* ***(5.7.3.4 AASHTO)***

2.9.1.3.2.3 Vigas Prefabricadas

(5.14.1.2 AASHTO)

2.9.1.3.2.3.1 Condiciones Anteriores a la Puesta en Servicio

(5.14.1.2.1 AASHTO)

Las condiciones anteriores a la puesta en servicio de las vigas pretensadas para su transporte y montaje serán responsabilidad del Contratista

2.9.1.3.2.3.2 Dimensiones Extremas

(5.14.1.2.2 AASHTO)

Las máximas dimensiones y peso de los elementos prefabricados en una fábrica externa a la obra deberán satisfacer las limitaciones locales para el transporte carretero, acarreo, de cargas.

En ninguna parte de una viga de concreto prefabricada el espesor deberá ser menor que:

Ala superior: ……...2.0 in (50 mm)

Alma, no postesada: ……..5.0 in (125 mm)

Alma, postesada:……6.5 in (165 mm)

Ala inferior: ……..5.0 in (125 mm)

2.9.1.3.2.3.3 Dispositivos de Izado

(5.14.1.2.3 AASHTO)

Si se sabe por anticipado que los anclajes para los dispositivos de izado serán puestos a la cara de un miembro que será expuesto a la vista exterior o a materiales corrosivos, cualquier restricción o localización de los dispositivos de izado empotrados, la profundidad de remoción y el método de llenado de las cavidades luego de la remoción serán mostradas en los documentos del contrato.

La profundidad de remoción no será menos que la profundidad de recubrimiento requerida para el acero de reforzamiento.

2.9.1.3.2.3.4 Diseño de los Detalles

(5.14.1.2.4 AASHTO)

Todos los detalles de las armaduras, conexiones, asientos de apoyo, accesorios o anclajes para diafragmas, recubrimiento de concreto, aberturas y tolerancias de fabricación y montaje deberán estar indicados en la documentación técnica. Para cualquier detalle que quede a criterio del Contratista, tal como los materiales o métodos de pretensado, se deberá exigir la presentación y revisiónde los planos de obra.

2.9.1.3.2.3.5 Resistencia del Concreto

(5.14.1.2.5 AASHTO)

Para el concreto de curado lento, para todas las combinaciones de cargas que ocurren luego de 90 días se podrá utilizar la resistencia a la compresión a 90 días, siempre que el incremento de resistencia de la mezcla de concreto utilizada sea verificado mediante ensayos previos.

Si se trata de concreto de densidad normal, la resistencia a 90 días de los concreto de curado lento se puede estimar como 115 por ciento de la resistencia especificada en la documentación técnica.

2.9.1.3.2.4 Vigas Prefabricadas Empalmadas

(5.14.1.3 AASHTO)

2.9.1.3.2.4.1 Generalidades

(5.14.1.3.1 AASHTO)

Las estipulaciones aquí aplicadas son para unir o empalmar segmentos de vigas prefabricadas para formar las vigas de la estructura.

Los requisitos especificados aquí se suplementarán con requisitos de otras secciones del presente Manual, excepto de los puentes construidos por segmentos. Por lo tanto puentes de vigas prefabricadas empalmadas no serán consideradas como construcción segmentada para efectos de diseño. Para casos especiales de diseños se aplicaran requisitos adicionales.

El método de construcción asumido se indicará en los documentos técnicos que forman parte del contrato.

2.9.1.3.2.4.2 Juntas de Construcción entre Segmentos.

(5.14.1.3.2 AASHTO)

2.9.1.3.2.4.2a Requisitos Generales

(5.14.1.3.2a AASHTO)

Las juntas de construcción serán de dos tipos: match-cast joints (machihembradas) o del tipo juntas de cierre. Las juntas en las zonas de los pilares de puentes continuos serán del tipo cerrado. Las juntas tipo dentado cumplirán los requisitos de detalles para construcciones prefabricadas.

Para vigas pretensadas las juntas serán postensadas.

Si la junta tipo cerrado excede 59.0 in (150 mm) su sección a compresión será reforzada con armadura de confinamiento.La secuencia de colocación del concreto para la junta de cierre y la losa se deberá especificar en la documentación técnica.

2.9.1.3.2.4.2b Detalles de Juntas de Cierre

(5.14.1.3.2b AASHTO)

Los segmentos de viga de concreto prefabricado, con o sin losa vaciada in situ, se pueden hacer longitudinalmente continuos, tanto para cargas permanentes como para cargas temporarias, utilizando combinaciones de armadura y postensado.

El ancho de una junta de cierre entre segmentos de concreto prefabricado deberá permitir el empalme de las armaduras para las cuales el diseño requiere continuidad y para acomodar el empalme de los ductos de postensado, pero no deberá ser menor que 1.0 ft (300) mm si la junta está ubicada dentro del tramo, ni menor que 4.0 in (100 mm) si está en un pilar interno.

Si el ancho de la junta de cierre excede 6.0 in (150 mm), la sección del cordon en compresión será confinada con refuerzo.

Si la junta está ubicada en el tramo, su armadura de alma, As/s, deberá ser la mayor armadura de las vigas adyacentes.

La cara de los segmentos prefabricados, en juntas de cierre, se preparará de cualquiera de las dos maneras siguientes: a) haciéndola intencionalmente áspera que se vea el agregado grueso, o b) construir llaves de corte en las almas y también en la losa superior e inferior.

2.9.1.3.2.4.2c Detalles de Juntas Match-Cast

(5.14.1.3.2c AASHTO)

Las juntas Match-Cast para empalmar vigas prefabricadas de puente, deberán cumplir los siguientes requisitos:

La resistencia compresiva de los segmentos prefabricados no serán menores que 2.5 ksi (17.3 MPa) antes de retirar los encofrados y con una maduración de 14 días a 70 °F (21 °C) antes de ensamblarlas.

Las multiples pequeñas amplitudes llaves de corte en las las juntas match-cast en las almas de los segmentos prefabricados se extenderán tan abundante como sea compatible con otros detalles. Los detalles de las llaves de corte serán similares a las que se muestran en la figura 2.9.1.3.2.4.2.b-1.Las llaves de corte serán provistas, también, en la losa superior e inferior y pueden ser más grandes.

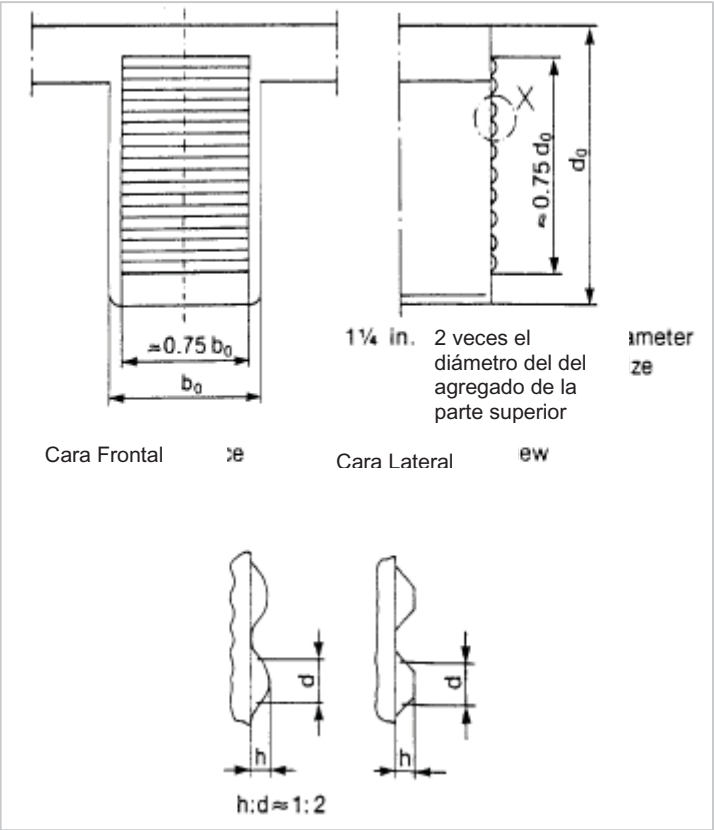


Figura 2.9.1.3.2.4.2b-1 *Llaves de corte con muescas finas*

(5.14.2.4.2-1 AASHTO)

2.9.1.4 Vigas Tipo Cajón y Vigas T vaciados "in situ"

(5.14.1.5 AASHTO)

2.9.1.4.1 Espesores de las Alas y del Alma

(5.14.1.5.1 AASHTO)

2.9.1.4.1a Ala o Losa Superior

(5.14.1.5.1a AASHTO)

El espesor del ala superior que sirve como losa del tablero será:

- *Como aquel definido en el Artículo 2.9.1.4.6.1.1 (9.7.1.1 AASHTO) que establecen lo siguiente para la mínima altura:*

  A menos que el Propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de concreto, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable, deberá ser mayor o igual que 7.0 in. (175 mm.)

- *Como aquel requerido para el anclaje y recubrimiento del pretensado transversal, si este es usado*

- *No menos que 1/20 de la luz libre entre filetes, acartelamientos o almas a menos que se usen nervaduras transversales a un espaciamiento igual a la luz libre o que se proporcione pretensado transversal.*

- *El mínimo recubrimiento de concreto será de acuerdo al Artículo 2.9.1.5.5.3 (5.12.3 AASHTO).*

2.9.1.4.1b Ala o Losa Inferior

(5.14.1.5.1b AASHTO)

El espesor del ala inferior no será menor que:

- *5.5 in (140 mm)*
- *1/16 de la distancia entre filetes o almas de vigas no pretensadas, o*
- *1/30 de la luz libre del tramo entre filetes, acartelamientos, o almas para vigas pretensadas, a menos que nervaduras transversales a un espaciamiento igual a la luz libre del tramo sean utilizadas.*

2.9.1.4.1c Almas

(5.14.1.5.1c AASHTO)

Espesor determinado por los requisitos de diseño por corte, torsión, recubrimientos y colocación del concreto.

Las variaciones del espesor del alma se deberán ahusar en una distancia mínima igual a 12.0 veces la diferencia de espesores del alma.

Comentario

Para poder colocar y compactar el concreto adecuadamente, se requiere un espesor de alma mínimo de 8.0 in (200 mm) en el caso de almas sin vainas de pretensado; 12.0 in (300 mm) para almas con sólo vainas longitudinales o verticales; y 15.0 in (380 mm) para almas con vainas tanto longitudinal como vertical. Para las vigas de más de alrededor de 8 ft (2400 mm) de altura, estas dimensiones se deberían incrementar para compensar la mayor dificultad de colocación del concreto.

2.9.1.4.2 Peralte

Especificado en Artículo 2.9.1.4.1 ***(5.14.1.5.1 AASHTO)***

2.9.1.4.3 Refuerzo

(5.14.1.5.2 AASHTO)

2.9.1.4.3a Refuerzo de la Losa del Tablero en Vigas T y Vigas Cajón Vaciada "in situ"

(5.14.1.5.2a AASHTO)

El refuerzo en la losa del tablero de vigas T y vigas cajón vaciados "in-situ" pueden ser determinadas por los métodos tradicionales o por métodos empíricos de diseño.

Cuando la losa del tablero no se extiende más allá del alma exterior, al menos 1/3 de la capa inferior del reforzamiento transversal en la losa del tablero será prolongado en la cara exterior del alma exterior y anclado por un gancho standard de 90º. Si la losa se prolonga más allá del alma exterior, al menos 1/3 de la capa inferior del reforzamiento transversal será prolongado en el volado de la losa y tendrá un anclaje más allá de la cara exterior del alma siendo no menor en resistencia que aquel que se produce con ganchos estandares.

2.9.1.4.3b Refuerzo de la Losa Inferior de Vigas Cajón Vaciada "in situ"

(5.14.1.5.2.b AASHTO)

Un refuerzo uniformemente distribuido de 0.4% del área del ala será colocado en la losa inferior paralela al tramo de viga ya sea en una o dos capas. El espaciamiento de tal reforzamiento no excederá 18.0 in (450 mm).

Un reforzamiento uniformemente distribuido de 0.5% del área de la sección transversal de la losa, basado en el espesor más pequeño, será colocado en la losa inferior en forma transversal al tramo de viga. Tal reforzamiento será distribuido sobre ambas superficies con un espaciamiento máximo de 18.0

in (450 mm). Todo el reforzamiento transversal en la losa inferior será prolongado a la cara exterior del alma exterior en cada grupo y ser anclado por ganchos standard de 90º.

2.9.1.4.4 Límites para las Armaduras

(5.7.3.3 AASHTO)

2.9.1.4.4.1 Armadura Máxima

(5.7.3.3.1 AASHTO)

(Disposición anulada en 2005)

2.9.1.4.4.2 Refuerzo Mínimo

(5.7.3.3.2 AASHTO)

A menos que se especifique lo contrario, en cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión factorada, M_r, como mínimo igual al menor valor entre:

- *1.33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables especificados en la Tabla 2.4.5.3.-1, (3.4.1-1. AASHTO); y*

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \qquad \text{2.9.1.4.4.2-1. (5.7.3.3.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

f_r = *módulo de rotura del concreto especificadio en el Artículo 2.5.4.6 (5.4.2.6 AASHTO)*

f_{cpe} = *esfuerzo de compresión en el concreto debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (ksi) (MPa)*

M_{dnc} = *momento total no factorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (kip-in), (N·mm)*

S_c = *módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (in.^{3}), (mm3)*

S_{nc} = *módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (in.^{3}), (mm^3)*

Para cualquier sección compuesta intermedia se deberán utilizar valores adecuados de M_{dnc} y S_{nc}. Si las vigas se diseñan de manera que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, en la expresión anterior para calcular M_{cr} se deberá sustituir S_{nc} por S_c.

Los siguientes factores se usarán para tener en cuenta la variabilidad de la resistencia a la fisuración por flexión del concreto, variabilidad de pretensado, y la relación del esfuerzo de fluencia de la armadura de refuerzo.

γ_1 = *factor de variabilidad de la fisuracion por flexión.*

= *1.2 para estructuras segmentales prefabricadas.*

= *1.6 para todas las otras estructuras de concreto.*

γ_2 = *factor de variabilidad para pretensado.*

= *1.1 para tendones adheridos.*

= *1.0 para tendones no adheridos.*

γ_3 = *relación de la resistencia a la fluencia mínima especificada a la resitencia de tracción ultima del refuerzo.*

= *0.67 para A615, refuerzo grado 60.*

= *0.75 para A706, refuerzo grado 60.*

= *1.00 para estructuras de concreto pretensado.*

Las disposiciones del Artículo 2.9.1.5.0.8 (5.10.8 AASHTO) serán aplicadas.

2.9.1.4.4.3 Control de la Fisuración mediante Distribución de la Armadura

(5.7.3.4 AASHTO)

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar a la armadura de todos los elementos de concreto, excepto la de las losas de tablero diseñadas de acuerdo con el método empírico, Artículo 2.9.1.4.6.2, (9.7.2 AASHTO) en los cuales la tracción en la sección transversal es mayor que 80 por ciento del módulo de rotura especificado en el Artículo 2.5.4.7 (5.4.2.6 AASHTO) para la combinación de cargas en el estado límite de servicio aplicable especificada en la Tabla 2.4.5.3.-1, (3.4.1-1.AASHTO)

El espaciamiento s del acero de refuerzo principal en la capa cercana a la cara de tensión deberá cumplir con lo siguiente:

$$S \leq \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \qquad \text{2.9.1.4.4.3.-1} \quad \text{(5.7.3.4-1 AASHTO)}$$

En el cual

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

Donde:

γ_e = *factor de encaramiento.*

= *1.00 condicion de exposición clase1.*

= *0.75 Condicion de exposición clase 2.*

d_c = *espesor de recubrimiento de concreto medido de la fibra extrema en tensión al centro de la barra o alambre localizado lo más cerca (in); (mm).*

f_{ss} = *esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio (ksi); (Mpa) no excederá 0.6 f_y (ksi).*

h = *espesor total o profundidad del elemento (in.) (mm).*

Condición de exposición Clase 1 se aplica cuando las fisuras pueden ser toleradas debido a la reducida importancia de apariencia y/o corrosión Condición de exposición Clase 2 se aplica al diseño transversal de vigas cajón de concreto segmentadas para cualquier carga aplicada antes de alcanzar la resistencia nominal del concreto y cuando hay incremento de la importancia de apariencia y/o corrosión.

En el cálculo de d_c, el espesor del recubrimiento de concreto se tendrá en cuenta.

En el cálculo de los esfuerzos actuales en el refuerzo de acero, los efectos de tensión axial se consideraran mientras sean considerados los efectos de compresión axial.

El mínimo y máximo espaciamiento del refuerzo se complementará con los requisitos de los Artículos 2.9.1.5.0.3.1 y 2.9.1.5.0.3.2 (5.10.3.1 y 5.10.3.2 AASHTO) respectivamente.

Cuando las alas de vigas T y cajón de concreto reforzado están en tensión, en el estado límite en servicio, el refuerzo de tensión a flexión será distribuido sobre el menor de:

- *Ancho efectivo del ala, Artículo 2.6.4.2.6, (4.6.2.6 AASHTO)*
- *Un ancho igual a 1/10 de la longitud promedio de tramos adyacentes entre apoyos.*

Si el ancho efectivo excede 1/10 del tramo, el refuerzo longitudinal adicional, con área no menor que 0.4% del área de losa de exceso será considerado fuera del ala.

Si d_ℓ de miembros no pretensados o pretensados parcialmente excede la profundidad del alma excede 3.0 ft (900 mm), el reforzamiento longitudinal superficial (A_{sk}) será uniformemente distribuido a lo largo de las caras laterales del componente en una distancia $d_\ell/2$ y más próxima al refuerzo de tracción por flexión. En cada cara lateral el área de armadura superficial Ask en in²/ft (mm²/mm) de altura no deberá ser menor de:

$$A_{sk} \geq 0.012(d_\ell - 30)$$ *2.9.1.4.4.3.-2 (5.7.3.4-2 AASHTO)*

Donde:

A_{ps} = *área de acero de pretensado (in²).*

A_s = *área de refuerzo en tensión (in²).*

d_ℓ = *distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero extremo en tracción del elemento (in);*

Sin embargo, el área total del reforzamiento longitudinal superficial (por cara) no excederá ¼ del reforzamiento en tensión por flexión, requerido, $As + Aps$

El espaciamiento máximo del refuerzo superficial no deberá exceder a $d_\ell/6$ o 12.0 in (300 mm.)

Tal refuerzo puede ser incluido en el cálculo de la resistencia si un análisis de compatibilidad de deformaciones es hecho para determinar los esfuerzos en las barras o cables individuales.

A menos que se especifique otra cosa, El espaciamiento del refuerzo en muros y losas no excederá 1.5 veces el espesor del miembro o 18.0 in (450 mm). El máximo espaciamiento de los estribos rectos, en espiral y refuerzo para temperatura y contracciones de fragua (shrinkage) están especificados en Artículos 2.9.1.5.0.6, 2.9.1.5.0.7, y 2.9.1.5.0.8 (5.10.6, 5.10.7 y 5.10.8 del AASHTO).

2.9.1.4.4.4 Redistribución de Momentos

(5.7.3.5 AASHTO)

En lugar de un análisis más refinado, si en los apoyos internos de una viga continua de concreto armado se dispone armadura adherente que satisface los requisitos del Artículo 5.11, los momentos negativos determinados aplicando la teoría de la elasticidad en los estados límites de resistencia se pueden incrementar o disminuir en no más 1000 ε_t por ciento, con un máximo de 20 por ciento. La redistribución de los momentos negativos se hará solo cuando ε_t es igual o mayor que 0.0075 en la sección en la cual el momento es reducido

Para mantener el equilibrio de cargas y solicitaciones se deberán ajustar los momentos positivos para tomar en cuenta los cambios en los momentos negativos.

2.9.1.4.4.5 Deformaciones

(5.7.3.6 AASHTO)

2.9.1.4.4.5.1 Requisitos Generales

(5.7.3.6.1 AASHTO)

Las disposiciones del Artículo 2.9.1.4.4.5 (2.5.2.6 AASHTO) serán consideradas.

Las juntas en los tableros y apoyos se adecuaran a los cambios de dimensiones causados por las cargas,la fluencia lenta del concreto (creep), la contracción del concreto (shrinkage), los cambios por temperatura, asentamientos y por el pretensado.

Para lo cual se aplicarán las disposiciones siguientes:

2.9.1.4.4.5.1a Disposiciones

(2.5.2.6.1 AASHTO)

Los puentes se deberán diseñar de manera de evitar los efectos estructurales o psicológicos indeseados que provocan las deformaciones. A pesar de que, salvo en el caso de los tableros de placas ortótropas, las limitaciones referidas a deflexiones y profundidad son optativas, cualquier desviación importante de las prácticas relacionadas con la esbeltez y las deflexiones que en el pasado resultaron exitosas debería provocar la revisión del diseño para determinar que el puente se comportará satisfactoriamente.

Si se emplean análisis dinámicos éstos deben cumplir con requisitos establecidos para este tipo de solicitaciones.

Las juntas y apoyos de los tableros deberán acomodar los cambios dimensionales provocados por las cargas, la fluencia lenta, la contracción, las variaciones térmicas, el asentamiento y el pretensado.

Para puentes rectos esviajados, con vigas de acero y para puentes curvos en plano horizontal, con vigas de acero curvas con o sin soportes esviajados, las siguientes investigaciones adicionales serán consideradas:

- *Las deflexiones elásticas debido a la aplicación de las combinaciones de cargas serán consideradas para asegurar el desempeño satisfactorio de los apoyos, juntas, estribos integrales, y pilares*
- *La rotaciones calculadas de las vigas sobre el apoyo serán acumuladas a las asumidas por el ingeniero en el la secuencia constructiva y no excederán la capacidad rotacional de los apoyos ante la suma de las cargas factoradas correspondiente a la etapa que se está estudiando.*
- *Los diagramas de contraflechas satisfarán los requisitos del Artículo 2.9.4.7.2 (6.7.2 AASHTO) y puede reflejar la deflexión acumulada calculada debido a la secuencia constructiva asumida por el ingeniero.*

2.9.1.4.4.5.1b Criterio por Deflexíon

(2.5.2.6.2 AASHTO)

Los criterios de esta sección se deben considerar optativos, a excepción de los siguientes:

- *Los requisitos para tableros ortótropos se deben considerar obligatorios.*
- *Los requisitos para estructuras de concreto armado prefabricado que tienen tres lados se deben considerar obligatorios.*
- *Los tableros metálicos reticulados y otros tableros livianos metálicos y de concreto deben satisfacer los requisitos de estados límites de servicio donde se estipula que se considerará los efectos de excesiva deformación del tablero incluyendo la deflexion causada por la carga viva mas la carga dinámica que no deberán de exceder los siguientes criterios:*
  - *L/800 para tableros sin tráfico peatonal.*
  - *L/1000 para tableros con tráfico peatonal limitado, y*
  - *L/1200 para tablero con Tráfico peatonal significativo*

Donde L es la longitud del tramo cento a centro de los apoyos.

Para la aplicación de estos criterios la carga del vehículo debe incluir el incremento por carga dinámica.

Si un Propietario decide invocar el control de las deflexiones se pueden aplicar los siguientes principios:

- *Al investigar la máxima deflexión absoluta, todos los carriles de diseño deberían estar cargados, y se debería asumir que todos los elementos portantes se deforman igualmente;*
- *Para sistema de vigas cajón curvas y vigas doble T, la deflexión de cada viga será determinada individualmente basado en la respuesta como parte de un sistema.*

- *Para el diseño compuesto, el diseño de la sección transversal debería incluir la totalidad del ancho de la carretera y las porciones estructuralmente continuas de las barandas, aceras y barreras divisorias;*
- *Para sistema de vigas rectas, la rigidez de flexión de una viga individual puede ser tomada como la rigidez determinada como se especifica arriba, dividida por el número de vigas.*
- *Al investigar los máximos desplazamientos relativos, el número y posición de los carriles cargados se deberían seleccionar de manera que se produzca el peor efecto diferencial;*
- *Se debería utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la Combinación de Cargas de Servicio I de la Tabla2.4.5.3-1 (3.4.1-1 AASHTO) incluyendo el incremento por carga dinámica, IM;*
- *La sobrecarga viva se debe tomar del Artículo 2.4.3.2.3.2 (3.6.1.3.2 AASHTO) que indica que la deflexión será tomada como el mayor de:*

  a) *El resultado que se obtiene con el camión de diseño solo, o*

  b) *El resultado de tomar el 25% del camión de diseño junto con la carga repartida de diseño*
- *Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.4.3.2.2.6 (3.6.1.1.2 AASHTO) ; y*
- *Para puentes esviajados se puede usar una sección transversal recta, y para puentes curvos y puentes curvos esviajados se puede usar una sección transversal radial.*

En ausencia de otros criterios, para las construcciones de acero, aluminio y/u concreto se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

- *Carga vehicular, general.....Longitud/800,*
- *Cargas vehiculares y peatonales ……..…….……Longitud/1000,*
- *Carga vehicular sobre voladizos.....Longitud/300, y*
- *Cargas vehiculares y peatonales sobre voladizos……Longitud/375.*

Para las vigas de acero de sección doble-T, y para las vigas de acero tipo cajón y tubulares, se deben aplicar los requisitos de los Artículos 2.9.5.0.4.2 y 2.9.6.4 (6.10.4.2 y 6.11.4 AASHTO) respectivamente, referentes al control de las deflexiones permanentes por medio del control de las tensiones en las alas.

En ausencia de otros criterios, para las construcciones de madera se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

- *Cargas vehiculares y peatonales.Longitud/425, y*
- *Carga vehicular sobre tablones y paneles de madera (máxima deflexión relativa entre bordes adyacentes). 0.10 in. (2,5 mm).*

Para los tableros de placas ortótropas se deberán aplicar los siguientes requisitos:

- *Carga vehicular sobre placa del tablero Longitud/300.*
- *Carga vehicular sobre los nervios de un tablero ortótropo metálico Longitud/1000, y*
- *Carga vehicular sobre los nervios de tableros ortótropos metálicos (máxima deflexión relativa entre nervios adyacentes).0.10 in. (2,5 mm).*

2.9.1.4.4.5.1c Criterios Opcionales para Relaciones Longitud de Tramo-Profundidad

(2.5.2.6.3 AASHTO)

Si un Propietario decide invocar controles sobre las relaciones longitud-profundidad, en ausencia de otros criterios se pueden considerar los límites indicados en la Tabla 2.9.1.4.4.5.1c-1, (2.5.2.6.3-1 AASHTO)

donde S *es la longitud de la losa y* L *es la longitud de tramo, ambas en ft. Si se utiliza la Tabla, a menos que se especifique lo contrario los límites indicados en la misma se deben aplicar a la profundidad total.*

Para sistema de vigas de acero curvas la relación de longitud del tramo a profundidad, L_{as}/D*, de cada viga de acero no excederá 25 cuando la mínima tensión de fluencia especificada de la viga en las zonas de flexión positiva es 50.0 ksi (3500 kg/ cm²) o menos, y:*

- *Cuando la mínima tensión de fluencia especificada de la viga es 70.0 ksi (4900 kg/cm²) o menos en zonas de flexiones negativas, o*
- *Cuando las secciones hibridas satisfagan los requisitos del Artículo 2.9.5.0.1.3* ***(6.10.1.3 AASHTO)*** *serán usadas en zonas de flexión negativa.*

Para todos los otros sistemas de vigas de acero curvas, L_{as}/D*, de cada viga no excederá lo siguiente:*

$$\frac{L_{as}}{D} \leq 25\sqrt{\frac{50}{F_{yt}}} \qquad \text{2.9.1.4.4.5.1c-1} \quad \text{(2.5.2.6.3-1 ASSHTO)}$$

Donde:

F_{yt} = *mínimo límite de fluencia de ala en compresión (ksi).*

D = *profundidad de viga metalica (ft).*

L_{as} = *un arco de longitud de viga definido como sigue (ft):*

- *Longitud de arco para tramo simple.*
- *0.9 veces la longitud del arco para tramos continuos.*
- *0.8 veces la longitud del arco para tramos continuos interiores.*

Tabla 2.9.1.4.4.5.1c-1 *Peraltes mínimos tradicionales para superestructuras de profundidad constante.*

(Tabla 2.5.2.6.3.-1 AASHTO)

Superestructura		***Profundidad mínima (incluyendo el tablero)*** ***Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo***	
Material	***Tipo***	***Tramos Simples***	***Tramos Continuos***
Concreto reforzado	*Losa con armadura principal paralela al tráfico*	$\frac{1.2(S+10)}{30}$ *En (ft)*	$\frac{S+10}{30} \geq 0.54$ *ft*
	Vigas T	*0.070L*	*0.065L*
	Vigas Cajon	*0.060L*	*0.055L*
	Vigas de estructuras peatonales	*0.035L*	*0.033L*
Concreto pretensado	*Losas*	*0.030L ≥ 6.5 in*	*0.027 ≥ 6.5 in*
	Vigas cajón coladas en sitio	*0.045L*	*0.040L*
	Vigas doble T prefabricadas	*0.045L*	*0.040L*
	Vigas de estructuras peatonales	*0.033L*	*0.030L*
	Vigas cajón adyacentes	*0.030L*	*0.025L*

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo	
Material	**Tipo**	**Tramos Simples**	**Tramos Continuos**
Acero	Profundidad total de viga doble T compuesta compuesta	0.040L	0.032L
	Profundidad de la porción de sección doble T de la viga dobleT compuesta	0.033L	0.027L
	Reticulados	0.100L	0.100L

2.9.1.4.4.5.1d Consideraciones de Futuros Ensanchamientos

(2.5.2.7 AASHTO)

2.9.1.4.4.5.1d.1 Vigas Exteriores Sobre Puente con Sistema de Vigas

(2.5.2.7.1 AASHTO)

A menos que el futuro ensanche es prácticamente inconcebible, la capacidad de carga portante de las vigas exteriores no podrá ser inferior que la capacidad de carga portante de una viga interior.

2.9.1.4.4.5.1d.2 Subestructura

(2.5.2.7.2 AASHTO)

Cuando una futura ampliación se puede anticipar, esta consideración se debe tener en cuenta en el diseño de la subestructura para la condición ensanchada.

2.9.1.4.4.5.2 Flechas y Contraflechas

(5.7.3.6.2 AASHTO)

En el cálculo de flechas y contraflechas se deberán considerar la carga permanente, sobrecarga, pretensado, cargas de montaje, fluencia lenta y contracción del concreto, y relajación del acero.

Para determinar las flechas y contraflechas se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 2.6.3.1.1, 2.6.3.1.2 (4.5.2.1, 4.5.2.2 y 5.9.5.5 AASHTO)

En ausencia de un análisis más exhaustivo, las flechas o deformaciones instantáneas se podrán calcular utilizando el módulo de elasticidad del concreto especificado en el Artículo 2.5.4.4 (5.4.2.4 AASHTO) y tomando el momento de inercia ya sea como el momento de inercia bruto, I_g, o bien un momento de inercia efectivo, I_e, dado por la Ecuación (2.9.1.4.4.5.2-1):

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \qquad \text{2.9.1.4.4.5.2-1 (5.7.3.6.2-1 AASHTO)}$$

En el cual

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t} \qquad \text{2.9.1.4.4.5.2-2 (5.7.3.6.2-2 AASHTO)}$$

Donde:

M_{cr} = *momento de fisuración (kip-in); (N·mm).*

f_r = *módulo de rotura del concreto como se especifica en el Artículo 2.5.4.6 (5.4.2.6 AASHTO) (ksi), (MPa).*

y_t = *distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada (in.), (mm)*

M_a = *máximo momento en un elemento en la etapa para la cual se calcula la deformación (kip-in); (N·mm).*

Para los elementos prismáticos, el momento de inercia efectivo se puede tomar como el valor obtenido de la Ecuación 1 para el punto medio del tramo en el caso de tramos simples o continuos, y para el apoyo en el caso de voladizos. Para los elementos no prismáticos continuos, el momento de inercia efectivo se puede tomar como el promedio de los valores obtenidos de la Ecuación 1 para las secciones críticas para momento positivo y negativo.

A menos que se realice una determinación más exacta, la flecha a largo plazo se puede tomar como la flecha instantánea multiplicada por el siguiente factor:

- *Si la flecha instantánea se basa en I_g: 4.0.*
- *Si la flecha instantánea se basa en I_e: 3.0 – 1.2 $(A'_s/A_s) \geq 1.6$.*

Donde:

A'_s = *área de la armadura de compresión (in²) ;(mm²)*

A_s = *área de la armadura de tracción no pretensada (in²) ;(mm²)*

Para los puentes construidos por segmentos, la documentación técnica deberá exigir que antes de colar los segmentos se calculen las flechas en base a los cronogramas de colado y montaje previstos, y que estas flechas se utilicen como una guía contra la cual verificar las flechas reales medidas.

2.9.1.4.4.5.3 Deformación Axial

(5.7.3.6.3 AASHTO)

El acortamiento o alargamiento instantáneo provocado por las cargas se deberá determinar usando el módulo de elasticidad de los materiales en el momento de aplicar las cargas.

El acortamiento o alargamiento instantáneo provocado por la temperatura se deberá determinar de acuerdo con los Artículos 2.4.3.9 (3.12 AASHTO)

El acortamiento a largo plazo provocado por la fluencia lenta y la contracción se deberá determinar cómo se especifica en el Artículo 2.5.4.3 (5.4.2.3 AASHTO)

2.9.1.4.4.5.4 Flexión Biaxial

(5.7.4.5 AASHTO)

En vez de un analisis basado en equilibrio y compatibilidad de deformación por flexion biaxial, miembros no circulares sujetos a flexión biaxial y compresión pueden ser dimensionados usando las siguientes expresiones aproximadas:

- *Si la carga axial factorada no es menor que 0.10 ϕ $f'_c A_g$:*

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\emptyset P_o} \qquad \text{2.9.1.4.4.5.4 -1 (5.7.4.5-1 AASHTO)}$$

En el cual

$$P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps}(f_{pe} - E_p \varepsilon_{cu}) \qquad \text{2.9.1.4.4.5.4-2 (5.7.4.5-2 AASHTO)}$$

- *Si la carga axial factorada es menor que 0.10 ϕ $f'_c A_g$:*

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \qquad \text{2.9.1.4.4.5.4-3 (5.7.4.5-3 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ = *factor de resistencia para miembros a compresión axial.*

P_{rxy} = *resistencia axial factorada en flexión biaxial. (kip).*

P_{rx} = *resistencia axial factorada determinada sobre la base que una excentridad e_y, está presente (kip).*

P_{ry} = *resistencia axial factorada determinada sobre la base que una excentridad e_x, está presente (kip).*

P_u = *fuerza axial aplicada factorada. (kip).*

M_{ux} = *momento factorado aplicado alrededor del eje x (kip-in.).*

M_{uy} = *momento factorado aplicado alrededor del eje y (kip-in.).*

e_x = *excentricidadde la fuerza axial aplicada factorada en la dirección x, esto es = M_{uy}/P_u (in).*

e_y = *excentricidadde la fuerza axial aplicada factorada en la dirección y, esto es = M_{ux}/P_u (in).*

P_o = *resistencia nominal axial en una sección con excentricidad cero.*

La resistencia axial factorada P_{rx} y P_{ry} no será mayor que el producto del factor de resistencia, ϕ, y la máxima resistencia nominal a la compresión dada por por la ecuación 5.7.4.4-2 o 5.7.4.4-3, según corresponda.

2.9.1.4.4.5.5 Espirales y Zunchos

(5.7.4.6 AASHTO)

El área de acero de los espirales y zunchos en puents ubicados en Zonas Sísmicas 2, 3 ó 4 deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 2.6.5.5 (5.10.11. AASHTO)

Si el área de armadura en espiral y zunchos no está determinada por:

- *Requisitos de diseño sismorresistente,*
- *Corte o torsión según lo especificado en el Artículo 2.9.1.5.6 (5.8 AASHTO), in.*
- *Requisitos mínimos según lo especificado en el Artículo 2.9.1.4.5.6 (5.10.6 AASHTO).*

La relación entre la armadura en espiral y el volumen total del núcleo de concreto, medido entre las partes exteriores de los espirales, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$\rho_s \geq 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{yh}} \qquad \text{2.9.1.4.4.5.5-1 (5.7.4.6-1 AASHTO)}$$

Donde:

A_g = *área bruta de la sección de concreto (in²); (mm²)*

A_c = *área del núcleo medida hasta el diámetro exterior del espiral (in²); (mm²)*

f'_c = *resistencia especificada del concreto a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (Ksi); (MPa)*

f_{yh} = *resistencia de fluencia minima especificada de refuerzos en espiral (ksi) ≤ 100 ksi para elementos y conexiones especificados en Artículo 5.4.3.3; para otros casos ≤ 75.0 ksi.*

Los demás detalles de las armaduras en espiral y zunchos deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 2.9.1.4.5.6 y 2.6.5.5 (5.10.6 y 5.10.11 AASHTO).

2.9.1.4.5 Detalles del Refuerzo

(5.10 AASHTO)

2.9.1.4.5.1 Recubrimiento de Concreto

(5.10.1 AASHTO)

El mínimo recubrimiento de concreto se tomará como está especificado en el Artículo 2.9.1.5.5.3 ***(5.12.3 AASHTO)***

2.9.1.4.5.2 Ganchos y Doblado de la Armadura

(5.10.2 AASHTO)

2.9.1.4.5.2.1 Ganchos Normales

(5.10.2.1 AASHTO)

Para los propósitos de estas Especificaciones, el término "gancho normal" tendrá uno de los siguientes significados:

- *Para el refuerzo longitudinal:*
  - *a) Gancho con un ángulo de doblado de 180º más una prolongación de* $4.0d_b$ *pero no menor que 2.5 in. en el extremo libre de la barra, o*
  - *b) Gancho con un ángulo de doblado de 90º más una prolongación de* $12.0d_b$ *en el extremo libre de la barra.*
- *Para el refuerzo transversal:*
  - *a) Barras N° 5 y menores − Gancho con un ángulo de doblado de 90º más una prolongación de* $6.0d_b$ *en el extremo libre de la barra.*
  - *b) Barras N° 6, No. 7 y N° 8 − Gancho con un ángulo de doblado de 90º más una prolongación de* $12.0d_b$ *en el extremo libre de la barra.*
  - *c) Barras N° 8 y menores − Gancho con un ángulo de doblado de 135º más unaprolongación de* $6.0d_b$ *en el extremo libre de la barra.*

Siendo:

d_b = *diámetro nominal de la barra de armadura (in.)*

2.9.1.4.5.2.2 Ganchos Sismorresistentes

(5.10.2.2 AASHTO)

Los ganchos sismorresistentes deberán consistir en un gancho con un ángulo de doblado de 135º más una prolongación no menor que $6.0d_b$ *ó 3.0 in en su extremo libre, cualquiera sea el valor que resulte mayor. Se deberán utilizar ganchos sismorresistentes para la armadura transversal en regiones donde se anticipa formación de rótulas plásticas. Estos ganchos y las ubicaciones donde son requeridos deberán estar especificados en la documentación técnica.*

2.9.1.4.5.2.3 Diámetro Mínimo de Doblado

(5.10.2.3 AASHTO)

El diámetro de doblado de una barra, medido del lado interno de la barra, no deberá ser menor que el valor especificado en la Tabla 2.9.4.5.2.3-1 ***(5.10.2.3.-1 AASHTO).***

Tabla 2.9.4.5.2.3-1 *Diámetro s mínimos de doblado*

(5.10.2.3.-1 AASHTO)

Tamaño de barra y aplicaciones	*Diámetro mínimo*
N° 3 a N° 5 – Uso general	$6.0d_b$
N° 3 a N° 5 – Estribos y zunchos	$4.0d_b$
N° 6 a N° 8 – Uso general	$6.0d_b$
N° 9, N° 10 y N° 11	$8.0d_b$
N° 14 y N° 18	$10.0d_b$

El diámetro interno de doblado para estribos y zunchos en mallas soldadas de alambres lisos o conformados no deberá ser menor que $4.0d_b$ *para alambre conformado mayor que D6 (38.7 mm2) ó* $2.0d_b$ *para los demás tamaños de alambre. Si el doblado se realiza con un diámetro interno menor que* $8.0d_b$*, este doblado no deberá estar a una distancia menor que* $4.0d_b$ *de la intersección soldada más próxima.*

2.9.1.4.5.3 Espaciamiento del Refuerzo

(5.10.3 AASHTO)

2.9.1.4.5.3.1 Mínimo Espaciamiento de la Barras de Refuerzo

(5.10.3.1 AASHTO)

2.9.1.4.5.3.1.1 Concreto Colado (Llenado) en Sitio

(5.10.3.1.1 AASHTO)

Para el concreto colado in situ, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que:

- *1.5 veces el diámetro nominal de las barras,*
- *1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso, o*
- *1.5 in. (38 mm).*

2.9.1.4.5.3.1.2 Concreto Prefrabricado

(5.10.3.1.2 AASHTO)

Para el concreto prefabricado en planta bajo condiciones controladas, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que:

- *El diámetro nominal de las barras,*
- *1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso, o*
- *1.0 in (25 mm).*

2.9.1.4.5.3.1.3 Capas Múltiples

(5.10.3.1.3 AASHTO)

Excepto en los tableros en los cuales se coloca armadura paralela en dos o más capas, con una distancia libre entre capas no mayor que 6.0 in; (150 mm), las barras de las capas superiores se deberán ubicar directamente sobre las de la capa inferior, y la distancia libre entre capas no deberá ser menor que 1.0 in; (25 mm) o el diámetro nominal de las barras.

2.9.1.4.5.3.1.4 Empalmes

(5.10.3.1.4 AASHTO)

Las limitaciones sobre distancia libre entre barras especificadas en los Artículos 2.9.1.4.5.3.1.1 y 2.9.1.4.5.3.1.2 (5.10.3.1.1 y 5.10.3.1.2) también se aplicarán a la distancia libre entre un empalme solapado y los empalmes o barras adyacentes.

2.9.1.4.5.3.1.5 Paquetes de Barras

(5.10.3.1.5 AASHTO)

El número de barras paralelas dispuestas en un paquete de manera que actúen como una unidad no deberá ser mayor que cuatro, excepto que en los miembros flexionados, el número de barras mayores que N° 11 no excederán de dos en cada uno de los paquetes.

Los paquetes de barras deberán estar encerrados por estribos o zunchos.

Cada una de las barras individuales de un paquete que se interrumpe dentro de un tramo deberá terminar en secciones diferentes separadas como mínimo 40 diámetros de barra.

Si las limitaciones de separación entre barras se basan en el tamaño de las barras, un paquete de barras se deberá tratar como una barra individual cuyo diámetro se obtiene a partir de la sección equivalente total.

2.9.1.4.5.3.2 Máximo Espaciamiento de las Barras de Refuerzo

(5.10.3.2 AASHTO)

A menos que se especifique lo contrario, la separación de la armadura en tabiques y losas no deberá ser mayor que 1.5 veces el espesor del elemento ó 18.0 in. (450 mm). La máxima separación de los espirales, zunchos y armadura de contracción y temperatura deberá ser como se especifica en los Artículos 2.9.1.4.5.6, 2.9.1.4.5.7 y 2.9.1.4.5.8 (5.10.6, 5.10.7 y 5.10.8. AASHTO)

2.9.1.4.5.3.3 Mínima Separación de los Tendones y Ductos (vainas) de Pretensado

(5.10.3.3 AASHTO)

2.9.1.4.5.3.3.1 Cables de Pretensado

(5.10.3.3.1 AASHTO)

La distancia entre los cables de pretensado, incluyendo aquellos en ductos, en cada extremo de un elemento dentro de la longitud de anclaje, como se especifica en el Artículo 5.11.4.1, no deberá ser menor que una distancia libre tomada como 1.33 veces el tamaño máximo de los agregados ni menor que las distancias entre centros especificadas en la Tabla 2.9.1.4.5.3.3.1-1 (5.10.3.3.1-1AASHTO).

***Tabla 2.9.1.4.5.3.3.1-1** Separaciones entre Centros*

(Tabla 5.10.3.3.1-1)

Tamaño del cable		Espaciamiento	
Pulgadas	**milimetros**	**Pulgadas**	**milimetros**
0.6 0.5625 especial 0.5625	15.24 14.29 especial 14.29	2.000	51
0.5000 0.4375 0.50 especial	12.70 11.11 12.70 especial	1.750	44
0.3750	9.53	1.500	38

Si el comportamiento observado en ensayos a escala real realizados sobre prototipos del diseño lo justifica, se puede disminuir la distancia libre entre cables en el extremo de un elemento.

La mínima distancia libre entre grupos de cables dispuestos en paquetes no deberá ser menor que 1.33 veces el tamaño máximo de los agregados ó 1.0 in (25 mm).

Los cables de pretensado de un elemento se pueden agrupar en paquetes de forma que se toquen entre sí en un plano esencialmente vertical en y entre las ubicaciones de amarre. El número de cables dispuestos en paquetes, cualquiera sea su disposición salvo en un plano vertical, estará limitado a cuatro cables por paquete.

2.9.1.4.5.3.3.2 Ductos de Postensado Rectos en el Plano Horizontal

(5.10.3.3.2 AASHTO)

A menos que en el presente documento se especifique lo contrario, la distancia libre entre ductos de postesado rectas (no curvas) deberá ser mayor o igual que 1.5 in. (38 mm) ó 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso. Para las construcciones prefabricadas por segmentos en las cuales hay tendones de postensado que se extienden a través de una junta entre componentes recubierta con epoxi, la separación libre entre ductos de postensado deberá ser mayor o igual que el diámetro interno del ducto o 4.0 in. (100 mm) cualquiera sea el valor que resulte mayor.

Los ductos se pueden empaquetar en grupos de no más de tres, siempre que la separación especificada para ductos individuales se mantenga entre cada ducto en la zona ubicada a 3.0 ft (900 mm) o menos de los anclajes.

Excepto en las construcciones por segmentos, para los grupos de ductos dispuestas en paquetes la mínima distancia libre horizontal entre paquetes adyacentes no deberá ser menor que 4.0 in. (100 mm). Si los grupos de ductos están ubicados en dos o más planos horizontales, un paquete no deberá contener más de dos ductos en un mismo plano horizontal.

La mínima distancia libre vertical entre paquetes deberá ser mayor o igual que 1.5 in. (38 mm) ó 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

Para las construcciones prefabricadas, la mínima distancia libre horizontal entre grupos de ductos se puede reducir a 3.0 in (75 mm).

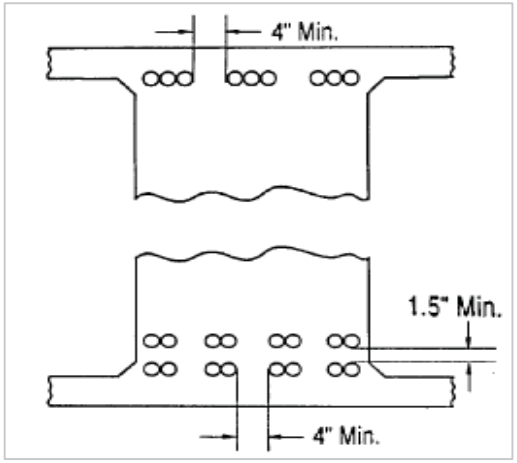


Figura 2.9.4.5.3.3.2-1 *Ejemplos de disposiciones aceptables para ductos rectos (no curvos) en el plano horizontal.*

(Figura 5.10.3.3.2-1 AASHTO)

2.9.1.4.5.3.3.3 Ductos de Vigas Postensadas Curvas en Planta

(5.10.3.3.3 AASHTO)

La mínima distancia libre entre ductos curvos deberá ser igual a la requerida para el confinamiento de los tendones especificada en el Artículo 2.9.1.4.5.4.3 (5.10.4.3 AASHTO). La separación de los ductos curvos deberá ser mayor o igual que la requerida para ductos rectos.

2.9.1.4.5.3.4 Máximo Espaciamiento de Tendones Pretensados y Ductos en Losas

(5.10.3.4 AASHTO)

Los cables de pretensado para losas prefabricadas se deberán separar de forma simétrica y uniforme, y la distancia entre los mismos no deberá ser mayor que 1.5 veces la altura compuesta total de la losa ó 18.0 in. (450 mm).

La separación entre los centros de los tendones de postensado de las losas no deberá ser mayor que 4.0 veces la mínima altura compuesta total de la losa.

2.9.1.4.5.4 Confinamiento de los Tendones

(5.10.4 AASHTO)

2.9.1.4.5.4.1 Requisitos Generales

(5.10.4.1 AASHTO)

En las almas los tendones se deberán ubicar dentro de los estribos. Cuando corresponda, en las alas y losas los tendones se deberán ubicar entre capas de armadura transversal. Para los ductos ubicados en las alas inferiores de segmentos de altura variable, se deberá proveer armadura de confinamiento nominal alrededor del ducto en cada cara del segmento. La armadura no deberá ser menor que dos filas de varilla de acero N° 4 a ambos lados de cada ducto con dimensión vertical igual a la altura de la losa, menos las dimensiones del recubrimiento superior e inferior.

Se deberán considerar los efectos de la presión de inyección del mortero en los ductos.

2.9.1.4.5.4.2 Desviación de las Vainas de Pretensado en las Losas

(5.10.4.2 AASHTO)

A los fines del presente artículo, los ductos cuya separación entre centros sea menor que 12.0 in. (300 mm) en cualquier dirección se deberán considerar poco separadas.

Si hay ductos transversales o longitudinales poco separadas en las alas y la documentación técnica no incluye requisitos para minimizar la desviación de los ductos, las mallas de armadura superior e inferior se deberían atar con varilla de acero N°.4. La separación entre horquillas no deberá ser mayor que 18.0 in. (450 mm) ó 1.5 veces la altura de la losa en cada dirección.

2.9.1.4.5.4.3 Efectos de los Tendones Curvos

(5.10.4.3 AASHTO)

Los tendones curvos se deberán confinar mediante armadura de confinamiento si es requerido por el Artículo 2.9.1.5.6.1.5 (5.8.1.5 AASHTO). Esta armadura se deberá dimensionar de manera de garantizar que el esfuerzo en el acero en estado límite de servicio no sea mayor que $0.6\, f_y$*, y el valor de* f_y *supuesto no deberá ser mayor que 60.0 ksi (420 MPa).A no ser que un análisis de bielas y tirantes sea hecho e indique otra cosa.*

La separación de la armadura de confinamiento no deberá ser mayor que 3.0 veces el diámetro exterior del ducto ó 24.0 in (600 mm).

Los tendones no serán atados en grupos de más de tres cuando las vigas son curvas en plano horizontal.

2.9.1.4.5.4.3.1 Diseño para Solicitaciones en el plano

(5.10.4.3.1 AASHTO)

2.9.1.4.5.4.3.1a Solicitaciones en el Plano

(5.10.4.3.1a AASHTO)

Las fuerzas de desviación en el plano provocadas por el cambio de dirección de los tendones se deberá tomar como:

$$F_{u-in} = \frac{P_u}{R} \qquad \text{2.9.1.4.5.4.3.1a-1} \quad \text{(5.10.4.3.1a-1 AASHTO)}$$

Donde:

F_{u-in} = *fuerza de desviación en el plano por unidad de longitud del tendón (kips/ft).*

P_u = *fuerza factorada en el tendón, como se especifica en el Artículo 2.4.5.5* ***(3.4.3 AASHTO)*** *(kips);*

R = *radio de curvatura del tendón en la ubicación considerada (ft);*

La máxima fuerza de desviación se deberá determinar en base a la hipótesis de que todos los tendones están tesados, incluyendo los tendones provisorios.Los requerimientos del Artículo 2.9.1.4.5.9 ***(5.10.9 AASHTO)*** *serán aplicados para diseñar solicitaciones debido a tendones curvados en el anclaje del tendón.*

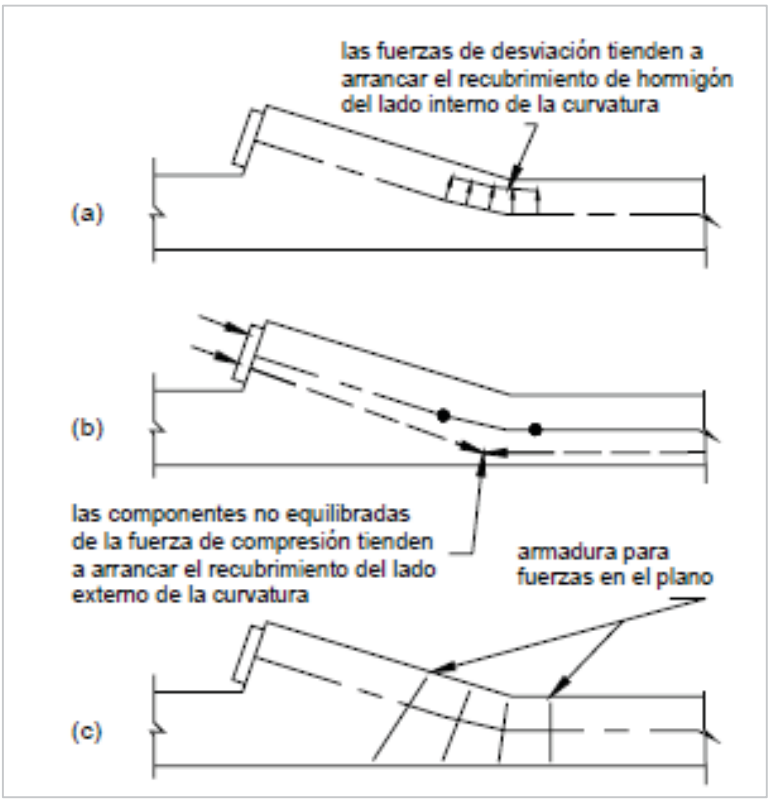


Figura C2.9.1.4.5.4.3.1-1 *Fuerzas en el plano en un taco para anclaje*

(5.10.4.3.1-1a AASHTO)

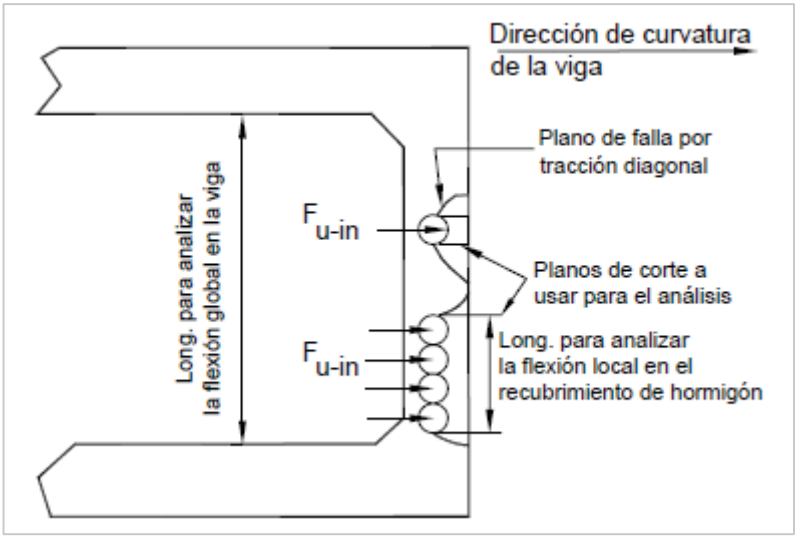


Figura C2.9.1.4.5.4.3.1-2 *Solicitaciones en el plano en vigas curvas provocadas por tendones curvos en el plano horizontal*

(5.10.4.3.1a-2 AASHTO)

2.9.1.4.5.4.3.1b Resistencia al Corte del Concreto Contra el Arrancamiento.

(5.10.4.3.1b.AASHTO)

La resistencia al corte por unidad de longitud del recubrimiento de concreto contra el arrancamiento por las fuerzas de desviación, V_r, se deberá tomar como:

$$V_r = \phi V_n \qquad \textit{2.9.1.4.5.4.3.1b-1} \quad \textit{(5.10.4.3.1b-1 AASHTO)}$$

En el cual

$$V_n = 0.15 d_{eff} \sqrt{f_{ci}'} V_n = 1.5 d_{eff} \sqrt{f_{ci}'} \qquad \textit{2. 9.1.4.5.4.3.1b-2} \quad \textit{(5.10.4.3.1b-2 AASHTO)}$$

Donde:

V_n = *resistencia nominal al corte de dos planos de corte por unidad de longitud (kips/in)*

ϕ = *factor de resistencia para corte, 0.75*

d_{eff} = *mitad de la longitud efectiva del plano de falla en corte y tensión para un elemento curvo. (in)*

f'_{ci} = *resistencia a la compresión especificada del concreto en el momento en que se aplica la fuerza inicial pretensora (ksi)*

Para un simple grupo de ductos o para $S_{duct} < d_{duct}, d_{eff}$ se muestra en Detalle (a) en la figura 2.9.1.4.5.4.3.1b-1 (5.10.4.3.1b-1 AASHTO) -, se tomará como:

$$d_{eff} = d_c + \frac{d_{duct}}{4} \qquad \textit{2.9.1.4.5.4.3.1b-3} \quad \textit{(5.10.4.3.1b-3 AASHTO)}$$

Para $S_{duct} \geq d_{duct}, d_{eff}$, se tomará como el menor de las rutas 1 y 2 mostrdas en Detalle (b) en la figura 2.9.1.4.5.4.3.1b-1 (5.10.4.3.1b-1 AASHTO):

$$d_{eff} = t_w + \frac{d_{duct}}{2} \qquad \textit{2.9.1.4.5.4.3.1b-4} \quad \textit{(5.10.4.3.1b-4 AASHTO)}$$

$$d_{eff} = d_c + \frac{d_{duct}}{4} + \frac{\sum s_{duct}}{2} \qquad \textit{2.9.1.4.5.4.3.1b-5} \quad \textit{(5.10.4.3.1b-5 AASHTO)}$$

Donde:

S_{duct} = *distancia libre entre los ductos de los tendones en dirección vertical (in).*

d_{duct} = *diámetro exterior de los ductos del pretensado (in).*

d_c = *recubrimiento de los ductos.(in).*

t_w = *espesor del alma (in.).*

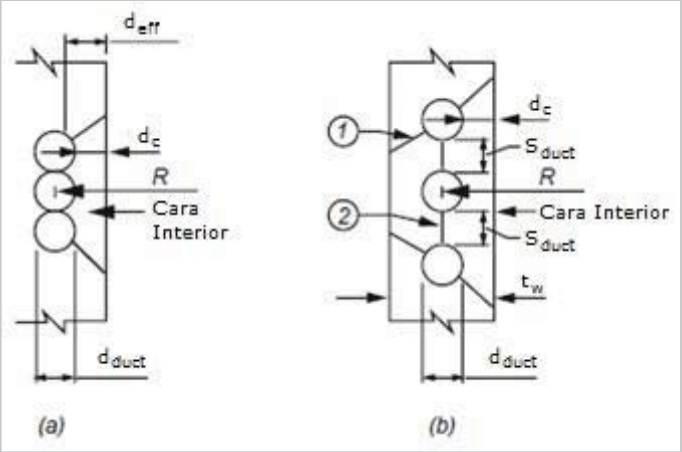


Figura 2.9.1.4.5.4.3.1b-1 *Definición de* d_{eff}

(5.10.4.3.1b-1 AASHTO)

Si la fuerza de desviación factorada en el plano excede a la resistencia al corte factorada del recubrimiento de concreto, como se especifica en la ecuación 2.9.1.4.5.4.3.1b-2 ***(5.10.4.3.1b-2 AASHTO)****, se dispondrán barras sujetadoras de estribos (stirrup tie) y barras sujetadoras de ductos (duct tie) alrededor del tramo exterior de los estribos (stirrups) con la finalidad de resistir las fuerzas de desviación en el plano, estas serán ya sea en forma de armadura no pretensada o pretensada.*

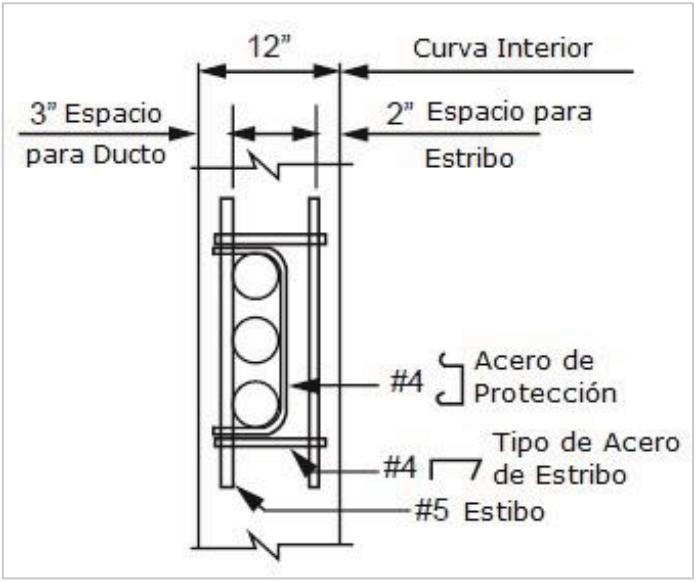


Figura C 2.9.1.4.5.4.3.1b-1 *Detalle típico de fijadores de estribos y de ductos*

(C5.10.4.3.1b-1 AASHTO)

2.9.1.4.5.4.3.1c Agrietamiento del Recubrimiento del Concreto

(5.10.4.3.1c AASHTO)

Cuando la distancia libre entre ductos orientados en una columna vertical es menor que 1.5 in., los ductos serán considerados amontonados.La resistencia al agrietamiento será investigado en los extremos y a media altura del recubrimiento de concreto no reforzado.

El momento local aplicado por unidad de longitud en los extremos del recubrimiento se tomará como:

$$M_{end} = \frac{\left(\sum F_{u-in} / h_{ds}\right) h_{ds}^2}{12}$$ *2.9.1.4.5.4.3.1c-1* (5.10.4.3.1c-1 AASHTO)

Y el momento local aplcado por unidad de longitud en la medialtura del recubrimiento se tomará como:

$$M_{mid} = \frac{\left(\sum F_{u-in} / h_{ds}\right) h_{ds}^2}{24}$$ *2.9.1.4.5.4.3.1c-2* (5.10.4.3.1c-2 AASHTO)

Donde:

h_{ds} = *la altura del grupo de ductos como se muestra en la Figura C2.9.1.4.5.4.3.1b-1* (C5.10.4.3.1b-1 AASHTO)

Los esfuerzos de tracción en el recubrimiento de concreto no reforzado que se obtienen de las ecuaciones 2.9.1.4.5.4.3.1c-1 y 2.9.1.4.5.4.3.1c-2 se combinarán con los esfuerzos de tracción de la región en flexión del alma, como se define en el Artículo 2.9.1.4.5.4.3.1d (5.10.4.3.1d AASHTO) para evaluar el potencial agrietamiento del recubrimiento del concreto. Si la combinación de los esfuerzos excede loe esfuerzos de agrietamiento dados por la ecuación 2.9.1.4.5.4.3.1c-4 (5.10.4.3.1c-4 AASHTO), los ductos serán sujetados por barras de fijación de estribos (stirrup tie) y barras fijadoras de ductos (duct tie).

$$f_{cr} = \phi f_r$$ *2.9.1.4.5.4.3.1c-3* (5.10.4.3.1c-3 AASHTO)

Donde:

ϕ = *0.85.* *2.9.1.4.5.4.3.1c-4* (5.10.4.3.1c-4 AASHTO)

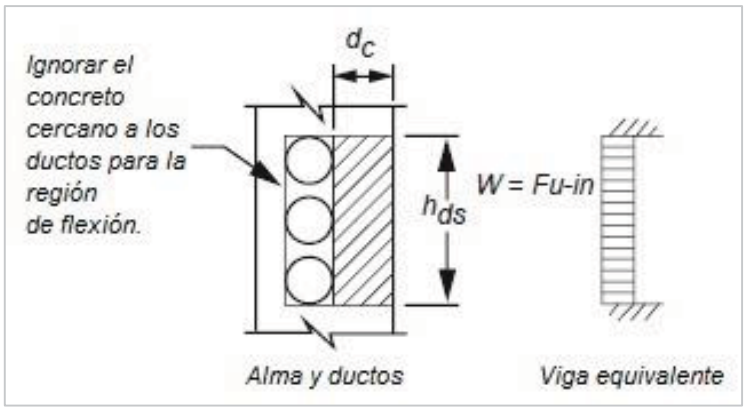


Figura C2.9.1.4.5.4.3.1c-1 *Hipotetico Recubrimiento de Concreto no Reforzado de Viga* (5.10.4.3.1c-1 AASHTO)

2.9.1.4.5.4.3.1d Flexión Regional

(5.10.4.3.1d AASHTO)

Los efectos de la flexión regional de fuerzas en el plano será tomado como:

$$M_u = \frac{\phi \sum F_{u-in} h_c}{4}$$ *2.9.1.4.5.4.3.1d-1* (5.10.4.3.1d-1 AASHTO)

Donde:

$\phi cont$ = *0.6 factor de continuidadpara almas interiores; 0.7 factor de continuidad para almas exteriores,*

h_c = *tramo del alma entre la losa superior e inferior medida a lo largo del eje del alma como se muestra en la figura C 2.9.1.4.5.4.3.1c-1* (C 5.10.4.3.1c-1 AASHTO).

Para vigas curvas, la flexión local y efectos de corte de fuerzas fuera de plano, será evaluado como se describe en Artículo 2.9.1.4.5.4.3.2 (5.10.4.3.2 AASHTO).

A excepción de aquellos *ductos que cruzan aproximadamentea 90°, si hay ductos curvos ubicados de manera que la fuerza radial de un tendón se dirige hacia otro, los ductos se deberán confinar de una de las siguientes maneras:*

- *Separando los ductos para asegurar una adecuada resistencia nominal al corte, como se especifica en la Ecuación.*
- *Disponiendoarmadura de confinamiento para resistir la fuerza radial.*

2.9.1.4.5.4.3.2 Solicitaciones Fuera del Plano

(5.10.4.3.2 AASHTO)

Las solicitaciones fuera del plano debidas a la acción de acuñamiento de los cables contra la pared de la vaina, se puede estimar como:

$$F_{u-out} = \frac{P_u}{\pi R} \qquad \text{2.9.1.4.5.4.3.2-1 (5.10.4.3.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

F_{u-out} = *fuerza fuera del plano por unidad de longitud del tendón (kip/ft)*

P_u = *fuerza factorada en el tendón, como se especifica en el Artículo 2.4.5.5 (3.4.3 AASHTO) (kips);*

R = *radio de curvatura del tendón en un plano vertical en la ubicación considerada (ft);*

Si la resistencia al corte factorada dada por la Ecuación 2.9.1.4.5.4.3.1b-1 (5.10.4.3.1b-1 AASHTO) no es adecuada, se deberá disponer armadura de confinamiento localizada en todos los segmentos curvos del tendón para resistir la totalidad de las fuerzas fuera del plano, preferentemente en forma de refuerzo en espiral.

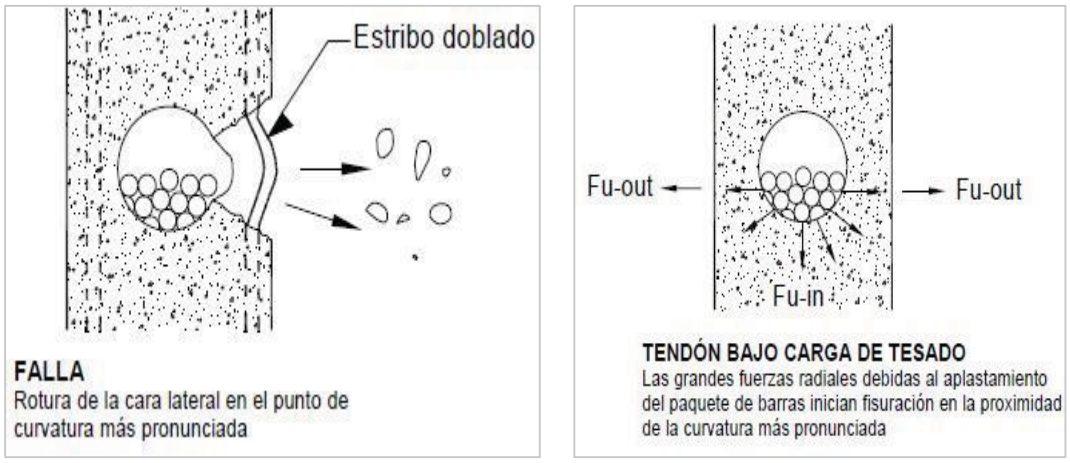


***Figura 2.9.1.4.5.4.3.2-1** Efectos de las Fuerzas Fuera del Plano*

(5.10.4.3.2-1 AASHTO)

2.9.1.4.5.5 Apoyo de los Tendones Externos

(5.10.5 AASHTO)

A menos que un análisis de vibraciones indique lo contrario, la longitud no apoyada de los tendones externos no deberá ser mayor que 25.0 ft; (7500 mm).

Los soportes de los tendones externos en vigas cajón de concreto en curva estarán situados lo suficientemente lejos del alma para prevenir la longitud libre del tendón de apoyo sobre el alma en lugares fuera de los soportes.

Cuando se requiera monturas de desviación para este propósito serán diseñadas de acuerdo a lo siguiente:

Las monturas de desviación serán diseñadas usando el modelo de bielas-tirantes Artículo 2.7.2.3 (5.6.3 AASHTO) ó usando métodos basados en resultados de pruebas. Un factor de caga 1.7 será usado con la máxima fuerza de desviación. Si se usa un método basado en resultados de pruebas, un factor de resistencia de 0.90 se usará para tensión directa y 0.85 para corte.

2.9.1.4.5.6 Refuerzo Transversal para Miembros en Compresión

(5.10.6 AASHTO)

2.9.1.4.5.6.1 Generalidades

(5.10.6.1 AASHTO)

Los refuerzos transversales para miembros en compresión pueden ser estribos cerrados o espirales.

2.9.1.4.5.6.2 Espirales

(5.10.6.2 AASHTO)

La armadura transversal para todos los elementos comprimidos a excepción de las pilas deberá consistir en uno o más espirales continuos igualmente separados de barra o alambre liso o conformado de un diámetro mínimo de 0.375 (9.5 mm.) La armadura se deberá disponer de manera que toda la armadura longitudinal primaria esté contenida dentro de los espirales y esté en contacto con los mismos.

La separación libre entre las barras del espiral no deberá ser menor que 25 mm ó 1.33 veces el tamaño máximo del agregado. La separación entre centros no deberá ser mayor que 6.0 veces el diámetro de las barras longitudinales ó 6.0 in (150 mm.)

A excepción de lo especificado en los Artículos 2.6.5.5.3 y 2.6.5.5.4.1 (5.10.11.3 y 5.10.11.4.1 AASHTO) para Zonas sísmicas 2, 3 y 4, la armadura en espiral se deberá extender desde la zapata u otro apoyo hasta el nivel de la armadura horizontal de menor cota en los elementos soportados.

El anclaje de las armaduras en espiral se proveerá mediante 1.5 vueltas adicionales de barra o alambre en cada uno de los extremos de la unidad en espiral. Para las Zonas Sísmicas 2,3 y 4 la prolongación de la armadura transversal hacia los elementos con que se conecta deberá satisfacer los requisitos del Artículo 2.6.5.5.4.3 (5.10.11.4.3. AASHTO)

En las armaduras en espiral los empalmes se podrán materializar de una de las siguientes maneras:

- *Empalmes solapados de 48.0 veces el diámetro de las barras no recubiertas; 72.0 veces el diámetro de las barras recubiertas ó 48.0 diámetros del alambre;*
- *Conectores mecánicos aprobados; o*
- *Empalmes soldados aprobados.*

2.9.1.4.5.6.3 Estribos Cerrados

(5.10.6.3 AASHTO)

En los elementos comprimidos con estribos cerrados, todas las barras longitudinales o paquetes deberán estar encerradas por estribos laterales equivalentes a:

- *Barras N° 3 para Barras N° 10 o menores,*
- *Barras N° 4 para Barras N° 11 o mayores, y*
- *Barras N° 4 para paquetes de barras.*

La separación de los estribos cerrados no deberá ser mayor que la menor dimensión del elemento comprimido ó 12.0 in. (300 mm.) Si hay dos o más barras mayores que una barra N° 10 (N° 32) dispuestas en un paquete, la separación no deberá ser mayor que la mitad de la menor dimensión del elemento ó 6.0 in. (150 mm.)

En lugar de barras se puede usar alambre conformado o malla de alambre soldada de área equivalente.

Ninguna barra o paquete deberá estar a una distancia mayor que 24.0 in. (610 mm), medido a lo largo del estribo cerrado, de una de estas barras o paquete con apoyo lateral. Los estribos cerrados se deberán disponer de manera que cada barra longitudinal de esquina y cada barra longitudinal alternada tengan un apoyo lateral provisto por la esquina de un estribo con un ángulo interno de no más de 135º. Si el diseño de la columna se basa en la capacidad de rotulación plástica, ninguna barra longitudinal o paquete deberá estar a una distancia mayor que 6.0 in. (150 mm) de una de estas barras con apoyo lateral. Si las barras longitudinales están ubicadas alrededor del perímetro de un círculo, si los empalmes de los zunchos se alternan(al tresbolillo) se puede usar un estribo circular cerrado.

La distancia vertical entre el estribo cerrado inferior y la zapata u otro apoyo y la distancia vertical entre el estribo cerrado superior y la armadura horizontal más baja del elemento soportado no deberán ser menores que la mitad de la separación entre estribos.

2.9.1.4.5.7 Armadura Transversal para Elementos Solicitados a Flexión

(5.10.7 AASHTO)

Excepto en las losas de tablero, la armadura de compresión de los elementos solicitados a flexión deberá estar encerrada por estribos o estribos cerrados que satisfagan los requisitos sobre tamaño y separación indicados en el Artículo 5.10.6 o por malla de alambre soldada de un área equivalente.

2.9.1.4.5.8 Refuerzos por Temperatura y Acortamiento de Fragua

(5.10.8 AASHTO)

Los refuerzos por temperatura y acortamiento de fragua serán colocados cerca a las caras del concreto expuesto a cambios diarios de temperatura y en la masa estructural de concreto. El refuerzo por temperatura y acortamiento de fragua es un refuerzo adicional por lo cual el refuerzo total sobre las superficies no debe ser menor del que se especifica aquí.

El reforzamiento por temperatura y acortamiento de fragua puede ser en forma de barras, alambres soldados o tendones pre-esforzados.

Para barras o alambres soldados, el área de refuerzo por pie, en cada cara y en cada dirección deberá satisfacer:

$$A_s \geq \frac{1.30bh}{2(b+h)f_y} \qquad \text{2.9.1.4.5.8-1 (5.10.8-1 AASHTO)}$$

$$0.11 \leq A_s \leq 0.60 \qquad \text{2.9.1.4.5.8-2 (5.10.8-2 AASHTO)}$$

Donde:

A_s = *área de refuerzo en cada dirección y en cada en cada cara (in²/ft)*

b = *menor ancho de la sección*

h = *menor espesor de la sección.*

f_y = *fluencia especificada de las barra de refuerzo ≤ 75 ksi*

Cuando la menor dimensión varía a lo largo de la pared, muro, zapata u otro elemento, se examinaran varias secciones para obtener una sección promedio. El espaciamiento no excederá

- *3.0 veces el espesor del elemento, o 18.0 in. (45 cm).*
- *12.0 in (30 cm) para muros y zapatas mas grande que 18.0 in. de espesor.*
- *12.0 in para otros elementos más grande que 36.0 in. de espesor.*

Para elementos de 6.0 in. (15 cm) o menos de espesor, el acero mínimo especificado se puede colocar en una capa simple. El acero para Contracción y temperatura no se requerirá para:

- *Para las caras de los extremos cuyo espesor 18.0 in.(45 cm) o menos.*
- *Para las caras laterales de zapatas enterradas de 36 in. (90 cm) o menos de espesor.*
- *Caras de otros elementos, con dimensiones menores o igual a 18.0 in (45 cm).*

Si los cables pretensores son usados como armadura para la temperatura y contracciones, los cables serán provistos de un mínimo esfuerzo promedio de compresión de 0.11 ksi. (8 kg/cm2) sobre la totalidad de la sección de concreto en la cual se puede presentar un plano de fisura, basado sobre la fuerza tensora después de las pérdidas. El espaciamiento de los cables no excederá 72.0 in. o las distancias siguientes especificadas:

a. *Los cables de losas prefabricadas pretensadas, serán separados simétricamente y de manera uniforme no más que 1.5 veces el espesor total de la losa o 18.0 in. (45 cm).*
b. *Los cables de losa postensionadas no estarán separarados centro a centro a mas de 4.0 veces el mínimo espesor de la losa.*

Cuando el espaciamiento es más grande que 54 in. (138 cm), refuerzos adheridos se colocara entre los cables a una distancia igual a la separación de los cables.

2.9.1.4.5.9 Zonas de Anclaje Postensado

(5.10.9 AASHTO)

2.9.1.4.5.9.1 Requisitos Generales

(5.10.9.1 AASHTO)

Los anclajes se deberán diseñar en los estados límites de resistencia para las fuerzas de tesado factoradas como se especifica en el Artículo 2.4.5.5 (3.4.3. AASHTO).

Para las zonas de anclaje ubicadas en el extremo de un elemento o segmento, las dimensiones transversales se pueden tomar como la altura y el ancho de la sección, pero no mayores que la dimensión longitudinal del elemento o segmento. La extensión longitudinal de la zona de anclaje en la dirección del tendón no deberá ser menor que la mayor de las dimensiones transversales de la zona de anclaje y no se deberá tomar mayor que 1.5 veces dicha dimensión.

Para los anclajes intermedios se deberá considerar que la zona de anclaje se extiende en la dirección opuesta a la fuerza de anclaje en una distancia no menor que la mayor de las dimensiones transversales de la zona de anclaje.

Comentario a 2.9.1.4.5.9.1

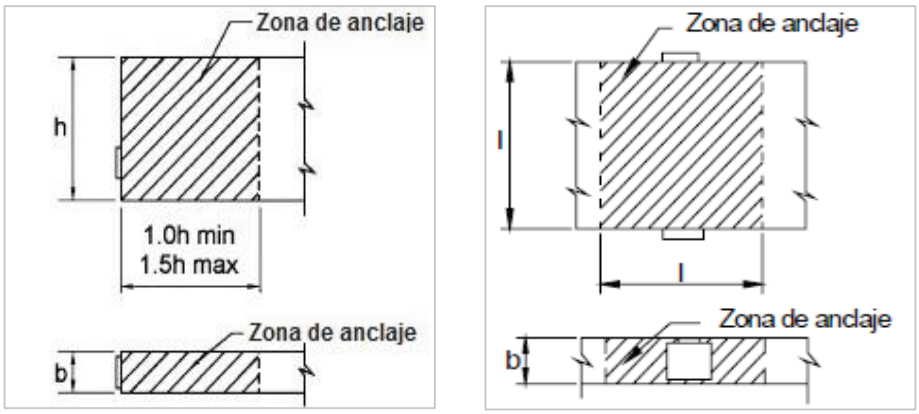
(C5.10.9.1 AASHTO)

Con ligeras modificaciones, los requisitos del Artículo 2.9.1.4.5.9 también se pueden aplicar para el diseño de las armaduras debajo de apoyos de alta capacidad de carga.

Geométricamente la zona de anclaje se define como el volumen de concreto a través del cual la fuerza de pretensado concentrada en el dispositivo de anclaje se distribuye transversalmente hasta llegar a una distribución más lineal en toda la sección transversal a una determinada distancia del dispositivo de anclaje.

Dentro de la zona de anclaje la hipótesis de las secciones planas no es válida.

Las dimensiones de la zona de anclaje se basan en el principio de St. Venant. Los requisitos para elementos cuya longitud es menor que una de sus dimensiones transversales fueron incluidas a fin de cubrir casos tales como el pretensado transversal de un tablero de puente, como se ilustra en la Figura C 2.9.1.4.5.9.1-1 (Figura C5.10.9.1-1 AASHTO).



a) *Si la dimensión transversal de la sección o la separación entre los centros de los tendones son menores que la logitud del elemento*

b) *Si la dimensión transversal de la sección o la separación entre los centros de los tendones son mayores que la logitud del elemento*

Figura C 2.9.1.4.5.9.1-1 *Geometría de las Zonas de Anclaje*

(C5.10.9.1-1 AASHTO)

2.9.1.4.5.10 Zonas de Anclaje Pretensadas

(5.10.10 AASHTO)

2.9.1.4.5.10.1 Resistencia al Desgarramiento

(5.10.10.1 ASHTO)

La resistencia al desgarramiento por tracción de las zonas de anclaje pretensadas provista por la armadura vertical en los extremos de las vigas pretensadas en el estado límite de servicio se deberá tomar como:

$$P_r = f_s A_s \qquad \textit{2.9.1.4.5.10.1-1} \quad \textit{(5.10.10.1-1)}$$

Donde:

f_s = *esfuerzo en el acero no mayor que 20 Ksi (140 MPa)*

A_s = *área total de la armadura vertical ubicada en una distancia h/4 a partir del extremo de la viga in² (mm²).*

h = *dimensión total del miembro prefabricado en la dirección en la cual la resistencia al desgarramiento se comienza a evaluar.*

Para vigas pretensadas tipo I o tipo T con bordon, A_s, se tomará como el área total del refuerzo vertical ubicado dentro de una distancia h/4 del extremo del miembro, donde h es la altura total del miembro (in.)

Para solidos pretensados o losas con vacios (agujeros), A_s, se tomará como el Área total del refuerzo horizontal ubicado dentro de una distancia de h/4 del extremo del miembro donde h es el ancho total del miembro (in.).

Para vigas pretensadas tipo cajón o tipo tina, As, se tomará como el área total del refuerzo vertical o refuerzo horizontal localizado dentro de una distancia h/4 del extremo del miembro, donde h es el menor de todos los anchos o altos del miembro (in.).

Para miembros pretensados con múltiples almas, A_s, se tomará como el Área total del refuerzo vertical dividido uniformemente entre las almas, y ubicadas dentro de una distancia h/4 del extremo de cada alma.

La resistencia no deberá ser menor que 4 por ciento de la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia.

La armadura vertical del extremo deberá estar tan cerca del extremo de la viga como sea posible.

El refuerzo usado para cumplir con estos requisitos puede también ser usados para cumplir con otros requisitos de diseño.

2.9.1.4.5.10.2 Armadura de Confinamiento

(5.10.10.2 AASHTO)

Excepto en las vigas cajón, en las vigas se deberá disponer armadura para confinar el acero de pretensado en el ala inferior en una distancia igual a 1.5d a partir del extremo de las vigas. La armadura no deberá ser menor que barras deformadas N° 3 con una separación no mayor que 6.0 in (150 mm) y cuya geometría le permita encerrar los cables.

En las vigas cajón se deberá proveer armadura transversal, y esta armadura se deberá anclar prolongando la rama del estribo hacia el alma de la viga.

2.9.1.4.6 Losas de Tableros de Concreto Armado

(9.7 AASHTO)

2.9.1.4.6.1 Generalidades

(9.7.1 AASHTO)

2.9.1.4.6.1.1 Peralte Mínimo y Recubrimiento

(9.7.1.1 AASHTO)

El peralte mínimo de un tablero excluyendo ranuras o desgastes no deberá ser menor que 7.0 in (175 mm.)

El mínimo recubrimiento de concreto deberá satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.1.5.5.3 ***(5.12.3 AASHTO).***

2.9.1.4.6.1.2 Acción Compuesta

(9.7.1.2 AASHTO)

Los conectores de corte se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos establecidos para las vigas de concreto así como para las vigas metálicas, ***(Seccion 5, 6 y 7 AASHTO).***

2.9.1.4.6.1.3 Tableros Oblicuos (Esviajados)

(9.7.1.3 AASHTO)

Si el ángulo de oblicuidad (esviajamiento) del tablero es menor o igual que 25º la armadura principal se puede disponer en la dirección de la oblicuidad; caso contrario, esta armadura se deberá colocar de forma perpendicular a los elementos de apoyo principales.

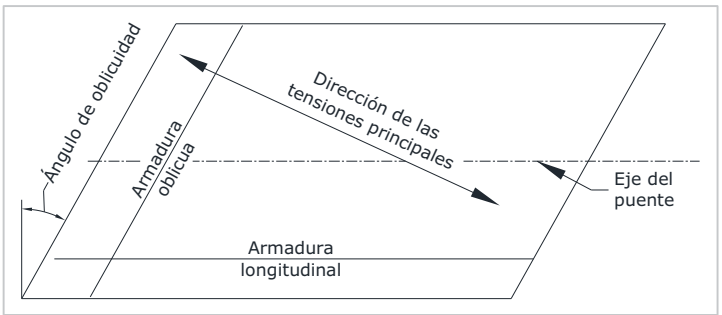


Figura 2.9.1.4.6.1.3-1 *Disposición de la Armadura*

(9.7.1.3-1 AASHTO)

2.9.1.4.6.1.4 Apoyo de los Bordes

(9.7.1.4 AASHTO)

A menos que se especifique lo contrario, en las líneas de discontinuidad el borde del tablero deberá estar reforzado o soportado por una viga u otro elemento lineal.

La viga u otro elemento deberán estar integrado o actuar de forma compuesta con el tablero. Las vigas de borde se pueden diseñar como vigas cuyo ancho se puede tomar como el ancho efectivo del tablero especificado en el Artículo 2.6.4.2.1.4, ***(4.6.2.1.4.AASHTO)***

Cuando la dirección principal del tablero es transversal, y/o si el tablero actúa de forma compuesta con una barrera de concreto estructuralmente continua, no será necesario proveer la viga de borde adicional.

2.9.1.4.6.1.5 Diseño de Losas en Voladizo

(9.7.1.5 AASHTO)

La porción del tablero en voladizo se deberá diseñar para las cargas de impacto sobre las barandas de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.4.3.2.3.4 ***(3.6.1.3.4.AASHTO)***

Se deberán investigar los efectos del punzonamiento debidos a las cargas de colisión de vehículos en la base exterior de los postes de barandas o barreras.

2.9.1.4.6.2 Diseño Empirico

(9.7.2 AASHTO)

2.9.1.4.6.2.1 Generalidades

(9.7.2.1 AASHTO)

Las disposiciones de este diseño, trata exclusivamente sobre el proceso de diseño empírico para losas de tableros de concreto apoyados en componentes longitudinales y no será aplicado a cualquier otro artículo en esta sección.

Las barras longitudinales del reforzamiento isotrópico pueden participar en la resistencia de la zona de momento negativo de un apoyo interno de estructuras continuas.

2.9.1.4.6.2.2 Aplicación

(9.7.2.2 AASHTO)

El diseño empírico para tableros de concreto armado se puede utilizar solamente si se satisfacen las condiciones establecidas en el Artículo 2.9.1.4.6.2.4 ***(9.7.2.4. AASHTO)***

Los requisitos del presente artículo no se deberán aplicar a los volados del tablero.

El volado del tablero se debería diseñar para:

- *Las cargas de rueda en el caso de tableros con barandas y barreras discontinuas usando el método de las fajas equivalentes,*
- *La carga lineal equivalente en el caso de tableros con barreras continuas como se especifica en el Artículo 2.4.3.2.3.4* ***(3.6.1.3.4 AASHTO)*** *y*
- *Las cargas de colisión (o impacto) utilizando un mecanismo de falla tal como se describe en el Artículo 2.4.3.6.3* ***(A13.2. AASHTO).***

2.9.1.4.6.2.3 Longitud Efectiva

(9.7.2.3 AASHTO)

A los fines del método de diseño empírico, la longitud efectiva de una losa se deberá considerar de la siguiente manera:

- *Para losas construidas en forma monolítica con muros o vigas: distancia entre cara y cara, y*
- *Para losas apoyadas sobre vigas metálicas o de concreto: distancia entre las puntas de las alas, más el ala en voladizo, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando los chaflanes.*

Si los componentes de apoyo no están uniformemente espaciados, la longitud efectiva, Sefectiva, se deberá tomar como la mayor de las longitudes del tablero en las dos ubicaciones ilustradas en la Figura 2.9.1.4.6.2.3-1 *(9.7.2.3-1. AASHTO)*

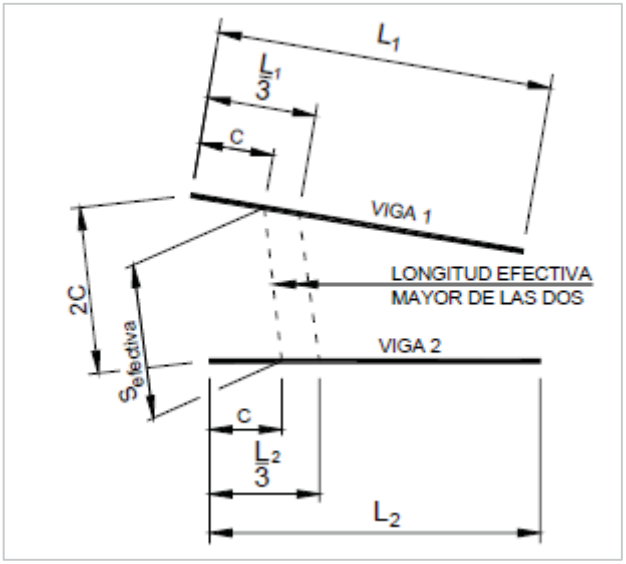


Figura 2.9.1.4.6.2.3-1 *Longitud Efectiva para el caso de Vigas que no están Uniformemente espaciadas*

(Figura 9.7.2.3-1 AASHTO)

2.9.1.4.6.2.4 Condiciones de Diseño

(9.7.2.4 AASHTO)

Para los fines del presente artículo, la altura de diseño de la losa deberá excluir la pérdida que se anticipa se producirá como resultado del pulido, texturado o desgaste.

El procedimiento de diseño empírico solamente se podrá utilizar si se satisfacen las siguientes condiciones:

- *En la totalidad de la sección transversal se utilizan marcos transversales o diafragmas en las líneas de apoyo;*
- *En el caso de las secciones transversales que involucran unidades rígidas a la torsión, tales como las vigas cajón individuales separadas, se proveen diafragmas intermedios entre los cajones con una separación menor o igual que 25 ft (8000 mm) o bien se investiga la necesidad de disponer armadura suplementaria sobre las almas para acomodar la flexión transversal entre los cajones y, en caso de ser necesaria, se la provee;*
- *Los componentes de apoyo son de concreto y/o acero;*
- *El tablero se vasiará totalmente in situ y se cura al agua;*
- *La altura del tablero es uniforme, con la excepción de los acartelamientos en las alas de las vigas y otros aumentos de espesor localizados;*
- *La relación entre la longitud efectiva y la altura de diseño es menor o igual que 18.0 y mayor o igual que 6.0;*
- *La altura del núcleo de la losa es mayor o igual que 4.0 in (100 mm) ;*

- *La longitud efectiva, de acuerdo con lo especificado en el Artículo 2.9.1.4.6.2.3 (9.7.2.3 AASHTO) es menor o igual que 13.5 ft (4100 mm);*
- *La mínima altura de la losa es mayor o igual que 7.0 in (175 mm), excluyendo la superficie sacrificable cuando corresponda;*
- *Más allá del eje de la viga exterior la losa tiene un voladizo como mínimo igual a 5.0 veces la altura de la losa; esta condición se satisface si el volado es como mínimo igual a 3.0 veces la altura de la losa y hay una barrera de concreto estructuralmente continua actuando de forma compuesta con el voladizo;*
- *La resistencia a la compresión especificada a 28 días del concreto del tablero es mayor o igual que 4.0 ksi (28.0 MPa); y*
- *El tablero trabaja de forma compuesta con los componentes estructurales sobre los cuales se apoya.*

Para los propósitos del presente artículo, en la región de momento negativo de las superestructuras continuas de acero se deberán proveer como mínimo dos conectores de corte con una separación entre centros de 24.0 in (600 mm).También se deberán satisfacer los requisitos de las secciones metálicas compuestas. En el caso de las vigas de concreto, el uso de estribos que se extiendan hacia el interior del tablero se considerará suficiente para satisfacer este requisito.

2.9.1.4.6.2.5 Requerimientos de Reforzamiento

(9.7.2.5 AASHTO)

En las losas diseñadas empíricamente se deberán disponer cuatro capas de armadura isótropa. Se deberá ubicar armadura tan próxima a las superficies exteriores como lo permitan los requisitos de recubrimiento. Se deberá proveer armadura en cada cara de la losa, con las capas más externas ubicadas en la dirección de la longitud efectiva. La mínima cantidad de armadura será de 0.27 in^2/ft (0.570 mm^2/mm) de acero para cada capa inferior y de 0.18 in^2/ft (0.380 mm^2/mm) de acero para cada capa superior. La separación del acero deberá ser menor o igual que 18.0 in (450 mm). Las armaduras deberán ser de acero 60 (Grado 420) o superior. Toda la armadura deberá consistir en barras rectas, excepto que se podrán proveer ganchos donde sean requeridos.

Estará permitido utilizar tanto empalmes solapados como empalmes mecánicos. Los empalmes mecánicos deberán ser ensayados y aprobados para verificar que satisfagan los límites de resbalamiento del Artículo 2.6.5.6.4.2.2 (5.11.5.2.2 AASHTO) Conexiones Mecánicas, y los requisitos de fatiga del Artículo 2.7.1.1.3.4 (5.5.3.4 AASHTO) Empalmes Mecánicos o Soldados en las Armaduras. No estará permitido utilizar acoples tipo cuña cubierta en armaduras revestidas.

Si el ángulo de oblicuidad es mayor que 25º, la armadura especificada en ambas direcciones se deberá duplicar en las zonas de los extremos del tablero. Cada zona de un extremo se deberá considerar como una distancia longitudinal igual a la longitud efectiva de la losa especificada en el Artículo 2.9.1.6.5.3 (9.7.2.3 AASHTO)

2.9.1.4.6.2.6 Tableros con Encofrados Perdidos

(9.7.2.6 AASHTO)

Para los tableros fabricados con encofrados de metal corrugado se deberá asumir que la profundidad de diseño de la losa es igual a la mínima profundidad de concreto.

No estará permitido utilizar encofrados perdidos de concreto si se utiliza el método de diseño empírico para losas de concreto.

2.9.1.4.6.3 Diseño Tradicional

(9.7.3 AASHTO)

2.9.1.4.6.3.1 Generalidades

(9.7.3.1 AASHTO)

Los requisitos del presente artículo se deberán aplicar a las losas de concreto que tienen cuatro capas de armadura, dos en cada dirección, y que satisfacen el Artículo 2.9.1.6.4.2 **(9.7.1.1 AASHTO)**

2.9.1.4.6.3.2 Armadura de Distribución

(9.7.3.2 AASHTO)

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- *Si la armadura principal es paralela al tráfico:*

  $100/\sqrt{S} \leq 50\ por\ ciento.$

- *Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:*

- $220/\sqrt{S} \leq 67\ por\ ciento.$

Donde:

S = *longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva especificada en el Artículo 2.9.1.6.5.3* **(9.7.2.3 AASHTO)** *ft, (mm)*

2.9.1.4.6.4 Diseño de Superestructuras Tipo Losa

(5.14.4 AASHTO)

2.9.1.4.6.4.1 Generalidades

Generalmente el método de diseño de puentes tipo losa es muy similar al de puentes de vigas con aplicaciones que se hacen notar a continuación

2.9.1.4.6.4.2 Comprobación del Peralte Mínimo Recomendado

Ver el Artículo 2.9.1.4.4.5.3 de este Manual; **(2.5.2.6.3 AASHTO)**

2.9.1.4.6.4.3 Determinación del Ancho de Franja para la Carga Viva

Ver el Artículo 2.6.4.2.3 de este Manual; **(4.6.2.3 AASHTO).**

2.9.1.4.6.4.4 Aplicabilidad de la Carga Viva a los Tableros y Sistemas de Tablero

Ver Artículo 2.4.3.2.3.3 de este Manual; **(3.6.1.3.3 AASHTO)**

2.9.1.4.6.4.5 Diseño de Vigas de Borde

Ver Artículo 2.9.1.4.6.1.4 de este Manual; **(9.7.1.4 AASHTO)**

2.9.1.4.6.4.6 Superestructuras de Losas Macizas Coladas In Situ

(5.14.4.1 AASHTO)

Las losas coladas in situ armadas longitudinalmente pueden tener armadura convencional o armadura pretensada, y se pueden utilizar como puentes tipo losa o como losa superior de una alcantarilla.

La distribución de la sobrecarga se puede determinar mediante un análisis bidimensional o bien como se especifica en el Artículo 2.6.4.2.3 **(4.6.2.3 AASHO)**

Las losas y los puentes de losa diseñados para momento de acuerdo con el Artículo 2.6.4.2.3 se pueden considerar satisfactorios desde el punto de vista del corte.

Se deberán proveer vigas de borde como se especifica Artículo 9.1.4.6.1.4 **(9.7.1.4 AASHTO).**

Se deberá colocar armadura transversal de distribución en la parte inferior de todas las losas, excepto en las losas superiores de alcantarillas o losas de puente, si la altura del relleno sobre la losa es mayor que 2.0 ft (600mm). La cantidad de armadura transversal inferior se puede determinar mediante un análisis bidimensional, o bien la cantidad de armadura de distribución se puede tomar como el porcentaje de la armadura principal requerida para momento positivo de la siguiente manera:

- *Para construcciones de concreto armadas longitudinalmente:*

$$\frac{100}{\sqrt{L}} \leq 50\% \qquad \text{2.9.1.4.6.4.6-1 (5.14.4.1-1 AASHTO)}$$

- *Para construcciones pretensadas longitudinalmente:*

$$\frac{100}{\sqrt{L}}\frac{f_{pe}}{60} \leq 50\% \qquad \text{2.9.1.4.6.4.6-2 (5.14.4.1-2 AASHTO)}$$

Donde:

L = *longitud de tramo (ft).*

f_{pe} = *tensión efectiva en el acero de pretensado después de las pérdidas (ksi).*

La armadura transversal de contracción y temperatura en la parte superior de las losas deberá satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.1.5.0.8 (5.10.8. AASHTO)

2.9.1.4.6.4.7 Superestructuras de Losas Aligeradas (Huecas) Coladas In Situ

(5.14.4.2 AASHTO)

2.9.1.4.6.4.7.1 Dimensiones de la Sección Transversal

(5.14.4.2.1 AASHTO)

Las superestructuras de losas aligeradas coladas in situ se pueden postensar tanto longitudinal como transversalmente. Para el caso de vacíos circulares, la separación entre los centros de los vacíos no debería ser menor que la altura total de la losa, y el mínimo espesor del concreto tomado en el eje del vacío perpendicular a la superficie exterior no deberá ser menor que 5.5 in (140 mm).

Para el caso de vacíos rectangulares, el ancho transversal del vacío no debería ser mayor que 1.5 veces la altura del vacío, el espesor del alma entre los vacíos no debería ser menor que 20 por ciento de la altura total del tablero, y el mínimo espesor del concreto sobre los vacíos no deberá ser menor que 7.0 in. (175 mm).

La altura del ala inferior deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 2.9.1.4.1b (5.14.1.5.1b AASHTO).

Si los vacíos satisfacen estos requisitos dimensionales y si la relación de vacíos determinada en base al área de la sección transversal no es mayor que 40 por ciento, la superestructura se puede analizar como si fuera una losa, usando ya sea los requisitos del Artículo 2.6.4.2.3 (4.6.2.3 AASHTO) o bien un análisis bidimensional para placas isótropas.

Si la relación de vacíos es mayor que 40 por ciento, la superestructura se deberá tratar como una construcción celular y se deberá analizar como:

- *Un cajón monolítico de múltiples celdas, como se especifica en el Artículo 2.6.4.2.2.1 en la Tabla 2.6.4.2.2.1-1 Tipo d, (4.6.2.2.1-1 AASHTO),*
- *Una placa ortótropa, o*
- *Un continuo tridimensional.*

2.9.1.4.6.4.7.2 Mínimo Número de Apoyos

(5.14.4.2.2 AASHTO)

Las columnas se pueden enmarcar en la superestructura, o bien se pueden utilizar apoyos simples para los apoyos internos de las estructuras continuas. En los extremos se deberán utilizar como mínimo dos apoyos.

La rotación transversal de la superestructura no deberá ser mayor que 0.5 por ciento en los estados límites de servicio.

2.9.1.4.6.4.7.3 Secciones Macizas en los Extremos

(5.14.4.2.3 AASHTO)

En cada uno de los extremos de un tramo se deberá proveer una sección maciza de al menos 3.0 ft (900 mm) de longitud, pero esta longitud no debe ser menor que 5 por ciento de la longitud del tramo. Las zonas de anclaje postensadas deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 2.9.1.5.0.9 (5.10.9 AASHTO). En ausencia de un análisis más refinado, las secciones macizas del tablero se pueden analizar como una viga transversal que distribuye las fuerzas a los apoyos del puente y a los anclajes de postensado.

2.9.1.4.6.4.7.4 Requisitos Generales de Diseño

(5.14.4.2.4 AASHTO)

Para las losas aligeradas que satisfacen los requisitos del Artículo 2.9.1.4.6.4.6.1 (5.14.4.2.1 AASHTO) no es necesario combinar las solicitaciones globales y locales debidas a las cargas de rueda. El ala superior de un tablero con vacíos rectangulares se puede analizar y diseñar como una losa con marco o bien se la puede diseñar usando los requisitos del procedimiento empírico especificado el Artículo 2.9.1.4.6.2 (9.7.2 AASHTO).

La parte superior de la losa sobre vacíos circulares formados con moldes de acero se deberá postensar transversalmente. En el mínimo espesor del concreto, la precompresión media luego de todas las pérdidas, no deberá ser menor que 0.5 ksi (3,5 MPa). Si se aplica postensado transversal no será necesario proveer armadura adicional en el concreto sobre los vacíos circulares.

La armadura transversal de contracción y temperatura en la parte inferior de la losa aligerada deberá satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.1.5.0.8 (5.10.8 AASHTO).

2.9.1.4.6.4.7.5 Zonas Comprimidas en Áreas de Momento Negativo

(5.14.4.2.5 AASHTO)

En las pilas internas, la parte de la sección transversal solicitada a compresión se puede considerar como una columna horizontal y se puede armar como tal.

2.9.1.4.6.4.7.6 Drenaje de los Vacíos

(5.14.4.2.6 AASHTO)

Se deberá proveer un drenaje adecuado para los vacíos de acuerdo con los siguientes requisitos:

Las cavidades de las estructuras en las cuales existe la posibilidad que quede agua atrapada se deberán drenar por su punto más bajo. Los tableros y superficies de rodadura se deberán diseñar para impedir el estancamiento de agua, especialmente en las juntas del tablero. Para tableros de puentes con superficies de rodadura no integrales o encofrados perdidos, se deberá considerar la evacuación del agua que se acumula en las interfases.

2.9.1.4.6.4.8 Armadura de Distribución

Especificado en Art. 2.9.1.4.6.3.2 (9.7.3.2 AASHTO)

2.9.1.5 Pretensado

(5.9 AASHTO)

2.9.1.5.1 Consideraciones Generales de Diseño

(5.9.1 AASHTO)

2.9.1.5.1.1 Requisitos Generales

(5.9.1.1 AASHTO)

Los requisitos aquí especificados se aplicarán a los elementos estructurales de concreto armados con cualquier combinación de tendones de pretensado y conjuntamente para resistir solicitaciones comunes. Los componentes estructurales del concreto pretensado se deberán diseñar tanto para la fuerza de pretensado inicial como para la fuerza de pretensado final. Deberán satisfacer los requisitos en los estados límites de servicio, fatiga, resistencia y evento extremo, según se especifica en el Artículo 2.7.1 ***(5.5 AASHTO)*** *y de acuerdo con las hipótesis indicadas en los Artículos 2.7.2, 2.7.2.4, 2.9.1.5.6* ***(5.6, 5.7 y 5.8 AASHTO)***

Se pueden usar tendones o barras de armadura no tesados en combinación con tendones tesados, siempre que se demuestre que el comportamiento de la estructura satisface todos los estados límites y los requisitos de los Artículos 5.4 y 5.6.

Los límites para las tensiones de compresión, especificados en el Artículo 2.9.1.5.4 ***(5.9.4 AASHTO)*** *se deberán usar para cualquier combinación de cargas de servicio aplicable de la Tabla 3.4.1-1, a excepción de la Combinación de Cargas de Servicio* III*, la cual no se aplicará a la investigación de la compresión.*

Los límites para las tensiones de tracción, especificados en el Artículo 2.9.1.5.4 ***(5.9.4 AASHTO)*** *se deberán usar para cualquier combinación de cargas de servicio aplicable de la Tabla 3.4.1-1. La Combinación de Cargas de Servicio* III *se deberá aplicar al investigar la tracción bajo sobrecarga.*

2.9.1.5.1.2 Resistencias Especificadas del Concreto

(5.9.1.2 AASHTO)

En la documentación técnica se deberán identificar las resistencias especificadas, $f_c^{'}$ y $f_{ci}^{'}$, para cada componente. Los límites de tensión relacionados con las resistencias específicas serán como se especifica en el Artículo 2.9.1.5.4 ***(5.9.4 AASHTO)***

La resistencia del concreto en el momento de la transferencia deberá ser adecuada para satisfacer los requisitos de los anclajes o de transferencia por adherencia, así como para satisfacer los requisitos de flecha o contraflecha.

2.9.1.5.1.3 Pandeo

(5.9.1.3 AASHTO)

Se deberá investigar el pandeo de un elemento entre los puntos de contacto entre el concreto y los tendones, el pandeo durante las operaciones de manipuleo y montaje, y el pandeo de las almas y alas delgadas.

2.9.1.5.1.4 Propiedades de las Secciones

(5.9.1.4 AASHTO)

Para determinar las propiedades de las secciones antes de la adherencia de los tendones de postensado, se deberán considerar los efectos de la pérdida de área debida a la presencia de ductos abiertas.

Luego de la adherencia de los tendones, tanto para elementos pretensados como para elementos postensados, las propiedades de las secciones se pueden basar ya sea en la sección bruta o en la sección transformada.

2.9.1.5.1.5 Control de la Fisuración

(5.9.1.5 AASHTO)

Si se permite fisuración bajo cargas de servicio, el ancho de fisura, la fatiga de la armadura y la corrosión se deberán investigar de acuerdo con los requisitos de los Artículos del Manual 2.7.1 ; 2.7.2, 2.9.1.4.4.3 (5.5, 5.6 y 5.7.3.4 AASHTO)

2.9.1.5.1.6 Tendones con Puntos de Quiebre o Tendones Curvos

(5.9.1.6 AASHTO)

Los requisitos del Artículo 2.5.2.4.4 (5.4.6 AASHTO) para la curvatura de los ductos se deberán aplicar.

Los requisitos del Artículo 2.9.1.5.0.4 (5.10.4 AASHTO) se aplicarán a la investigación de concentración de esfuerzos debido a los cambios en la dirección de los tendones de pretensado.

Para tendones en ductos deformados que no son nominalmente rectos, se tendrá en consideración la diferencia entre el centro de gravedad de los tendones y el centro de gravedad del ducto para la determinación de la excentricidad.

Los requisitos del Artículo 2.9.1.5.6.1.5 (5.8.1.5 AASHTO) se aplicarán a las almas de las vigas cajón postensadas de puentes curvos.

Comentario

Se asumirá que los tendones, formados por cables deformados verticalmente, estan ubicados en la parte baja del ducto en la zona de momento negativo y en la parte superior del ducto en la zona de momento positivo. La ubicación del centro de gravedad del tendón, con respecto al eje del ducto, para momento negativo se muestra en la siguiente figura.

Tamaño del Conducto (IN)	Z (IN)
≤ 3 D.E.	1/2
> 3 D.E. a 4	3/4
mas de 4	1

D.E.= Diametro Externo

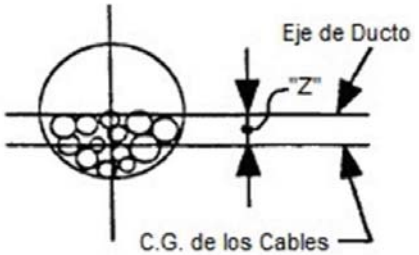


Figura 2.9.1.5.1.6-1 *Ubicación del tendón en el ducto*

2.9.1.5.2 Esfuerzos Debidos a Deformaciones Impuestas

(5.9.2 AASHTO)

Se deberá investigar cómo las deformaciones elásticas e inelásticas provocadas por el pretensado afectan los componentes adyacentes de la estructura. Las fuerzas de restricción producidas en los elementos estructurales adyacentes se pueden reducir por los efectos de la fluencia lenta.

En los pórticos monolíticos, las solicitaciones en columnas y pilares provocadas por el pretensado de la superestructura se pueden basar en el acortamiento elástico inicial.

En los pórticos monolíticos convencionales, cualquier aumento de los momentos de columna debido al acortamiento por fluencia lenta a largo plazo de la superestructura pretensada se considera compensado por la relajación simultánea de los momentos por deformación en las columnas debida a la fluencia lenta del concreto.

La reducción de las fuerzas de restricción en otros elementos de una estructura debida al pretensado de un elemento se puede tomar como:

- *Para deformaciones impuestas instantáneamente.*

$$F' = F\left(1 - e^{-\Psi(t,t_i)}\right), \text{ ó} \qquad \text{2.9.1.5.2-1 (5.9.2-1 AASHTO)}$$

- *Para deformaciones impuestas lentamente.*

$$F' = F\left(1 - e^{-\Psi(t,t_i)}\right)/\Psi(t,t_i) \qquad 2.9.1.5.2\text{-}2 \quad (5.9.2\text{-}2\ AASHTO)$$

Donde:

F = *solicitación determinada utilizando el módulo de elasticidad del concreto en el momento de aplicación de la carga (Kip); (N).*

F' = *solicitación reducida (Kip); (N).*

$\Psi(t,t_i)$ = *coeficiente de fluencia lenta en el tiempo t para carga aplicada en el tiempo ti como se especifica en el Artículo 2.5.4.3.1.1* *(5.4.2.3.2 AASHTO)*

e = *base de los logaritmos neperianos.*

2.9.1.5.3 Límites para Los Esfuerzos en los Tendones de Pretensado

(5.9.3 AASHTO)

Los esfuerzos en los tendones debidos al pretensado o en el estado límite de servicio no deberán ser mayor que los siguientes valores:

- *Los valores especificados en la Tabla 2.9.1.5.3 -1, o*
- *Los valores recomendados por el fabricante de los tendones o anclajes.*

Los esfuerzos en los tendones en los estados límites de resistencia y evento extremo no deberán ser mayores que el límite de resistencia a la tracción especificado en la Tabla 2.5.2.4.1-1 *(5.4.4.1-1 AASHTO).*

***Tabla 2.9.1.5.3-1** Límites de Esfuerzos para los tendones de pretensado*

(5.9.3-1 AASHTO)

Condición	***Tipo de Tendón***		
	Cables Aliviados de Tensiones y Barras Lisas de Alta Resistencia	***Cables de Baja Relajación***	***Barras de Alta Resistencia Deformadas***
Pretensados			
Inmediatamente antes de la transferencia:(f_{pbt})	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	---
En estado límite de servicio despues de todas las pérdidas (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$
Postensados			
Antes del acuñamiento, se puede permitir (f_{pbt}) a corto plazo	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente despues del acuñamiento del anclaje	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente despues del acuñamiento del anclaje	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
En estado límite de servicio despues de las pérdidas (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

Donde:

f_{pbt} = *esfuerzo en acero pretensor inmediatamente antes de la transferencia en (ksi) o (Mpa)*

f_{pe} = *esfuerzo efectivo en el acero después de las pérdidas en (ksi) o (Mpa)*

f_{pu} = *resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (ksi) o (MPa) Artículo 2.5.2.4.1* *(5.4.4.1 AASHTO)*

f_{py} = *esfuerzo de fluencia del acero de pretensado (ksi) o (MPa) Artículo 2.5.2.4.1* *(5.4.4.1 AASHTO)*

2.9.1.5.4 Esfuerzos Límites para los Concretos

(5.9.4 AASHTO)

2.9.1.5.4.1 Para Esfuerzos Temporarios Antes de las Pérdidas − Elementos Totalmente Pretensados

(5.9.4.1 AASHTO)

2.9.1.5.4.1.1 Esfuerzos de Compresión

(5.9.4.1.1 AASHTO)

El límite para el esfuerzo de compresión en los elementos de concreto pretensado y postesado, incluyendo los puentes construidos por segmentos, será de 0.60 f'_{ci} (ksi) ó. 0.60 f'_{ci} (MPa).

2.9.1.5.4.1.2 Esfuerzos de Tracción

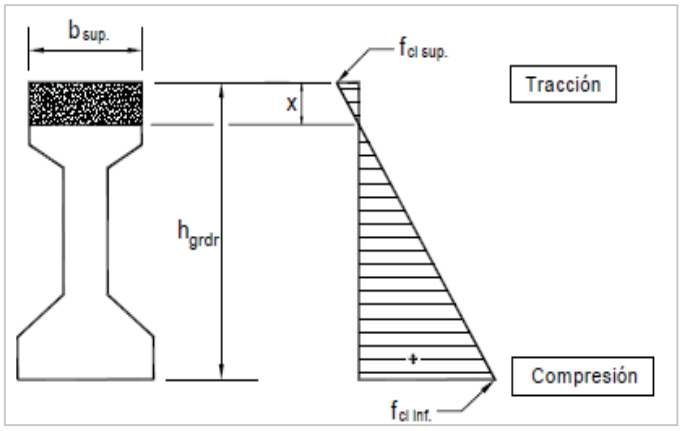
(5.9.4.1.2 AASHTO)

Para los esfuerzos de tracción se deberán aplicar los límites indicados en la Tabla 2.9.1.5.4.1.2-1 ***(Tabla 5.9.4.1.2-1 AASHTO).***

Comentario al Artículo 2.9.1.5.4.1.2

(C 5.9.4.1.2 AASHTO)

Si se provee armadura adherente para poder utilizar el mayor esfuerzo límite de tracción permitida en áreas con armadura adherente, primero será necesario calcular la fuerza de tracción. El primer paso para calcular la fuerza de tracción, T*, consiste en determinar la profundidad de la zona traccionada utilizando las tensiones en la fibra extrema en la ubicación considerada, $f_{ci\ top}$ y $f_{ci\ bot}$ ($f_{ci\ superior}$ y $f_{ci\ inferior}$). Luego se define un área en la cual se supone actúa la tensión de tracción media. La fuerza de tracción se calcula como el producto entre la tensión de tracción media y el área calculada, tal como se ilustra a continuación. El área de Armadura requerida, A_s, se calcula dividiendo la fuerza de tracción por la tensión admisible de la armadura.*



$$T = \frac{f_{ci\ top}}{2} b_{top} x$$

$$A_s = \frac{T}{f_s}$$

Donde:

$$f_s = 0.5 f_y \leq 30\ ksi$$

Figura 2.9.1.5.4.1.2-1 *Calculo de la fuerza de tracción y área requerida de armadura de refuerzo.* *(Figura C5.9.4.1.2-1 AASHTO)*

Tabla 2.9.1.5.4.1.2-1 *Límites para esfuerzos de tracción temporaria en el concreto antes de las pérdidas − Elementos totalmente pretensados.*

Tabla (5.9.4.1.2-1 AASHTO)

Tipo de Puente	Ubicación	Esfuerzo Límite (ksi)
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos.	• En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N/A
	• En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0.0948\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.2\ (ksi)$
	• En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando un esfuerzo de $0.5 f_y$, no mayor que 30 ksi (210 MPa)	$0.24\sqrt{f'_{ci}}\ (ksi)$
	• Para esfuerzos de manipuleo en pilares pretensados	$0.158\sqrt{f'_{ci}}\ (ksi)$
Puentes construidos por segmentos	Esfuerzos longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida	
	• Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una esfuerzo de $0.5 f_y$; con tendones internos o tendones externos	$0.0948\sqrt{f'_{ci}}$ tracción máxima (ksi).
	• Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones	Tracción nula
	Esfuerzos transversales a través de las uniones.	
	• Para cualquier tipo de unión	$0.0948\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
	Esfuerzos en otras Áreas.	
	• Para áreas sin armadura adherente no pretensada.	Tracción Nula
	• En áreas con armadura adherente (barras de refuerzo o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando un esfuerzo de $0.5 f_y$, no mayor que 30 ksi (210 MPa)	$0.19\sqrt{f'_{ci}}\ (ksi)$
	Tracción principal en eje neutro del alma.	
	• Todos los tipos de puentes construidos por segmentos con interno y/o tendones externos, a no ser que el propietario indique otro criterio para estructuras críticas.	$0.110\sqrt{f'_{ci}}\ (ksi)$

2.9.1.5.4.2 Para Esfuerzos en Estado Límite de Servicio Después de las Pérdidas − Elementos Totalmente Pretensados

(5.9.4.2 AASHTO)

2.9.1.5.4.2.1 Esfuerzos de Compresión

(5.9.4.2.1 AASHTO)

La compresión se deberá investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio I especificada en la Tabla 2.4.5.3-1 (3.4.1-1AASHTO). Se aplicarán los límites indicados en la Tabla 2.9.1.5.4.2.1-1 (5.9.4.2.1-1 AASHTO)

El factor de reducción, ϕ_w, se deberá tomar igual a 1.0 si las relaciones de esbeltez de las almas y alas, calculadas de acuerdo con el Artículo 2.9.1.5.4.2.1.1 (5.7.4.7.1 AASHTO), son menores o iguales que 15. Si la relación de esbeltez del alma o el ala es mayor que 15, el factor de reducción,ϕ_w, se deberá calcular de acuerdo con el Artículo 2.9.1.5.4.2.1.2 (5.7.4.7.2.AASHTO)

Tabla 2.9.1.5.4.2.1-1 *Límites para el esfuerzo de compresión en el concreto pretensado después de las pérdidas − Elementos totalmente pretensados*

(Tabla 5.9.4.2.1-1 AASHTO)

Ubicación	***Esfuerzo Límite (ksi)***
• *Excepto en puentes construidos por segmentos, esfuerzo provocado por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes*	$0.45f_c^{'}\ (ksi)$
• *En puentes construidos por segmentos, esfuerzo provocado por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes*	$0.45f_c^{'}\ (ksi)$
• *Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y maniobras.*	$0.6\phi_w f_c^{'}(ksi)$

2.9.1.5.4.2.1.1 Relacion de Esbeltez de Miembros Rectangulares Huecos a Compresion

(5.7.4.7.1 AASHTO)

La relación de esbeltez de paredes de una sección transversal hueca se tomará como:

$$\lambda_w = \frac{x_u}{t} \qquad \textit{2.9.1.5.4.2.1.1-1 (5.7.4.7.1-1 AASHTO)}$$

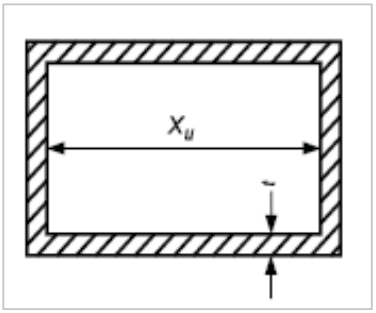
Donde:

x_u = *longitud libre de la porción de pared de espesor constante entre otras paredes o entre chaflanes de paredes (in); (mm)*

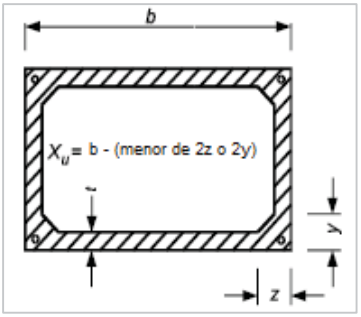
t = *espesor de la pared (in.); (mm)*

λ_w = *relación de esbeltez de las paredes para columnas huecas.*

Sólo se podrán utilizar esbelteces de pared mayores que 35 si el comportamiento y la resistencia de las paredes se documentan por medio de evidencia analítica o experimental aceptable para la Entidad propietaria.



Sección Tipica de Pilar Monolítico



Seccion Típica de Pilar Segmentado

Figura 2.9.1.5.4.2.1.1-1 *Ilustración de* X_u

(5.7.4.7.1-1 AASHTO)

2.9.1.5.4.2.1.2 Limitaciones para la Aplicación del Método del Block Rectangular de Esfuerzos

(5.7.4.7.2 AASHTO)

2.9.1.5.4.2.1.2a Requisitos Generales

(5.7.4.7.2a AASHTO)

A excepción de lo especificado en el Artículo 5.7.4.7.2c, el método del block rectangular equivalente de esfuerzos no se deberá utilizar en el diseño de elementos comprimidos de sección rectangular hueca con relaciones de esbeltez de pared ≥ 15.

Cuando la relación de esbeltez de las paredes es menor que 15, se puede utilizar el método del diagrama rectangular de tensiones en base a una deformación específica por compresión igual a 0.003.

2.9.1.5.4.2.1.2b Método Refinado para Ajustar el Límite de Máxima Deformación Específica Utilizable

(5.7.4.7.2b AAHSTO)

Cuando la relación de esbeltez de las paredes es mayor o igual que 15, la máxima deformación específica utilizable en la fibra extrema comprimida del concreto es igual al menor valor entre la deformación específica por pandeo local calculada para el ala más ancha de la sección transversal ó 0.003.

La deformación específica por pandeo local del ala más ancha de la sección transversal se puede calcular asumiendo que los cuatro bordes del ala están simplemente apoyados. El comportamiento no lineal de los materiales se deberá considerar incorporando los módulos tangentes del concreto y el acero de las armaduras en el cálculo de la deformación específica por pandeo local.

Al calcular la resistencia de los elementos comprimidos de sección rectangular hueca construidos por segmentos se deberán despreciar las armaduras discontinuas no postesadas.

La resistencia a la flexión se deberá calcular utilizando los principios del Artículo 2.7.2.4.3 ***(5.7.3 AASHTO)*** *aplicados juntamente con las curvas tensión-deformación que se anticipan para los tipos de materiales a utilizar.*

2.9.1.5.4.2.1.2c Método Aproximado para Ajustar la Resistencia Factorada

(5.7.4.7.2c AAHSTO)

Si la esbeltez de las paredes es ≤ 35, en lugar de los requisitos de los Artículos 2.9.1.5.4.2.1.2a y 2.9.1.5.4.2.1.2b, se pueden utilizar los requisitos del presente artículo y el método del block rectangular equivalente de esfuerzos.

La resistencia factorada de una columna hueca, determinada utilizando una máxima deformación específica utilizable de 0.003 y los factores de resistencia especificados en el Artículo 2.7.1.1.4.2 (5.5.4.2 AASHTO) se deberá reducir aún más aplicando un factor ϕ_w, tomado como:

Si $\lambda_w \leq 15$, *entonces* $\phi_w = 1.0$ — 2.9.1.5.4.2.1.2c-1 c (5.7.4.7.2c-1 AASHTO)

Si $15 < \lambda_w \leq 25$, *entonces* $\phi_w = 1 - 0.025(\lambda_w - 15)$ — 2.9.1.5.4.2.1.2c-2 (5.7.4.7.2c-2 AASHTO)

Si $25 < \lambda_w \leq 35$, *entonces* $\phi_w = 0.75$ — 2.9.1.5.4.2.1.2c-3 (5.7.4.7.2c-3 AASHTO)

2.9.1.5.4.2.2 Esfuerzos de Tracción

(5.9.4.2.2 AAHSTO)

Para las combinaciones de cargas de servicio longitudinales que involucran cargas de tráfico, los esfuerzos de tracción en los elementos que tienen tendones de pretensado adherentes o no adherentes se deberían investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III especificada en la Tabla 2.4.5.3-1 (3.4.1-1 AASHTO). La combinación Servicio I será investigada para combinaciones de carga que involucran cargas de tráfico en el análisis transversal de puentes de viga cajón.

Se aplicarán los límites indicados en la Tabla 2.9.1.5.4.2.2-1 (5.9.4.2.2-1 AASHTO).

Tabla 2.9.1.5.4.2.2-1 *Límites para la tensión de tracción en el concreto pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas − Elementos totalmente pretensados*
Tabla (5.9.4.2.2-1 AASHTO)

Tipo de Puente	Ubicación	Esfuerzo Límite (ksi)
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos.	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas • Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0.19\sqrt{f'_c}\ (ksi)$
	• Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas.	$0.0948\sqrt{f'_c}\ (ksi)$
	• Para elementos con tendones de pretensado no adherentes.	Tracción Nula.
Puentes construidos por segmentos	Esfuerzos longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida • Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una esfuerzo de 0.5 f_y; con tendones internos o tendones externos	$0.0948\sqrt{f'_c}\ (ksi)$
	• Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones	Tracción nula
	Esfuerzos transversales a través de las uniones. • Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimida.	$0.0948\sqrt{f'_c}\ (ksi)$
	Esfuerzos en otras Áreas. • Para áreas sin armadura de refuerzo adherente.	Tracción Nula
	• En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se	$0.19\sqrt{f'_c}\ (ksi)$

Tipo de Puente	Ubicación	Esfuerzo Límite (ksi)
	dimensiona utilizando una tensión de 0.5 f_y, no mayor que 30 ksi.	
	Tracción principal en eje neutro del alma. • Todos los tipos de puentes construidos por segmentos con interno y/o tendones externos, a no ser que el propietario indique otro criterio para estructuras críticas	$0.110\sqrt{f'_c}(ksi)$

2.9.1.5.4.3 Anulado (AASHTO LRFD BRIDGE 2012)

(5.9.4.3 AASHTO)

2.9.1.5.4.4 Pérdidas de Pretensado

(5.9.5 AASHTO)

2.9.1.5.4.4.1 Pérdidas de Pretensado Total

(5.9.5.1 AASHTO)

Los valores de las pérdidas de pretensado especificados aquí serán aplicables solamente a concretos de peso normal y de resistencia hasta 15.0 ksi (1000 kg/cm2)

En lugar de un análisis más detallado, las pérdidas de pretensado en elementos construidos y pretensados en una sola etapa, respecto de la tensión inmediatamente antes de la transferencia, se pueden tomar como:

- *En elementos pretensados:*

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$ *2.9.1.5.4.4.1-1 (5.9.5.1-1 AASHTO)*

- *En elementos postensados:*

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$ *2.9.1.5.4.4.1-2 (5.9.5.1-2 AASHTO)*

Donde:

Δf_{pT} = *pérdida total (ksi).*

Δf_{pF} = *pérdidas por fricción (ksi).*

Δf_{pA} = *pérdida por acuñamiento de anclajes (ksi).*

Δf_{pES} = *suma de todas las pérdidas debido al acortamiento elástico o alargamiento del tiempo de aplicación del prtensado y/o cargas externas. (ksi).*

Δf_{pLT} = *pérdidas a largo plazo debido al acortamiento de fragua (shrinkage) y a la fluencia lenta (creep) del concreto, además de la relajación del acero (ksi).*

2.9.1.5.4.4.2 Pérdida Instantaneas

(5.9.5.2 AASHTO)

2.9.1.5.4.4.2.1 Acuñamiento de los Anclajes

(5.9.5.2.1 AASHTO)

La magnitud del acuñamiento de los anclajes será el valor mayor entre la requerida para controlar la tensión en el acero de pretensado en el momento de la transferencia o la recomendada por el fabricante de los anclajes. La magnitud del acuñamiento supuesta para el diseño y utilizada para calcular la pérdida deberá ser indicada en la documentación técnica y verificada durante la construcción.

2.9.1.5.4.4.2.2 Por Fricción

(5.9.5.2.2 AASHTO)

2.9.1.5.4.4.2.2a Construcciones Pretensadas

(5.9.5.2.2a AASHTO)

Para los tendones de pretensado deformados se deberán considerar las pérdidas que pueden ocurrir en los dispositivos de fijación.

2.9.1.5.4.4.2.2b Construcciones Postesadas

(5.9.5.2.2b AASHTO)

Las pérdidas por fricción entre los tendones de pretensados internos y la pared de la vaina se pueden tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}\left(1 - e^{-(Kx + u\alpha)}\right)$$ *2.9.1.5.4.4.2.2b-1 (5.9.5.2.2b-1 AASHTO)*

Las pérdidas por fricción entre un tendón externo que atraviesa una única tubería de desviación se puede tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}\left(1 - e^{-u(\alpha + 0.04)}\right)$$ *2.9.1.5.4.4.2.2b-2 (5.9.5.2.2b-2 AASHTO)*

Donde:

f_{pj} = *esfuerzo en el acero de pretensado en el momento del tesado (ksi); (MPa).*

x = *longitud de un tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (ft); (mm).*

K = *coeficiente de fricción por desviación (bamboleo) de la vaina de pretensado (por ft; (mm); de tendón).*

μ = *coeficiente de fricción.*

$\propto$ = *sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado, o entre el extremo del gato de tesado más próximo si el tesado se realiza igualmente en ambos extremos, y el punto investigado (radianes).*

e = *base de los logaritmos Neperianos.*

Los valores de K y μ se deberían basar en datos experimentales correspondientes a los materiales especificados, y deberán ser incluidos en la documentación técnica. En ausencia de estos datos, se puede utilizar un valor comprendido dentro de los rangos de K y μ especificados en la Tabla 2.9.1.5.4.4.2.2b-1 ***(5.9.5.2.2b-1 AASHTO)***

Para tendones confinados a un plano vertical, α se deberá tomar como la sumatoria de los valores absolutos de las variaciones angulares en la longitud x.

Para los tendones curvados en tres dimensiones, la variación angular tridimensional total α se deberá obtener sumando vectorialmente la variación angular vertical total, α_v, más la variación angular horizontal total, α_h.

Tabla 2.9.1.5.4.4.2.2b-1 *Coeficientes de friccion para cables postensados*

(5.9.5.2.2b-1 AASHTO)

Tipo de acero	Tipo de Vaina	K	μ
Alambres o cables	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado	0.0002	0.15-0.25
	Polietileno	0.0002	0.23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	0.0002	0.25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	0.0002	0.30

2.9.1.5.4.4.2.3 Por Acortamiento Elástico

(5.9.5.2.3 AASHTO)

2.9.1.5.4.4.2.3a Elementos Pretensados

(5.9.5.2.3a AASHTO)

Las pérdidas debido al acortamiento elástico en elementos pretensados se tomará como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ct}} f_{cgp} \qquad \text{2.9.1.5.4.4.2.3a-1} \quad \text{(5.9.5.2.3a-1 AASHTO)}$$

Donde:

f_{cgp} = *sumatoria de los esfuerzos del concreto en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado inmediatamente después de la transferencia y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (ksi); (MPa)*

E_p = *módulo de elasticidad del acero de pretensado (ksi); (MPa).*

E_{ct} = *módulo de elasticidad del concreto en el momento de la transferencia o tiempo de aplicación de la carga (ksi); (MPa)*

La pérdida elástica total puede ser tomada como la suma de los efectos del pretensado y cargas aplicadas.

Comentario C2.9.1.5.4.4.2.3a

(C5.9.5.2.3a AASHTO)

Las pérdidas debido al acortamiento elástico en elementos pretensados pueden ser determinado mediante la siguiente ecuación alternativa:

$$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} f_{pbt}\left(I_g + {e_m}^2 A_g\right) - e_m M_g A_g}{A_{ps}\left(I_g + {e_m}^2 A_g\right) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}} \qquad \text{C2.9.1.5.4.4.2.3a-1} \quad \text{(C5.9.5.2.3a-1 AASHTO)}$$

Donde:

A_{ps} = *área del acero pretensado (in²); (mm²).*

A_g = *área bruta de la sección (in²); (mm²).*

E_{ci} = *módulo de elasticidad del concreto en el momento de la transferencia (ksi), (MPa).*

E_p = *módulo de eslasticidad de los tendóne pretensados (ksi), (MPa).*

e_m = *excentricidad promedio, en la mitad del tramo, de los cables pretensores (in); (mm).*

f_{pbt} = *esfuerzo en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia (ksi), (MPa).*

I_g = *momento de inercia de la sección bruta de concreto (in⁴); (mm⁴).*

M_g = *momento en la mitad del tramo debido al peso propio del elemento (kip-in); (N·mm).*

2.9.1.5.4.4.2.3b Elementos Postensados

(5.9.5.2.3b AASHTO)

En los elementos postesados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N}\frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \qquad \text{2.9.1.5.4.4.2.3b-1 (5.9.5.2.3b-1 AASHTO)}$$

Donde:

N = *número de tendones de pretensados idénticos.*

f_{cgp} = *sumatoria de los esfuerzos del concreto en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (ksi); (MPa).*

Los valores de f_{cgp} se pueden calcular usando una tensión del acero reducida por debajo del valor inicial en un margen que depende de los efectos del acortamiento elástico, la Relajación y la fricción.

Para las estructuras postesadas con tendones adherentes, f_{cgp} se puede tomar en la sección central del tramo o, en el caso de construcciones continuas, en la sección de máximo momento.

Para las estructuras postesadas con tendones no adherentes, f_{cgp} se puede calcular como la tensión en el centro de gravedad del acero de pretensado promediada sobre la longitud del elemento.

Para los sistemas de losa, el valor de Δf_{pES} se puede tomar como 25 por ciento del valor obtenido de la Ecuación 2.9.1.5.4.4.2.3b-1 (5.9.5.2.3b-1 AASHTO).

Comentario C2.9.1.5.4.4.2.3b

(C5.9.5.2.3b AASHTO)

En los elementos postesados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede determinar utilizando la siguiente expresión alternativa:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N}\frac{A_{ps} f_{pbt}\left(I_g + e_m{}^2 A_g\right) - e_m M_g A_g}{A_{ps}\left(I_g + e_m{}^2 A_g\right) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}} \qquad \text{C2.9.1.5.4.4.2.3b-1 (C5.9.5.2.3b-1 AASHTO)}$$

Donde:

A_{ps} = *área del acero de pretensado (in²) (mm²)*

A_g = *área bruta de la sección (in²) (mm²)*

E_{ci} = *módulo de elasticidad del concreto en el momento de la transferencia (ksi); (MPa)*

E_p = *módulo de elasticidad de los tendones de pretensado (ksi); (MPa)*

e_m = *excentricidad promedio en la mitad del tramo (in); (mm)*

f_{pbt} = *esfuerzo en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia como se especifica en la Tabla 2.9.1.5.3-1 (5.9.3-1 AASHTO) (ksi); (MPa)*

I_g = *momento de inercia de la sección bruta de concreto (in⁴); (mm⁴)*

M_g = *momento en la mitad del tramo debido al peso propio del elemento (kip-in); (N·mm)*

N = *número de tendones de pretensados idénticos*

f_{pj} = *esfuerzo en el acero de pretensado en el momento del tesado (ksi); (MPa)*

Para las estructuras postesadas con tendones adherentes, Δf_{pES} se puede calcular en la sección central del tramo o, en el caso de construcciones continuas, en la sección de máximo momento.

Para las estructuras postesadas con tendones no adherentes, Δf_{pES} se puede calcular utilizando la excentricidad del acero de pretensado promediada sobre la longitud del elemento.

Para los sistemas de losa, el valor de Δf_{pES} se puede tomar como 25 por ciento del valor obtenido de la Ecuación (C5.9.5.2.3b-1 AASHTO)

Para las construcciones postesadas, las pérdidas Δf_{pES} se pueden reducir por debajo de lo indicado por la Ecuación 2.9.1.5.4.4.2.3b-1 (5.9.5.2.3b-1 AASHTO) aplicando procedimientos de tesado adecuados, tales como tesado por etapas y retesado.

Si se utilizan tendones con diferente número de cables por tendón, N se puede calcular como:

$$N = N_1 + N_2 \frac{A_{sp2}}{A_{sp1}} \qquad \text{C2.9.1.5.4.4.2.3b-2 (C5.9.5.2.3b-2 ASSHTO)}$$

Donde:

N_1 = *número de tendones en el grupo mayor*

N_2 = *número de tendones en el grupo menor*

A_{sp1} = *área transversal de un tendón en el grupo mayor (in²) (mm²)*

A_{sp2} = *área transversal de un tendón en el grupo menor (in²) (mm²)*

2.9.1.5.4.4.2.3c Combinacion de Pretesado y Postesado

(5.9.5.2.3c AASHTO)

En aplicación de la disposiciones de los Artículos 2.9.1.5.4.4.2.3a y 2.9.1.5.4.4.2.3b a elementos con combinación de pretensado y postesado, y donde el postesado no se aplica con incrementos iguales, los efectos de subsecuentes postesados sobre el acortamiento elástico de los tendones previamente pretesados serán considerados.

2.9.1.5.4.4.3 Estimación Aproximada de las Pérdidas Dependientes del Tiempo

(5.9.5.3 AASHTO)

En prefabicacion estándar, los elementos pretensionados sujetos a cargas normales y a condiciones del medio ambiente, donde:

- *Los elementos sean de concreto de densidad normal,*
- *El concreto sea curado al vapor o en húmedo,*
- *El pretensado se haga con barras o cables con propiedades de relajación baja o normal, y*
- *El sitio se caracterice por condiciones de exposición y temperaturas medias.*

Las pérdidas de pretensado a largo plazo, Δf_{pLT}, debido al acortamiento de fragua (shrinkage) del concreto, a la fluencia lenta (creep) del concreto, y a la relajación del acero se estimará usando la siguiente formula:

$$\Delta f_{pLT} = 10.0 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 12.0 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR} \qquad \text{2.9.1.5.4.4.3-1 (5.9.5.3-1 AASHTO)}$$

En la cual:

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H \qquad \text{2.9.1.5.4.4.3-2 (5.9.5.3-2 AASHTO)}$$

$$\gamma_{st} = \frac{5}{(1 + f_{ci}^{'})}$$ 2.9.1.5.4.4.3-3 (5.9.5.3-3 AASHTO)

Donde:

f_{pi} = *esfuerzo en el acero pretensado inmediatamente antes de la transferencia (ksi)*

H = *relativo al ambiente, promedio anual de humedad (%)*

γ_h = *factor de corrección para la humedad relativa en el aire del medio ambiente*

γ_{st} = *factor de corrección para la resistencia del concreto en el momento de la transferencia del pretensado al concreto del elemento.*

Δf_{pR} = *un estimado de pérdida por relajación tomado como 2.4 ksi para torones de baja relajación, 10.0 ksi para torones con esfuerzos rebajados. Para otros tipos de torones se tomarán las recomendaciones de los fabricantes*

Para otras vigas que las hechas con losas compuestas, las pérdidas dependientes del tiempo resultantes del acortamiento de fragua (shrinkage) del concreto y a la fluencia lenta (creep) del concreto y relajación del acero se determinará y usando método refinado.

Para puentes hechos con vigas segmentadas, una suma estimada global de pérdidas puede ser usada solamente para diseños preliminares.

Para miembros de inusual dimensiones, nivel de pretensado, construcción con andamiaje o materiales que constituyen el concreto, se usara métodos refinados de Estimación de las Pérdidas Dependientes del Tiempo.

2.9.1.5.5 Investigación de Durabilidad

(5.12 AASHTO)

2.9.1.5.5.1 Requisitos Generales

(5.12.1 AASHTO)

Las estructuras de concreto se deberán diseñar de manera que protejan el acero de las armaduras y de pretensado contra la corrosión durante la totalidad de la vida de servicio de la estructura.

La documentación técnica deberá indicar los requisitos especiales que pudieran ser necesarios para proveer durabilidad. Se deberán identificar las porciones de la estructura en las cuales:

- *Se requiere concreto con incorporación de aire,*
- *Se requieren armaduras galvanizadas o recubiertas con resina epoxi,*
- *Se requieren concretos con aditivos especiales,*
- *Se anticipa que el concreto estará expuesto al agua de mar y/o a suelos o aguas sulfatadas, y*
- *Se requieren procedimientos de curado especiales.*

2.9.1.5.5.2 Agregados Reactivos - Reacción Álcali-Sílice

(5.12.2 AASHTO)

La documentación técnica deberá prohibir el uso de agregados provenientes de fuentes excesivamente reactivas.

Si se utilizan agregados de reactividad limitada, la documentación técnica deberá exigir ya sea el uso de cementos con bajo contenido de álcalis o bien una mezcla de cemento regular y materiales puzolánicos, siempre que se haya comprobado que su uso con los agregados propuestos produce concreto de una durabilidad satisfactoria.

2.9.1.5.5.3 Recubrimiento de Concreto

(5.12.3 AASHTO)

A menos que se especifique lo contrario, el recubrimiento para el acero de pretensado y las armaduras no protegidas no deberá ser menor que el especificado en la Tabla 2.9.1.5.5.3-1 (5.12.3-1 AASHTO) modificado para considerar la relación agua-cemento.

La documentación técnica deberá indicar el recubrimiento de concreto y las tolerancias de colocación.

Para los cables de pretensado, accesorios de anclaje y conexiones mecánicas para barras de armadura o cables de postesado, el recubrimiento deberá ser igual que para las armaduras no pretensadas.

El recubrimiento de las vainas metálicas para tendones de postesado no deberá ser menor que:

- *El valor especificado para el acero de las armaduras principales,*
- *Un medio del diámetro del ducto, o*
- *El valor especificado en la Tabla 2.9.1.5.5.3-1 (5.12.3-1 AASHTO)*

Para los tableros expuestos al tránsito de vehículos con neumáticos antideslizantes con clavos o cadenas, se deberá disponer recubrimiento adicional para compensar la pérdida de profundidad que se anticipa provocará la abrasión., dicho recubrimiento será de 0.5 in (13 mm) como se especifica para transitabilidad.

Los factores de modificación según la relación W/C serán los siguientes:

- *Para W/C ≤ 0.40..... 0.8*
- *Para W/C ≥ 0.50..... 1.2*

El recubrimiento mínimo sobre las barras principales, incluyendo las barras protegidas con un recubrimiento de resina epoxico, deberá ser de 1.0 in (25 mm).

El recubrimiento sobre zunchos y estribos puede ser 12mm menor que los valores especificados para las barras principales en la Tabla 2.9.1.5.5.3-1 (5.12.3-1 AASHTO), pero nunca deberá ser menor que 1.0 in (25 mm).

***Tabla 2.9.1.5.5.3-1** Recubrimiento para las armaduras principales de aceros no protegidas*

(Tabla 5.12.3-1-AASHTO)

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (in)
Exposición directa al agua salada	4.0
Vaciado del concreto contra el suelo	3.0
Ubicaciones costeras	3.0
Exposición de sales anticongelantes	2.5
superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	2.5
Situacion exterior que no sea superior	2.0
Otras situaciones interiores • Hasta barras N° 11 • Barras N° 14 y N° 18	 1.5 2.0
parte inferior de las losas de concreto vaciado in-situ • Hasta barras N° 11 • Barras N° 14 y N° 18	 1.0 2.0
paneles prefabricados encofrados y encajados	0.8

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (in)
Pilares prefabricados de concreto armado • *Ambientes no corrosivos* • *Ambientes corrosivos*	 *2.0* *3.0*
Pilotes prefabricados de concreto pretensado	*2.0*
Pilares de vaciado de concreto in situ • *Ambientes no corrosivos* • *Ambientes corrosivos* ○ *En general* ○ *Armadura protegida* • *Cascaras* • *Concreto colado por el sistema tremie o construcción con lechada*	 *2.0* *3.0* *3.0* *2.0* *3.0*
Alcantarillas de cajón de concreto prefabricados • *forjados para ser utilizados como superficie de conducción.* • *forjados con inferior a 2 pies de relleno que no se utilicen como una superficie de conducción.* • *todos los demás miembros.*	*2.5* *2.0* *1.0*

2.9.1.5.5.4 Recubrimiento Protector

(5.12.4 AASHTO)

Se puede proveer protección contra la corrosión inducida por el cloro usando recubrimiento de resina epoxica o galvanizando el acero de las armaduras, ductos de postesado y accesorios de anclaje, y recubriendo con resina epoxica los cables de pretensado. Para exposición interior, el acero con recubrimiento epoxica puede ser como se indica en la Tabla 2.9.1.5.5.3-1 ***(5.12.3-1 AASHTO)***

2.9.1.5.5.5 Protección de los Tendones de Pretensado

(5.12.5 AASHTO)

Las vainas (ductos) de los tendones de postesado internos, diseñadas para proveer resistencia por adherencia, se deberán llenar con mortero luego del tesado. Los demás tendones se deberán proteger permanentemente contra la corrosión, y los detalles de la protección se deberán indicar en la documentación técnica.-

2.9.1.5.6 Cortante y Torsión

(5.8 AASHTO)

2.9.1.5.6.1 Procedimientos de Diseño

(5.8.1 AASHTO)

2.9.1.5.6.1.1 Regiones Solicitadas a Flexión

(5.8.1.1 AASHTO)

Si es razonable suponer que las secciones planas permanecerán planas luego de la aplicación de las cargas, las regiones de los elementos se deberán diseñar para corte o torsión utilizando ya sea el modelo por secciones según lo especificado en el Artículo 2.9.1.5.6.3 ***(5.8.3 AASHTO)*** *o bien el modelo de bielas y tirantes según lo especificado en el Artículo 2.7.2.3* ***(5.6.3 AASHTO).*** *Se aplicarán los requisitos del Artículo 2.9.1.5.6.2* ***(5.8.2.AASHTO).***

En vez de los requisitos del Artículo 2.9.1.5.6.3 ***(5.8.3-AASHTO)*** *para puentes de vigas cajón segmentadas de concreto postensionado se puede diseñar para corte y torsión usando los requisitos del Artículo* ***(5.8.6 AASHTO)***

Los elementos en los cuales la distancia entre el punto de corte nulo y la cara del apoyo es menor que 2d, o los elementos en los cuales hay una carga que provoca más de ½, (1/3 en caso de vigas cajon segmentadas) del corte en un apoyo a menos de 2d de la cara del apoyo, se pueden considerar como elementos de gran altura, para los cuales se aplican los requisitos del Artículo 2.7.2.3 (5.6.3 AASHTO) y los requisitos sobre vigas de gran peralte del Artículo (5.13.2.3 AASHTO) – Apéndice R.

2.9.1.5.6.1.2 Regiones Próximas a Discontinuidades

(5.8.1.2 ASSHTO)

Si la hipótesis de secciones planas de la teoría flexional no es válida, las regiones de los elementos se deberán diseñar para corte y torsión utilizando el modelo de bielas y tirantes según lo especificado en el Artículo 2.7.2.3 (5.6.3 AASHTO). Se aplicarán los requisitos del Artículo (5.13.2. AASHTO) – Apéndice R que trata sobre diafragmas, vigas de gran altura, ménsulas, cartelas y resaltos horizontales tipo viga.

2.9.1.5.6.1.3 Regiones de Interfase

(5.8.1.3 ASSHTO)

Las interfases entre elementos se deberán diseñar para transferencia de corte de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.8.1.5 (5.8.4. AASHTO).

2.9.1.5.6.1.4 Losas y Zapatas

(5.8.1.4 AASHTO)

Las regiones tipo losa se deberán diseñar para corte de acuerdo con los requisitos de los Artículos 2.8.1.3.4 (5.13.3.6 AASHTO) ó 2.7.2.3 (5.6.3 AASHTO).

2.9.1.5.6.1.5 Almas de Vigas de Puente tipo Cajón Postensionadas, Curvas

(5.8.1.5 AASHTO)

Las vigas curvas tipo cajón postensionadas que tienen una altura libre total, h_c, en exceso de 4.0 ft serán diseñadas para las siguientes combinaciones de efectos antes y después de las pérdidas.

- *Los efectos combinados del corte global como resultado del corte vertical y torsión.*
- *Flexion transversal regional en el alma como resultado de la fuerza lateral del postensado, y*
- *Flexion transversal del alma debido a cargas verticales y postensado transversal.*

2.9.1.5.6.2 Consideraciones Generales

(5.8.2 AASHTO)

2.9.1.5.6.2.1 Requisitos Generales

(5.8.2.1 AASHTO)

La resistencia a la torsión factorada, T_r, se deberá tomar como:

$$T_r = \phi T_n \qquad \text{2.9.1.5.6.2.1-1 (5.8.2.1-1 AASTHO)}$$

Donde:

T_n = *resistencia nominal a la torsión especificada en el Artículo 2.9.1.5.6.3.6.2 (5.8.3.6.2 AASHTO) en (kip-in) o (N-mm)*

ϕ = *factor de resistencia especificado en el Artículo 2.7.1.1.4.2 (5.5.4.2 AASHTO)*

La resistencia al corte factorada, V_r, se deberá tomar como:

$$V_r = \phi V_n \qquad \text{2.9.1.5.6.2.1-2 (5.8.2.1-2 AASHTO)}$$

Donde:

V_n = *resistencia nominal al corte especificada en el Artículo 2.9.1.5.6.3.3 (5.8.3.3 AASHTO) (kip) o (N).*

ϕ = *factor de resistencia especificado en el Artículo 2.7.1.1.4.2 (5.5.4.2 AASHTO)*

Para el concreto de densidad normal, los efectos torsionales se deberán investigar cuando:

$$T_u > 0.25\phi T_{cr}$$ *2.9.1.5.6.2.1-3 (5.8.2.1-3 AASHTO)*

Siendo:

$$T_{cr} = 0.125\sqrt{f_c'}\,\frac{{A_{cp}}^2}{p_c}\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.125\sqrt{f_c'}}}$$ *2.9.1.5.6.2.1-4 (5.8.2.1-4 AASHTO)*

Donde:

T_u = *momento torsional factorado (kip- in) ó (N-mm).*

T_{cr} = *momento de fisuración por torsión (kip- in) ó (N-mm).*

A_{cp} = *área total encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto (in^2) ó (mm^2).*

p_c = *longitud del perímetro exterior de la sección de concreto (in) ó (mm).*

f_{pc} = *tensión a compresión en el concreto después de las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste cargas temporarias o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala (ksi) ó (N-mm).*

ϕ = *factor de resistencia especificado en el Artículo 2.7.1.1.4.2 (5.5.4.2 AASSHTO).*

Para estructuras celulares:

$$\frac{{A_{cp}}^2}{p_c} \le 2A_o b_v$$ *2.9.1.5.6.2.1-5 (5.8.2.1-5 AASHTO)*

Donde:

A_o = *área encerrada en la ruta del corte incluyendo los huecos (in^2) ó (mm^2)*

La fuerza equivalente de corte factorada, V_u, se tomará igual a:

Para secciones solidas

$$\sqrt{V_u^2 + \left(\frac{0.9P_hT_u}{2A_o}\right)^2}$$ *2.9.1.5.6.2.1-6 (5.8.2.1-6 AASHTO)*

Para secciones cajón

$$V_u + \frac{T_u d_s}{2A_o}$$ *2.9.1.5.6.2.1-7 (5.8.2.1-7 AASHTO)*

Donde:

P_h = *perímetro de la línea central del refuerzo de torsión transversal cerrado (in).*

T_u = *momento torsional factorado (kip- in) ó (N-mm)*

2.9.1.5.6.2.2 Modificaciones para Concretos de Baja Densidad

(5.8.2.2 AASHTO)

Si se utilizan concretos elaborados con agregados de baja densidad, al determinar la resistencia a la torsión y al corte se deberán aplicar las siguientes modificaciones:

- *Si se especifica la resistencia media a la tracción por compresión diametral del concreto de baja densidad, f_{ct}, en las expresiones dadas en los Artículos 2.9.1.5.6.2 y 2.9.1.5.6.3 el término $\sqrt{f'c}$ se deberá reemplazar por:*

$$4.7 f_{ct} \leq \sqrt{f'_c}$$

- *Si no se especifica f_{ct}, en las expresiones dadas en los Artículos 2.9.1.5.6.2 y 2.9.1.5.6.3 el término $\sqrt{f'c}$ se deberá reemplazar por $0.75\sqrt{f'c}$ para los concretos de baja densidad, ó $0.85\sqrt{f'c}$ para los concretos con arena de baja densidad.*

Si se usa arena para reemplazar parte del agregado se puede interpolar linealmente.

Comentario

La resistencia a la tracción y la capacidad de corte del concreto de baja densidad son algo menores que las del concreto de densidad normal de igual resistencia a la compresión.

2.9.1.5.6.2.3 Longitudes de Transferencia y Anclaje

(5.8.2.3 AASHTO)

Los requisitos del Artículo 2.6.5.6.3 (5.11.4 AASHTO) serán aplicados.

2.9.1.5.6.2.4 Regiones que Requieren Armadura Transversal

(5.8.2.4 AASHTO)

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se deberá proveer armadura transversal si:

- $V_u > 0.5\phi(V_c + V_p)$ *2.9.1.5.6.2.4-1 (5.8.2.4-1 AASHTO)*

o

- *Donde la consideración de torsión es requerida por la Ecuación 2.9.1.5.6.2.1-3 (5.8.2.1-3 ó 5.8.6.3-1 AASHTO).*

Donde:

V_u = *fuerza de corte factorada (kip) o (N)*

V_c = *resistencia nominal al corte del concreto (kip) o (N)*

V_p = *componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte; V_p = 0 cuando se usa el método simplificado indicado en Artículo 5.8.3.4.3 AASTHO (kip).*

ϕ = *factor de resistencia especificado en el Artículo 2.7.1.1.4.2 (5.5.4.2 AASHTO)*

2.9.1.5.6.2.5 Mínima Armadura Transversal

(5.8.2.5 AASHTO)

Si de acuerdo con lo especificado en el Artículo anterior 2.9.1.5.6.2.4 se requiere armadura transversal, el área de acero deberá satisfacer la siguiente condición:

En Unidades americanas

$$A_v \geq 0.0316 \sqrt{f'_c}\, \frac{b_v s}{f_y}$$ *2.9.1.5.6.2.5-1 (5.8.2.5-1 AASHTO)*

Donde:

A_v = *área de la armadura transversal en una distancia s (in²) o (mm²).*

b_v = *ancho de alma ajustado para considerar la presencia de ductos como se especifica en el Artículo 2.9.1.5.6.2.9 (5.8.2.9 AASHTO) (in) o (mm).*

s = *separación de la armadura transversal (in) o (mm).*

f_y = *tensión de fluencia de la armadura transversal (ksi) ≤ 100 ksi.*

Para puentes de vigas cajón postensadas segmentadas, donde no se requiere refuerzo transversal, como se especifica en Artículo 2.8.1.5.5 (5.8.6.5 AASHTO), el área mínima de refuerzo transversal para corte en el alma, no será menor que el equivalente a dos barras por pie de longitud N°4 grado 60.

2.9.1.5.6.2.6 Tipos de Armadura Transversal

(5.8.2.6 AASHTO)

La armadura transversal para resistir el corte puede consistir de:

- *Perpendiculares estribos al eje longitudinal del miembro.*
- *Mallas de alambres soldadas, con alambres perpendiculares al eje del elemento, siempre que los alambres transversales estén certificados para soportar un alargamiento mínimo de 4 por ciento, medido en una longitud de calibración de al menos 4.0 in que incluya como mínimo un alambre en dirección perpendicular; o*
- *Tendones de pretensado anclados, detallados y construidos de manera de minimizar el acuñamiento y las pérdidas dependientes del tiempo, y que forman un ángulo mayor o igual que 45º respecto de la armadura longitudinal de tracción.*
- *Combinación de estribos, tendones, y barras longitudinales dobladas*
- *Espirales o aros.*
- *Estribos que forman un ángulo mayor o igual que 45º respecto de la armadura longitudinal de tracción. o*
- *Barras longitudinales dobladas, en miembros no pretensados, con la dobles haciendo un ángulo de 30° o más con el refuerzo longitudinal a tracción.*

La armadura de torsión deberá consistir tanto en armadura transversal como en armadura longitudinal. La armadura transversal consistirá en estribos cerrados perpendiculares al eje longitudinal del elemento.

2.9.1.5.6.2.7 Máxima Separación de la Armadura Transversal

(5.8.2.7 AASHTO)

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación admisible, smax, determinada de la siguiente manera:

- *Si* $V_u < 0.125 f'_c$, *entonces:*

$$s_{max} = 0.8 d_v \leq 24.0\ in\ o\ (600\ mm) \qquad \text{2.9.1.5.6.2.7-1 (5.8.2.7-1 AASHTO)}$$

- *Si* $V_u \geq 0.125 f'_c$, *entonces:*

$$s_{max} = 0.4 d_v \leq 12.0\ in\ o\ (300\ mm) \qquad \text{2.9.1.5.6.2.7-2 (5.8.2.7-2 AASHTO)}$$

Donde:

V_u = *esfuerzo de corte calculada de acuerdo con el Artículo 2.9.1.5.6.2.9 (5.8.2.9 AASHTO) (ksi) o (MPa)*

d_v = *altura de corte efectiva de acuerdo con lo definido en el Artículo 2.9.1.5.6.2.9 (5.8.2.9 AASHTO) (in) o (mm)*

Para puentes de vigas cajón postensadas segmentadas, el espaciamiento de los estribos cerrados o "closed ties" requeridos para resistir los efectos de corte debido a momentos de torsión no excederá 1/2 de la menor dimensión de la sección transversal, ni 12.0 in. (300 mm).

Comentario

Las secciones que soportan esfuerzos de corte elevadas requieren armaduras menos separadas para limitar la fisuración.

2.9.1.5.6.2.8 Requisitos de Diseño y Detalles

(5.8.2.8 AASHTO)

La armadura transversal se deberá anclar en ambos extremos de acuerdo con los requisitos del Artículo (5.11.2.6 AASHTO). Para los elementos compuestos solicitados a flexión, al determinar si se satisfacen los requisitos sobre desarrollo y anclaje del Artículo (5.11.2.6 AASHTO) se puede considerar la prolongación de la armadura de corte de la viga hacia el interior de la losa de tablero.

La tensión de fluencia de diseño de la armadura transversal no pretensada no deberá ser mayor que 60.0 ksi (420 MPa).Cuando la tensión de fluencia de diseño de la armadura transversal no pretensada, supera los 60.0 ksi, se tomará como el esfuerzo correspondiente a una deformación de 0.0035, pero no excederá 75.0 ksi.

La tensión de fluencia de la armadura transversal pretensada se deberá tomar como la tensión efectiva, luego de considerar todas las pérdidas de pretensado, más 60.0 ksi (420 MPa), pero nunca mayor que f_{py}.

Al calcular la resistencia al corte de un elemento de altura variable se deberán considerar las componentes inclinadas de la compresión o tracción por flexión.

Cuando se usa refuerzos de alambre soldados como refuerzo transversal, estos serán anclados en ambos extremos. Ninguna unión soldada excepto aquellas requeridas para anclaje será permitida.

2.9.1.5.6.2.9 Esfuerzos de Corte en el Concreto

(5.8.2.9 AASHTO)

Los esfuerzos de corte en el concreto se determinarán como:

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \qquad \text{2.9.1.5.6.2.9-1 (5.8.2.9-1 AASHTO)}$$

Donde:

b_v = *ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma, medido en forma paralela al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión, o, en el caso de secciones circulares, diámetro de la sección modificado para considerar la presencia de vainas si corresponde (in)*

d_v = *altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión; no es necesario tomarla menor que el mayor valor entre 0.9* d_e *ó 0.72h (in)*

ϕ = *factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 2.7.1.1.4.2 (5.5.4.2 AASHTO)*

En el cual:

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y}$$ *2.9.1.5.6.2.9-2 (5.8.2.9-2 AASHTO)*

Al determinar el ancho del alma a un nivel en particular, al ancho del alma se le deberá restar un medio de los diámetros de las vainas no llenadas con mortero o un cuarto de los diámetros de las vainas llenadas con mortero a dicho nivel.

Comentario 2.9.1.5.6.2.9

(C5.8.2.9 AASHTO)

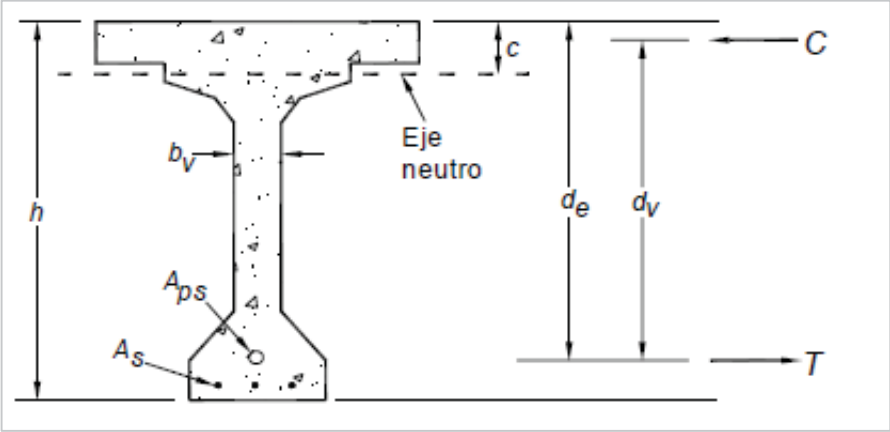


Figura C 2.9.1.5.6.2.9−1 *Ilustración de los términos b_v y d_v*

(C5.8.2.9-1 AASHTO)

Para miembros a flexión, la distancia entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debido a la flexión puede ser determinada como:

$$d_v = \frac{M_n}{A_s f_y + A_{ps}f_{ps}}$$ *C 2.9.1.5.6.2.9−1 (C5.8.2.9-1 AASHTO)*

En los elementos continuos cerca del punto de inflexión, si se utiliza la Ecuación C 2.9.1.5.6.2.9−1, ésta se debería evaluar en términos tanto de la armadura superior como de la inferior. Observar que se especifican otras limitaciones para el valor de d_v a utilizar.

Las ediciones anteriores de estas Especificaciones permitían tomar d como 0.8h para los elementos pretensados. El límite 0.72h establecido para d_v es igual a 0.9 × 0.8h.

Para los elementos circulares tales como las columnas de concreto armado o los pilotes de concreto pretensado, d_v se puede determinar utilizando la Ecuación C1, siempre que M_n se calcule despreciando los efectos de la carga axial y que las áreas de armadura, A_s y A_{ps}, se tomen como la armadura en una mitad de la sección. Alternativamente, d_v se puede tomar como $0.9d_e$, siendo:

$$d_e = \frac{D}{2} + \frac{D_r}{\pi}$$ *C 2.9.1.5.6.2.9−2 (C5.8.2.9-2 AASHTO)*

Donde:

D = *diámetro externo del elemento circular (in)*

D_r = *diámetro del círculo que atraviesa los centros de la armadura longitudinal (in)*

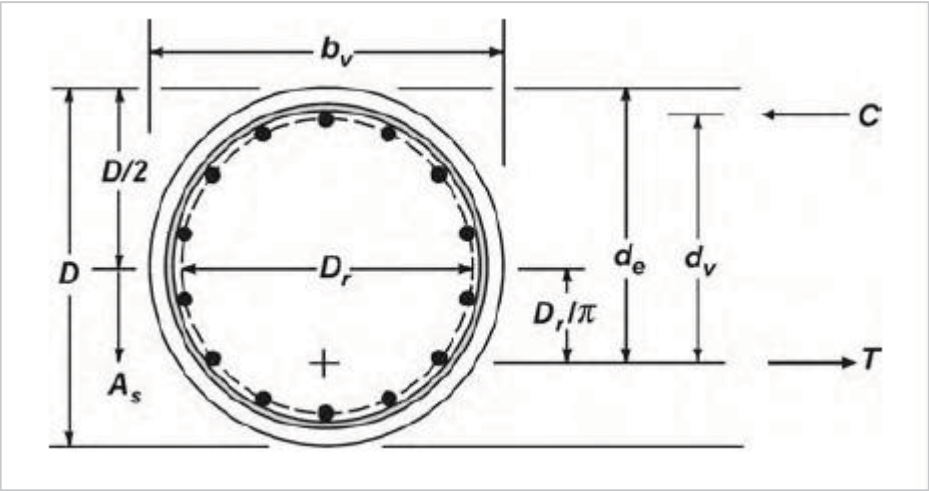


Figura C2.9.1.5.6.2.9−2 *Ilustración de los términos b_v, d_v y d_e para secciones circulares*

(C5.8.2.9-2 AASHTO)

En los elementos circulares la armadura longitudinal en general está uniformemente distribuida alrededor del perímetro de la sección. Cuando el elemento se fisura, las mayores tensiones de corte típicamente ocurren cerca de la mitad de la profundidad de la sección. Esto también es válido cuando la sección no está fisurada. Es por este motivo que el ancho de alma efectivo se puede tomar como el diámetro de la sección.

2.9.1.5.6.3 Modelo de Diseño por Secciones

(5.8.3 AASHTO)

2.9.1.5.6.3.1 Requisitos Generales

(5.8.3.1 AASHTO)

El modelo de diseño por secciones se puede utilizar para diseñar al corte cuando esté permitido de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.1.5.6.1 ***(5.8.1 AASHTO).***

En lugar de los métodos aquí especificados, la resistencia de los elementos solicitados a corte o a una combinación de corte y torsión se puede determinar satisfaciendo las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones y utilizando relaciones tensión deformación empíricamente verificada para la armadura y para el concreto fisurado diagonalmente. Si es necesario considerar corte simultáneo en una segunda dirección, la investigación se deberá basar ya sea en los principios antes expuestos o bien en un modelo de bielas y tirantes tridimensional.

2.9.1.5.6.3.2 Secciones Próximas a los Apoyos

(5.8.3.2 AASHTO)

Se deberán considerar los requisitos del Artículo 2.9.1.5.6.1.2 ***(5.8.1.2 AASHTO)***

Cuando la fuerza de reacción en la dirección del corte aplicado introduce compresión en la región extrema de un elemento, la ubicación de la sección crítica para corte se deberá tomar a una distancia igual a d_v a partir de la cara interna del apoyo como se ilustra en la Figura 2.9.1.5.6.3.2-1. ***(5.8.3.2-1 AASHTO).***

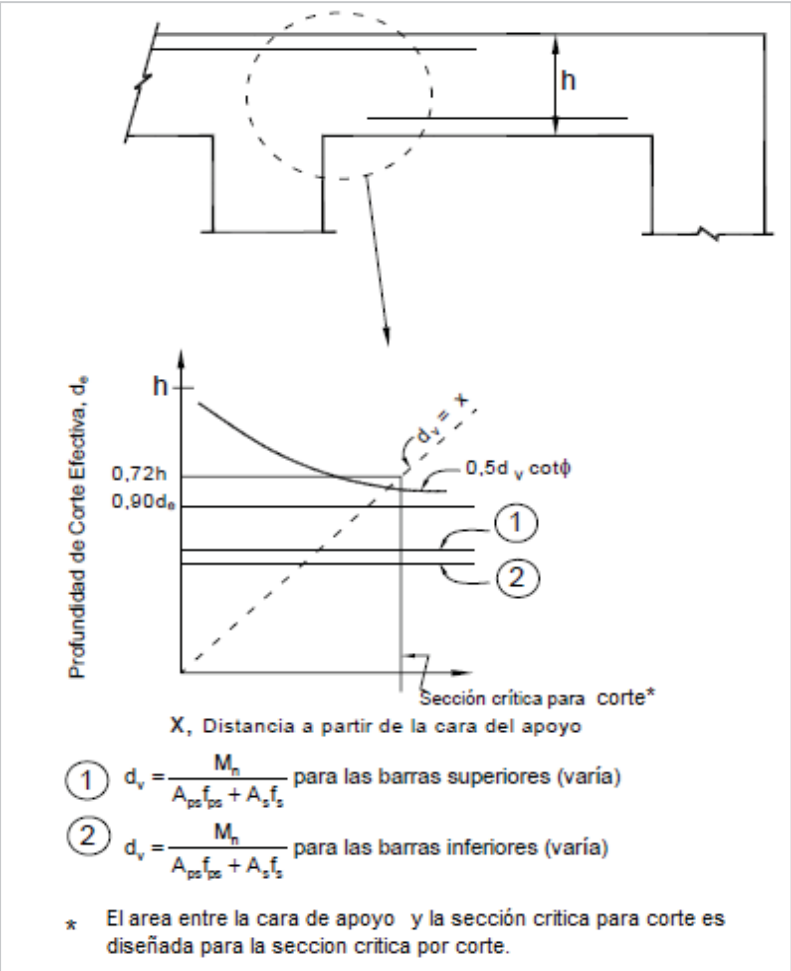


Figura 2.9.1.5.6.3.2-1 *Sección crítica para corte*

(5.8.3.2-1 AASHTO)

Caso contrario, la sección de diseño se deberá tomar en la cara interna del apoyo. Si un elemento tipo viga se extiende a ambos lados del área de reacción, la sección de diseño a cada lado de la reacción se deberá determinar en forma separada en base a las cargas a cada lado de la reacción y considerando si su respectiva contribución a la reacción total introduce tracción o compresión en la región extrema.

Para las vigas postesadas se deberá proveer armadura en la zona de anclaje como se especifica ampliamente en el Artículo (5.10.9 AASHTO). Para las vigas pretensadas se deberá proveer una jaula de armadura que confine los extremos de los cables como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.10 (5.10.10 AASHTO). Para las vigas no pretensadas soportadas por apoyos que introducen compresión en el elemento, sólo se puede proveer armadura transversal mínima entre el borde interior de la placa de apoyo y el extremo de la viga.

2.9.1.5.6.3.3 Resistencia Nominal al Corte

(5.8.3.3 AASHTO)

La resistencia nominal al corte, V_n, se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \qquad \text{2.9.1.5.6.3.3-1 (5.8.3.3-1 AASHTO)}$$

$$V_n = 0.25\, f_c' b_v d_v + V_p \qquad \text{2.9.1.5.6.3.3-2 (5.8.3.3-2 AASHTO)}$$

En el cual:

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f_c'}\, b_v d_v$$

Esto si el procedimiento de los Artículos 2.9.1.5.6.3.4.1 ó 2.9.1.5.6.3.4.2 son usados. 2.9.1.5.6.3.3-3 (5.8.3.3-3 AASHTO)

V_c = *el menor de V_{ci} y V_{cw} si los procedimientos del Artículo 9.1.5.6.3.4.3 (5.8.3.4.3 AASHTO) son usados.*

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + cot\alpha) sen\alpha}{s}$$ *2.9.1.5.6.3.3-4 (5.8.3.3-4 AASHTO)*

Donde el refuerzo transversal consiste de una simple barra longitudinal o un simple grupo de barras longitudinales paralelas dobladas hacia arriba a la misma distancia del apoyo, la resistencia al corte Vs que proveen estas barras será determinado como:

$$V_s = A_v f_y sen\alpha \leq 0.095\sqrt{f_c'} b_v d_v$$ *2.9.1.5.6.3.3-5 (5.8.3.3-5 AASHTO)*

Donde:

b_V = *ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v, como se determina en el Artículo 2.9.1.5.6.2.9 (5.8.2.9 AASHTO) (in).*

d_v = *altura de corte efectiva como se determina en el Artículo 2.9.1.5.6.2.9 (in.).*

s = *separación de los estribos medido en dirección paralela al refuerzo longitudinal (in).*

β = *factor que indica la capacidad del concreto fisurado diagonalmente de transmitir tracción según se especifica en el Artículo 2.9.1.5.6.3.4 (5.8.3.4 AASHTO).*

θ = *ángulo de inclinación de los esfuerzos de compresión diagonal como se determina en el Artículo 2.9.1.5.6.3.4 (º); Si se usa el procedimiento del Artículo 2.9.1.5.6.3.4.3 (5.8.3.4.3 AASHTO), cot θ está definido en dicho artículo.*

α = *ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal (º).*

A_v = *área de la armadura de corte en una distancia s (in²),*

V_p = *componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado; $V_p = 0$ cuando se aplica el Artículo 2.9.1.5.6.3.4.3 (kip).*

Cuando se usa barras longitudinales levantadas, solamente las ¾ partes centrales de la porción inclinada se considerará efectiva para refuerzo transversal.

Cuando en una misma porción de un miembro se utilizan distintos tipos de refuerzo para resistir el cortante, V_s se determinará como la suma de los valores computados de cada tipo.

Cuando la resistencia al corte es dada por por las barras longitudinales dobladas o una combinación de estas con estribos, la resistencia nominal al corte será determinada usando el procedimiento simplificado de acuerdo al Artículo 2.9.1.5.6.3.4.1 (5.8.3.4.1 AASHTO).

2.9.1.5.6.3.4 Procedimiento Para la Determinación de la Resistencia al Corte

(5.8.3.4 AASHTO)

El diseño para corte puede utilizarse cada una de los tres métodos que se indican aquí, siempre y cuando que todos los requisitos que se usen en el método elegido sean satisfechos.

En el procedimiento para determinar la resistencia al corte se puede utilizar cualquiera de los tres métodos que se presentan a continuación en sendos artículos, siempre que se cumplan los requisitos del método elegido.

2.9.1.5.6.3.4.1 Procedimiento simplificado para Secciones no Pretensadas

(5.8.3.4.1 AASTHO)

Para las zapatas de concreto en las cuales la distancia entre el punto de corte nulo y la cara de la columna, pilar o tabique es menor que $3d_v$ con o sin armadura transversal, y para otras secciones de concreto no pretensado no solicitadas a tracción axial y que contienen al menos la mínima cantidad de armadura transversal especificada en el Artículo 2.9.1.5.6.2.5 (5.8.2.5 AASHTO) o que tienen una altura total menor que 16.0 in (400 mm), se pueden utilizar los siguientes valores:

β = 2.0

θ = 45°

2.9.1.5.6.3.4.2 Procedimiento General

(5.8.3.4.2 AASTHO)

Los parámetros β y θ pueden ser determinados por las disposiciones aquí incluidas, o alternativamente por las disposiciones del Apéndice B5.

Para secciones que contienen como mínimo la mínima cantidad de refuerzo transversal especificado en el Artículo 2.9.1.5.6.2.5 (5.8.2.5 AASHTO), el valor de β puede ser determinado por la siguiente Ecuación:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)}$$ *2.9.1.5.6.3.4.2-1 (5.8.3.4.2-1 AASHTO)*

Cuando las secciones no contienen como mínimo la mínima cantidad de refuerzo para corte, el valor de β puede obtenerse como se especifica en la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + s_{xe})}$$ *2.9.1.5.6.3.4.2-2 (5.8.3.4.2-2 AASHTO)*

El valor de θ en ambos casos puede ser como se especifica en la siguiente ecuación:

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s$$ *2.9.1.5.6.3.4.2-3 (5.8.3.4.2-3 AASHTO)*

En las ecuaciones anteriores ε_s es la deformación longitudinal por tracción en la sección en el centroide del refuerzo de tracción como se muestra en Figuras 2.9.1.5.6.3.4.2-1 y 2.9.1.5.6.3.4.2-2. En lugar de un procedimiento laborioso, ε_s puede ser determinado por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po}\right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$ *2.9.1.5.6.3.4.2-4 (5.8.3.4.2-4 AASHTO)*

El parámetro de separación de las fisuras, S_{xe}, se determinará como:

$$S_{xe} = S_x \frac{1.38}{a_g + 0.63}$$ *2.9.1.5.6.3.4.2-5 (5.8.3.4.2-5 AASHTO)*

Donde:

$$12.0in \leq s_{xe} \leq 80.0in$$

Donde:

A_c = *área del concreto del lado del elemento traccionado por flexión como se ilustra en la Figura 2.9.1.5.6.3.4.2-1. (in²).*

A_{ps} = *Áárea del acero de pretensado del lado del elemento traccionado por flexión, como se ilustra en la Figura 2.9.1.5.6.3.4.2-1. (in²).*

A_s = *área del acero no pretensado del lado del elemento traccionado por flexión en la sección considerada, como se ilustra en la Figura 2.9.1.5.6.3.4.2-1 (5.8.3.4.2-1 AASTHO) (in²).*

a_g = *tamaño máximo de los agregados (in).*

f_{po} = *parámetro que se toma como el módulo de elasticidad de los tendones de pretensado multiplicado por la diferencia de deformación unitaria remanente entre los tendones de pretensado y el concreto que los rodea (ksi). Para los niveles de pretensado habituales, un valor de* $0.7f_{pu}$ *será adecuado tanto para elementos pretensados como para elementos postesados.*

N_u = *fuerza axial factoradas, positiva si es de tracción y negativa si es de compresión (kip).*

$|M_u|$ = *momento factorado, siempre positivo, pero nunca menor que:* $|V_u - V_p|d_v$ *(kip-in).*

s_x = *el menor valor entre* d_v *o la máxima distancia entre capas de armadura longitudinal para limitar la fisuración, siendo el área de la armadura en cada capa no menor que* $0.003\ b_v s_x$*, como se ilustra en la Figura 2.9.1.5.6.3.4.2-3. (in).*

V_u = *esfuerzo de corte factorado, siempre positivo (kip).*

Dentro de la longitud de transferencia, f_{po} *se deberá incrementar linealmente desde cero en la ubicación en la cual comienza la adherencia entre los cables y el concreto hasta su valor total al final de la longitud de transferencia.*

El lado del elemento traccionado por flexión se debería tomar como la semialtura que contiene la zona traccionada por flexión, como se ilustra en la Figura 2.9.1.5.6.3.4.2-1. ***(5.8.3.4.2-1 AASHTO)***

En el uso de las ecuaciones 2.9.1.5.6.3.4.2-1 a 2.9.1.5.6.3.4.2-5 se considerará lo siguiente:

- $|M_u|$ *no se tomará menor que* $|V_u - V_p|\ d_v$
- *En el cálculo de* A_s *y* A_{ps} *el área de barras o tendones que terminan antes que su longitud de desarrollo de la sección bajo consideración se reducirá en proporción a su falta de desarrollo total.*
- *Si el valor de* ε_s *calculado de la ecuación 2.9.1.5.6.3.4.2-4 es negativo, se tomará como cero o el valor será recalculado con el denominador reemplazado por* $(E_s A_s + E_p A_{ps} + E_c A_{ct})$ *sin embargo* ε_s *no se tomará menor que -0.40x10* $^{-3}$
- *Para secciones que están a una distancia menor que* d_v *a la cara de apoyo, el valor de* ε_s *calculado a la distancia* d_v *de la cara del apoyo puede ser usado en la evaluación de β y θ.*
- *Si la tensión axial es bastante grande para fisurar la cara de la sección en compresión por flexión, el valor calculado con la ecuación 2.9.1.5.6.3.4.2-4 será duplicado.*
- *Se permite determinar β y θ de las ecuaciones 2.9.1.5.6.3.4.2-1 a 2.9.1.5.6.3.4.2-3 usando un valor de* ε_s *el cual es más grande que el calculado de la ecuación 2.9.1.5.6.3.4.2-4. Sin embargo* ε_s *no se tomará mayor que 6.0x10* $^{-3}$**.**

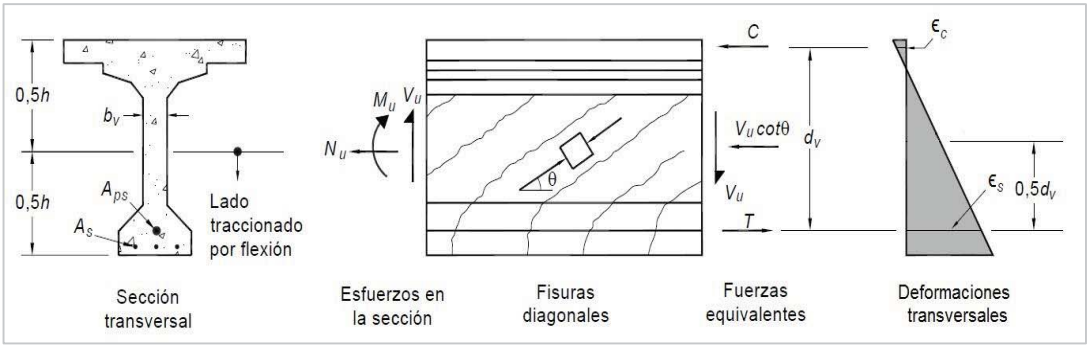


Figura 2.9.1.5.6.3.4.2-1 *Ilustración de los parámetros para el corte en una sección que contiene como mínimo la mínima cantidad de armadura transversal, $V_p = 0$*

(Fig. 5.8.3.4.2-1 AASHTO)

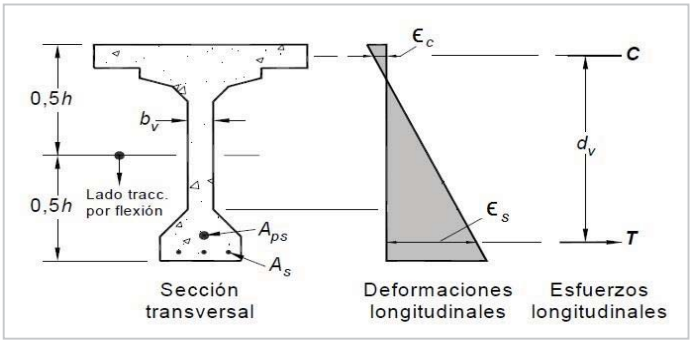
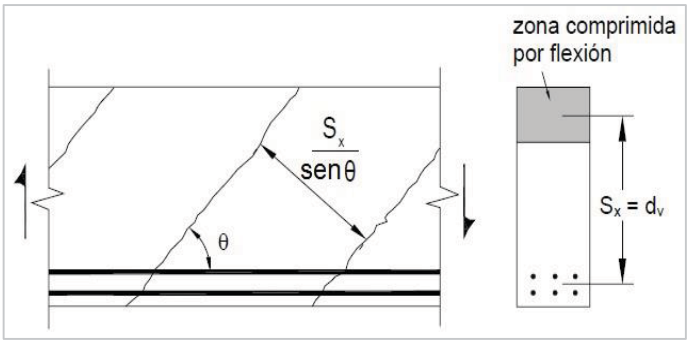
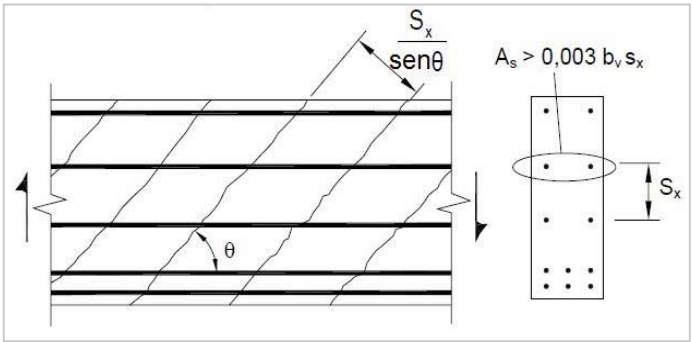


Figura 2.9.1.5.6.3.4.2-2 *Deformación específica longitudinal, ε_s, para secciones que contienen menos que la mínima cantidad de armadura transversal.* *(Fig. 5.8.3.4.2-2 AASHTO)*



a) Elemento sin armadura transversal y con armadura longitudinal concentrada.



b) Elemento sin armadura transversal pero con una bien distribuida armadura longitudinal.

Figura 2.9.1.5.6.3.4.2-3 *Definición del parámetro de separación de las fisuras, s_x*

(Fig. 5.8.3.4.2-3 AASHTO)

2.9.1.5.6.3.4.3 Procedimiento Simplificado para Secciones Pretensadas y No Pretensadas

(5.8.3.4.3 AASTHO)

Para vigas de concreto no sometidas a tensión axial significativa, pretensada y no pretensada, y conteniendo como mínimo la mínima cantidad de refuerzo transversal especificado en el Artículo 2.9.1.5.6.2.5 (5.8.2.5 ASSHTO), V_n en Artículo 2.9.1.5.6.3.3 (5.8.3.3 ASSHTO) puede ser determinado con V_p tomado como cero y V_c tomado como el menor de V_{ci} y V_{cw} Donde:

V_{ci} = *resistencia nominal al corte proporcionado por el concreto cuando las fisuras inclinadas resultan de la combinación de corte y momento (kip)*

V_{cw} = *resistencia nominal al corte proporcionado por el concreto cuando las fisuras inclinadas resultan de excesivas tensiones principales en el alma (kip)*

V_{ci} Se determinará como:

$$V_{ci} = 0.02\sqrt{f_c'}\, b_v d_v + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \geq 0.06\sqrt{f_c'}\, b_v d_v \qquad \text{2.9.1.5.6.3.4.3-1 (5.8.3.4.3-1 AASHTO)}$$

Donde:

V_d = *fuerza cortante en la sección debido a carga muerta no factorada e incluye a ambos DC y DW (kip).*

V_i = *fuerza de corte factorada en la sección debido a cargas aplicadas externas que ocurren simultáneamente con el M_{max} (kip)*

M_{cre} = *momento debido a las cargas externas aplicadas que causan por flexión las fisuras.*

M_{max} = *momento máximo factorado en la sección debido a las cargas externas aplicadas (kip-in)*

M_{cre} Se determinará como:

$$M_{cre} = S_c\left(f_r + f_{cpe} - \frac{M_{dnc}}{S_{nc}}\right) \qquad \text{2.9.1.5.6.3.4.3-2 (5.8.3.4.3-2 AASHTO)}$$

Donde:

f_{cpe} = *esfuerzo de compresión en el concreto debido a la fuerza pretensora efectiva solamente (después que hayan ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas aplicadas (ksi).*

M_{dnc} = *momento de carga muerta total no factorada actuando sobre el monolítico o sección no compuesta. (Kip-in).*

S_c = *módulos de la sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas aplicadas (in^3).*

S_{nc} = *módulos de la sección para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas aplicadas. (in^3)*

En Eq. 2.9.1.5.6.3.4.3-1, M_{max} y V_i seran determinados por la combinación de carga que causa el momento máximo en la sección.

V_{cw} = *se determinará como:*

$$V_{cw} = \left(0.06\sqrt{f_c'} + 0.30 f_{pc}\right) b_v d_v + V_p \qquad \text{2.9.1.5.6.3.4.3-3 (5.8.3.4.3-3 AASHTO)}$$

Donde:

f_{pc} = *el esfuerzo de compresión en el concreto (después de ocurrir las pérdidas de fuerza tensora) en el centroide de la sección transversal resistiendo las cargas externas aplicadas o en la*

unión del alma con el ala cuando el centroide cae dentro del ala (ksi). En un elemento compuesto, f_{pc} es la resultante del esfuerzo de compresión en el centroide de la sección compuesta, o en la unión del alma y el ala, debido a ambos pretensados y momentos resistidos por elementos prefabricados actuando solos.

V_s Se determinará usando la ecuación 2.9.1.5.6.3.3-4 cot θ tomado como sigue:

Donde: $V_{ci} < V_{cw}$

$$cot\ \theta = 1.0$$

Donde: $V_{ci} > V_{cw}$

$$\boldsymbol{cot\theta = 1.0 + 3\left(\frac{f_{pc}}{\sqrt{f'_c}}\right) \leq 1.8} \qquad \text{2.9.1.5.6.3.4.3-4 (5.8.3.4.3-4 AASHTO)}$$

2.9.1.5.6.3.5 Refuerzo Longitudinal

(5.8.3.5 AASHTO)

En cada sección la capacidad de tracción del refuerzo longitudinal en el lado de tracción por flexión del elemento deberá satisfacer:

$$A_{ps}f_{ps} + A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5\frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left|\frac{V_u}{\phi_v} - V_p\right| - 0.5V_s\right)\cot\theta \qquad \text{2.9.1.5.6.3.5-1 (5.8.3.5-1 AASHTO)}$$

Donde:

V_s = *resitencia al corte proporcionada por el refuerzo transversal en la sección en estudio, dada por la ecuación 2.9.1.5.6.3.3-4, excepto que V_s no se tomará mayor que V_u/ϕ (kip)*

θ = *ángulo de inclinación del esfuerzo de compresión diagonal usado para determinar la resistencia al corte nominal en la sección en estudio, como se determina en el Artículo 2.9.1.5.6.3.4 (grados); Si los procedimientos del Artículo 2.9.1.5.6.3.4.3 son usados, cot θ es definido ahí mismo.*

$\phi_f\phi_v\phi_c$ = *factores de resistencia tomados del Artículo 2.7.1.1.4.2 (5.5.4.2. AASHTO) como apropiados para momento, cortante y resistencia axial.*

El área del refuerzo longitudinal en el lado de tracción por flexión en el elemento, no excederá al área requerida para resistir solamente el momento máximo. Esta disposición se aplica cuando la fuerza de reacción o la carga introduce compresión directa en la cara comprimida del elemento.

La ecuación 2.9.1.5.6.3.5-1 se deberá evaluar donde las vigas simplemente apoyadas se hacen continuas para cargas vivas. Cuando el refuerzo longitudinal es discontinuo, la ecuación 2.9.1.5.6.3.5-1 se revaluará.

En el borde interior del área de apoyo de los extremos correspondientes a apoyos simples de la sección critica para corte, el refuerzo longitudinal del lado del elemento traccionado por flexión deberá satisfacer lo siguiente:

$$A_s f_y + A_{ps}f_{ps} \geq \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5V_s - V_p\right)\cot\theta \qquad \text{2.9.1.5.6.3.5-2 (5.8.3.5-2 AASHTO)}$$

Las ecuaciones 2.9.1.5.6.3.5-1 y 2.9.1.5.6.3.5-2 se aplican a secciones que no están sujetas a torsión. Alguna necesidad de un completo desarrollo será tomado en cuenta.

Comentario C2.9.1.5.6.3.5

(C5.8.3.5-1 AASHTO)

El corte provoca tracción en la armadura longitudinal. Para un corte dado, esta tracción aumenta a medida que θ disminuye y a medida que V_c aumenta. La tracción que la flexión provoca en la armadura longitudinal se puede visualizar con ayuda de un diagrama de cuerpo libre como el ilustrado en la Figura C2.9.1.5.6.3.5-1.

Tomando momentos respecto del Punto 0 de la Figura C2.9.1.5.6.3.5-1, suponiendo que la fuerza de trabazón de los agregados en la fisura, la cual contribuye a V_c, tiene momento despreciable respecto del Punto 0, y despreciando la pequeña diferencia entre las ubicaciones de V_u y V_p, se obtiene el requisito para determinar la fuerza de tracción que el corte provoca en la armadura longitudinal.

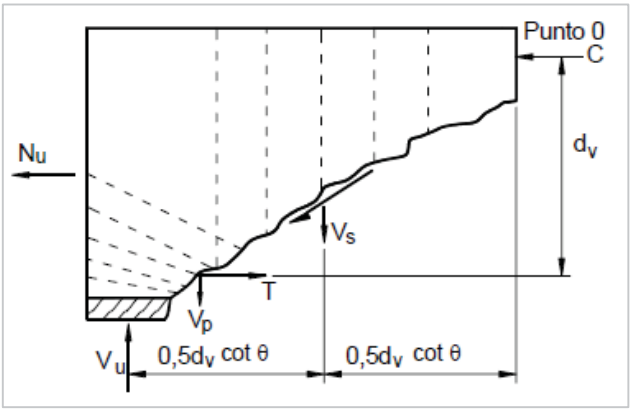


Figura C2.9.1.5.6.3.5-1 *Fuerzas debidas al momento y al corte supuestas en el modelo de resistencia.*

Figura (C5.8.3.5-1 AASHTO)

En las ubicaciones de máximo momento la fuerza de corte cambia de signo, y por lo tanto varía la inclinación de las tensiones de compresión diagonal. En los apoyosdirectos y puntos en los cuales hay cargas aplicadas directamente a la cara superior o inferior del elemento, este cambio de inclinación está asociado con una distribución de tensiones de compresión en forma de abanico que irradia a partir de la carga puntual o apoyo directo como se ilustra en la Figura C2.9.1.5.6.3.5-2. Esta distribución en abanico de las tensiones diagonales reduce la tracción que provoca el corte en la armadura longitudinal, es decir, el ángulo θ crece. La tracción en la armadura no es mayor que la debida exclusivamente al máximo momento. Por lo tanto, los requisitos de armadura longitudinal se pueden satisfacer prolongando la armadura de flexión en una distancia igual a d_v cot θ o las especificaciones referentes a las longitudes de anclaje y empalmes de las armaduras, cualquiera sea la que resulte mayor.

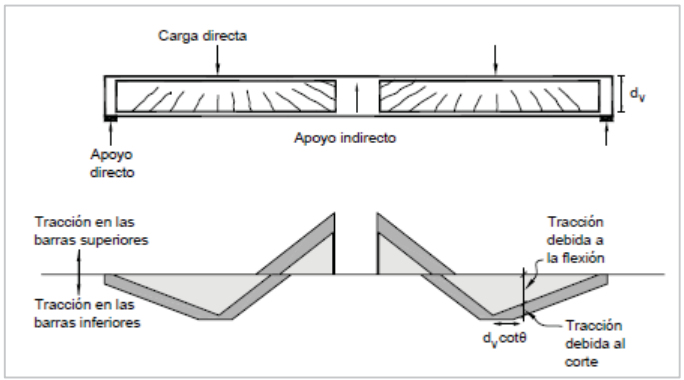


Figura C2.9.1.5.6.3.5-2 *Variación de la fuerza en la armadura longitudinal cerca de las ubicaciones de máximo momento*

(Figura C5.8.3.5-2 AASHTO)

Para determinar la fuerza de tracción que debe resistir la armadura en el borde interior del área de apoyo se pueden utilizar los valores de V_u, V_s, V_p y θ calculados para la sección ubicada una distancia

d_v a partir de la cara del apoyo. Para calcular la resistencia a la tracción de la armadura longitudinal se puede asumir que la resistencia varía linealmente en la longitud de anclaje Artículo 2.6.5.6.2.1.1 o en la longitud de transferencia Artículo 2.6.5.6.3.2.

2.9.1.5.6.3.6 Secciones Solicitadas a Combinaciones de Corte y Torsión

(5.8.3.6 AASHTO)

2.9.1.5.6.3.6.1 Armadura Transversal

(5.8.3.6.1 AASHTO)

La armadura transversal no deberá ser menos que la sumatoria de la armadura requerida para corte, según lo especificado en el Artículo 2.9.1.5.6.3.3, más la armadura requerida para la torsión concurrente, según lo especificado en los Artículos 2.9.1.5.6.2.1 y 2.9.1.5.6.3.6.2; ***(5.8.2.1 y 5.8.3.6.2 AASHTO)***

2.9.1.5.6.3.6.2 Resistencia a la Torsión

(5.8.3.6.2 AASHTO)

La resistencia nominal a la torsión se deberá tomar como:

$$T_n = \frac{2A_oA_tf_ycot\theta}{s} \qquad \text{2.9.1.5.6.3.6.2-1 (5.8.3.6.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

A_o = *área encerrada por el recorrido del flujo de corte, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera (in²)*

A_t = *área de una rama de la armadura transversal de torsión cerrada (in²), o área total de la armadura transversal de torsión el alma exterior de miembros celulares (in²)*

θ = *ángulo de fisuración determinado de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.1.5.6.3.4 con las modificaciones para las expresiones de v y Vu aquí especificadas (º).*

2.9.1.5.6.3.6.3 Armadura Longitudinal

(5.8.3.6.3 AASHTO)

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.1.5.6.3.5 ***(5.8.3.5 AASHTO)*** *según las modificaciones aquí especificadas para incluir la torsión.*

La armadura longitudinal se deberá dimensionar de manera de satisfacer la Ecuación 2.9.1.5.6.3.6.3-1:

$$A_{ps}f_{ps} + A_sf_y \geq \frac{|M_u|}{\phi d_v} + \frac{0.5N_u}{\phi} + cot\theta\sqrt{\left(\left|\frac{V_u}{\phi} - V_p\right| - 0.5V_s\right)^2 + \left(\frac{0.45P_hT_u}{2A_o\phi}\right)^2}$$

2.9.1.5.6.3.6.3-1 (5.8.3.6.3-1 AASHTO)

En secciones cajón, el refuerzo longitudinal para torsión en adición al requerido por flexión no debe ser menos que:

$$A_\ell = \frac{T_nP_h}{2A_of_y} \qquad \text{2.9.1.5.6.3.6.3-2 (5.8.3.6.3-2 AASHTO)}$$

Donde:

P_h = *perímetro de la línea central del refuerzo transversal localizado en las almas periféricas y en la losa superior e inferior de la viga cajón (in).*

A_ℓ = *será distribuido alrededor de las almas periféricas y en la losa superior e inferior de la viga cajón.*

2.9.1.5.6.4 Transferencia de Corte en las Interfaces − Corte por Fricción

(5.8.4 AASHTO)

Ver el contenido del artículo 2.8.1.5.

2.9.2 Estructuras de Acero

(SECCION 6 AASHTO)

2.9.2.1 Campo de Aplicación

(6.1 AASHTO)

Esta sección abarca al diseño de elementos de acero, empalmes y uniones para estructuras de vigas rectas y horizontalmente curvas, pórticos, reticulados, arcos, sistemas atirantados, colgantes, y sistemas con tableros metálicos, según corresponda.

Cuando se aplique a vigas curvas, los requerimientos se limitan a vigas de sección I o sección cajón unicelular, horizontalmente curvos con radio mayor a 100 ft (30500 mm). Se puede hacer excepciones a esta limitación si se hace un debido sustento técnico.

2.9.3 Materiales

(6.4 AASHTO)

Ver contenido del Artículo 2.5.3.

2.9.4 Estados Límites

(6.5 AASHTO)

2.9.4.1 Disposiciones Generales

(6.5.1 AASHTO)

El comportamiento estructural de los componentes de acero o de acero en combinación con otros materiales se deberá investigar para cada etapa que pueda resultar crítica durante la construcción, manipulación, transporte y montaje, así como durante la vida de servicio de la estructura de la cual forman parte.

Los elementos estructurales se deberán dimensionar de manera que satisfagan los requisitos correspondientes a los estados límites de resistencia, evento extremo, servicio y fatiga.

2.9.4.2 Estado Límite de Servicio

(6.5.2 AASHTO)

Se aplicarán los requisitos del Artículo 2.9.1.4.4.5.1 (2.5.2.6 AASHTO) según corresponda.

Los elementos que trabajan a flexión se deberán investigar para el Estado Límite de Servicio como se especifica en las Secciones 2.9.5.0 (6.10 AASHTO) y 2.9.6 (6.11 AASHTO).

2.9.4.3 Estado Límite de Fatiga y Fractura

(6.5.3 AASHTO)

Los componentes y detalles se deberán investigar para el Estado Límite de Fatiga como se especifica en el Artículo 2.9.4.6 (6.6. AASHTO)

Se deberán aplicar la combinación de cargas de fatiga especificada en la Tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO) y la sobrecarga de fatiga especificada en el Artículo 2.4.3.2.4. (3.6.1.4. AASHTO)

Los elementos que trabajan a flexión se deberán investigar para el Estado Límite de Fatiga y Fractura como se especifica en las Secciones 2.9.5.0 (6.10 AASHTO) y 2.9.6 (6.11 AASHTO)

Los pernos sujetos a fatiga por tracción deberán satisfacer los requisitos del Artículo (6.13.2.10.3.AASHTO).

Los requisitos de tenacidad a la fractura deberán ser como se especifica en el Artículo 2.9.4.6.2 *(6.6.2.AASHTO)*

2.9.4.4 Estado Límite de Resistencia

(6.5.4 AASHTO)

2.9.4.4.1 Disposiciones Generales

(6.5.4.1 AASHTO)

La resistencia y la estabilidad se deberán considerar usando las combinaciones de cargas de resitencia aplicables especificadas en la Tabla 2.4.5.3.1-1 *(3.4.1-1 AASHTO).*

Una combinación de carga especial para investigar la constuctabilidad de los componenetes principales de acero de la superestructura para cargas

2.9.4.4.2 Factores de Resistencia

(6.5.4.2 AASHTO)

Los factores de resistencia, ϕ, para el Estado Límite de Resistencia se deberán tomar de la siguiente manera:

- *Para flexión ϕ_f = 1.00*
- *Para corte ϕ_v = 1.00*
- *Para compresión axial, elementos sólo de acero ϕ_c = 0.95*
- *Para compresión axial, elementos compuestos ϕ_c = 0.90*
- *Para tracción, fractura en la sección neta ϕ_u= 0.80*
- *Para tracción, fluencia en la sección bruta ϕ_y = 0.95*
- *Para apoyarse en pernos en orificios escariados, perforados en superficies fresadas ϕ_b = 1.00*
- *Para pernos que apoyan sobre material ϕ_{bb} = 0.80*
- *Para conectores de corte ϕ_{sc} = 0.85*
- *Para pernos A 325M y A 490M en tracción ϕ_t = 0.80*
- *Para pernos A 307 en tracción ϕ_t = 0.80*
- *Para pernos F 1554 en tracción ϕ_t = 0.80*
- *Para pernos A 307 en corte ϕ_s = 0.75*
- *Para pernos F 1554 en corte ϕ_s = 0.75*
- *Para pernos A 325M y A 490M en corte ϕ_s = 0.80*
- *Para bloque de corte ϕ_{bs} = 0.80*
- *Para corte, ruptura del elemento de conexión ϕ_{vu} = 0.80*
- *Para plato de refuerzo del entramado en compresión ϕ_{cg} = 0.75*
- *Para plato de refuerzo del entramado en cordones de empalme ϕ_{cs} = 0.65*
- *Para plato de refuerzo del entramado en fluencia al corte ϕ_{vy} = 0.80*
- *Para desgarramiento del alma ϕ_w =0.80*
- *Para metal con soldadura de penetración total:*
  - *corte sobre área efectiva ϕ_{e1} = 0.85*
  - *tracción o compresión normal al área efectiva: igual que el metal base*
  - *tracción o compresión paralela al eje de la soldadura: igual que el metal base*
- *Para soldar metal con soldadura de penetración parcial:*
  - *corte paralelo al eje de la soldadura ϕ_{e2} = 0.80*
  - *tracción o compresión paralela al eje de la soldadura: igual que el metal base*
  - *compresión normal al área efectiva: igual que el metal base*
  - *tracción normal al área efectiva: ϕ_{e1} = 0.80*
- *Para soldar metal con soldadura de filete:*
  - *tracción o compresión paralela al eje de la soldadura: igual que el metal base*
  - *corte en la garganta de metal de soldadura ϕ_{e2} = 0.80*

- *Para resistencia durante el hincado de pilotes ϕ = 1.00*
- *Para resistencia axial de pilotes en compresión y sujetos a daños provocados por condiciones de hincado severas cuando en el pilote es necesario utilizar una punta de perforación:*
  - *pilotes H* ϕ_c *= 0.50*
  - *pilotes de sección circular hueca* ϕ_c *= 0.60*
- *Para resistencia axial de pilotes en compresión cuando las condiciones de hincado son buenas y no es necesario utilizar en el pilote una punta de perforación:*
  - *pilotes H* ϕ_c *= 0.60*
  - *pilotes de sección circular hueca* ϕ_c *= 0.70*
- *Para resistencia combinada a carga axial y flexión en pilotes no dañados:*
  - *resistencia axial para pilotes H* ϕ_c *= 0.70*
  - *resistencia axial para pilotes de sección circular hueca* ϕ_c *= 0.80*
  - *resistencia a flexión* ϕ_f *= 1.00*
- *Para conectores de corte en tracción* ϕ_{st} *= 0.75*

2.9.4.5 Estado Límite de Eventos Extremos

(6.5.5 AASHTO)

Se deberán investigar todas las combinaciones de cargas correspondientes a evento extremo especificadas en la Tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO).

A excepción de los factores de resistencia para los pernos y conectores de corte todos los factores de resistencia para el Estado Límite correspondiente a Evento Extremo se deberán tomar iguales a 1.0.

Todos los factores de resistencia para ASTM A 307 Grade C y ASTM F 1554 pernos usados como pernos de anclaje para el estado límite de eventos extremos se tomarán como 1.0

Uniones antideslizantes empernadas dentro de cargas sísmica será dimensionada de acuerdo a los requerimientos del Artículo (6.13.2.1.1 AASHTO) (ver Apéndice R).Las uniones serán también dimensionadas para proveer corte, apoyo, y resistencia a la tracción de acuerdo a los Artículos 6.13.2.7, 6.13.2.9 y 6.13.2.10 AASHTO (ver apencide R), según corresponda, en el estado límite del evento extremo. Agujeros estándar o agujeros tipo ranuras cortas, normal a la línea de la fuerza serán usadas en tales uniones.

2.9.4.6 Consideraciones Sobre el Estado Límite de Fatiga y Fractura

(6.6 AASHTO)

2.9.4.6.1 Fatiga

(6.6.1 AASHTO)

2.9.4.6.1.1 Disposiciones Generales

(6.6.1.1 AASHTO)

La fatiga se deberá clasificar como fatiga inducida por las cargas o por las distorsiones.

2.9.4.6.1.2 Fatiga Inducida por las Cargas

(6.6.1.2 AASHTO)

2.9.4.6.1.2.1 Aplicación

(6.6.1.2.1 AASHTO)

La solicitación a considerar para diseñar a fatiga los detalles de un puente de acero será el rango de tensiones debido a la sobrecarga viva. Para los elementos que trabajan a flexión que están provistos de conectores de corte en toda su longitud y que tienen un tablero de concreto cuya armadura satisface los requisitos del Artículo 2.9.5.0.1.7 (6.10.1.7AASHTO), el rango de tensiones debido a la sobrecarga viva se podrá calcular usando la sección compuesta a corto plazo suponiendo que el tablero de concreto es efectivo tanto para flexión positiva como para flexión negativa.

Al investigar la fatiga no se deberán considerar las tensiones residuales.

Estos requisitos se aplican sólo a los detalles sujetos a una tensión aplicada neta de tracción. En las regiones en las cuales las cargas permanentes no mayoradas producen compresión, la fatiga se deberá considerar solamente si la tensión de compresión es menor que dos veces la máxima tensión de tracción debida a la sobrecarga viva que resulte de la combinación de cargas especificada en la Tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO) para fatiga.

2.9.4.6.1.2.2 Criterios de Diseño

(6.6.1.2.2 AASHTO)

Por consideraciones relacionadas con la fatiga inducida por las cargas, cada detalle deberá satisfacer lo siguiente:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n \qquad \text{2.9.4.6.1.2 .2-1} \quad \text{(6.6.1.2.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

γ = *Factor de carga especificado en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO) para la combinación de cargas de fatiga.*

(Δf) = *Solicitación, rango de esfuerzos de la sobrecarga debido al paso de la carga de fatiga como se especifica en el Artículo 2.4.3.2.4 (3.6.1.4-AASHTO) (ksi);*

$(\Delta F)_n$ = *Resistencia nominal a la fatiga como se especifica en el Artículo 2.9.4.6.1.2.3 (6.6.1.2.5 AASHTO) (ksi)*

2.9.4.6.1.2.3 Resistencia a la Fatiga

(6.6.1.2.5 AASHTO)

A excepción de lo especificado a continuación, la resistencia nominal a la fatiga se deberá tomar como:

- *Para la combinación de carga Fatiga I y vida infinita:*

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_{TH} \qquad \text{2.9.4.6.1.2.3-1} \quad \text{(6.6.1.2.5-1 AASHTO)}$$

- *Para la combinación de carga Fatiga II y vida finita:*

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}} \qquad \text{2.9.4.6.1.2.3-2} \quad \text{(6.6.1.2.5-2 AASHTO)}$$

En el cual

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL} \qquad \text{2.9.4.6.1.2.3-3} \quad \text{(6.6.1.2.5-3 AASHTO)}$$

Donde:

A = *constante tomada de la Tabla 2.9.4.6.1.2.3-1 (ksi^3)*

n = *número de ciclos versus rango de esfuerzos por pasada de camión tomado de la Tabla 2.9.4.6.1.2.3 - 2*

$(ADTT)_{sl}$ = *ADTT en un único carril como se especifica en el Artículo 2.4.3.2.4 (3.6.1.4 AASHTO)*

$(\Delta F)_{TH}$ = *umbral de fatiga para amplitud constante tomado de la Tabla 2.9.4.6.1.2.3-3 (ksi).*

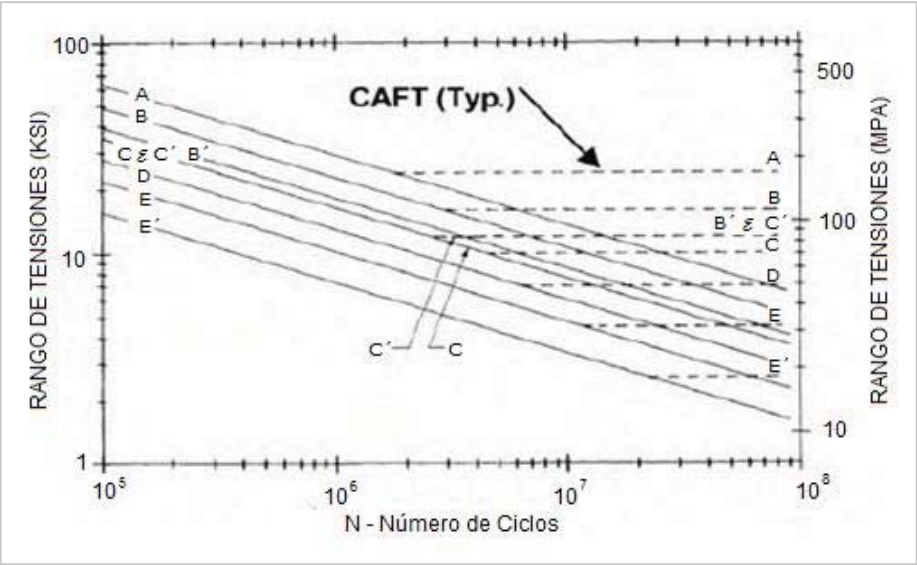


Figura 2.9.4.6.1.2.3-1 *Rango de esfuerzos versus número de ciclos*

(6.6.1.2.5-1 AASHTO)

La resistencia nominal a la fatiga cuando se carga una placa discontinua, el rango de resistencia a la fatiga para el metal base en los detalles unidos mediante soldaduras de filete cargadas transversalmente se deberá tomar como:

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_n^c \left(\frac{0.65 - 0.59\left(\frac{2a}{t_p}\right) + 0.72\left(\frac{w}{t_p}\right)}{t_p^{0.167}} \right) \leq (\Delta F)_n^c \qquad \textit{2.9.4.6.1.2.3-4 (6.6.1.2.5-4 AASHTO)}$$

Donde:

$(\Delta f)_n^c$ = *resistencia nominal a la fatiga para la categoría C (ksi)*

$2a$ = *longitud de la cara de la raíz no soldada en la dirección de el espesor de la placa cargada (in).Para las conexiones de soldadura de filete, la cantidad $(2a/t_p)$ será tomado igual a 1.0.*

T_p = *espesor de placa cargada (in)*

W = *pata del fillete de refuerzo o contorno del fillete. En la dirección de el espesor de la placa cargada (in). Ver figura 2.9.4.6.1.2.3 – 2*

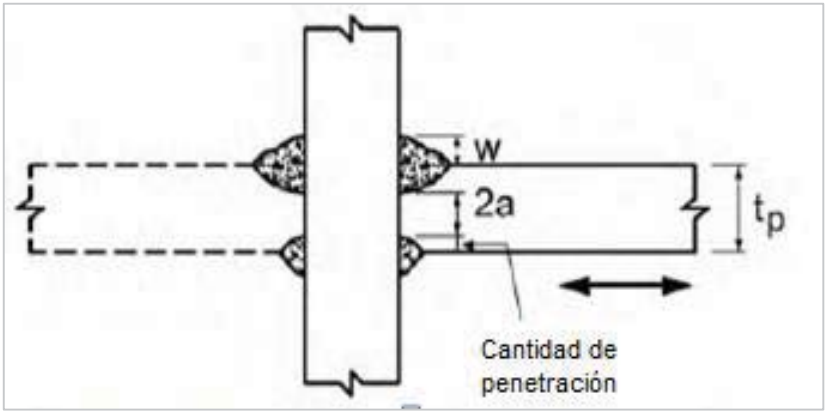


Figura 2.9.4.6.1.2.3–2

(Figura 6.6.1.2.5 –2 AASHTO)

Tabla 2.9.4.6.1.2.3-1 *Constante A según la Categoría para diseño a fatiga.*

(Tabla 6.6.1.2.5-1 AASHTO)

Categoria para Diseño a Fatiga	Constante A 10^8 x(ksi^3)	Constante A × 10^{11} (MPa^3)
A	250.0	82.0
B	120.0	39.3
B´	61.0	20.0
C	44.0	14.4
C´	44.0	14.4
D	22.0	7.21
E	11.0	3.61
E´	3.9	1.28
(A325) pernos en tracción axial	17.1	5.61
(A490) pernos en tracción axial	31.5	10.3

Tabla 2.9.4.6.1.2.3-2 Ciclos por pasada de camión, n

(Tabla 6.6.1.2.5-2 AASHTO)

Elementos Longitudinales	Longitud de Tramo		Longitud de Tramo	
	> 40.0ft	≤ 40.0ft	>12000mm	≤12000mm
Vigas de un solo tramo	1.0	2.0	1.0	2.0
Vigas continuas				
1) Cerca de un apoyo interior	1.5	2.0	1.5	2.0
2) Otras ubicaciones	1.0	2.0	1.0	2.0
Vigas en voladizo	5.0		5.0	
Uniones de placas de tablero ortotropíco sujetos a cargas de ruedas de bicicleta.	5.0		5.0	
Celosia	1.0		1.0	
Elementos transversales	Separación		Separación	
	>20.0ft	≤ 20.0ft	>6000mm	≤ 6000mm
	1.0	2.0	1.0	2.0

Tabla 2.9.4.6.1.2.3-3 *Umbrales de fatiga para amplitud constante*

(Tabla 6.6.1.2.5-3 AASHTO)

Categoria	Umbral (ksi)	Umbral (MPa)
A	24.0	165.0
B	16.0	110.0
B´	12.0	82.7
C	10.0	69.0
C´	12.0	82.7
D	7.0	48.3
E	4.5	31.0
E´	2.6	17.9
(A325) pernos en tracción axial	31.0	214.0
(A490) pernos en tracción axial	38.0	262.0

2.9.4.6.1.3 Fatiga Inducida por Distorsión

(6.6.1.3 AASHTO)

Se deberán proveer recorridos de cargas que sean suficientes para transmitir todas las fuerzas intencionales y no intencionales conectando todos los elementos transversales a componentes adecuados que comprendan la sección transversal del elemento longitudinal. Los recorridos de carga se deberán proveer conectando los diferentes componentes ya sea mediante soldaduras o bien mediante pernos.

Para controlar el pandeo del alma y la flexión elástica del alma se deberán satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.5.0.5.3 ***(6.10.5.3 AASHTO)****.*

2.9.4.6.1.3.1 Placas de Unión Transversales

(6.6.1.3.1 AASHTO)

Las placas de unión se deberán soldar o empernar tanto a las alas de compresión como a las alas de tracción de la sección transversal cuando haya:

- *Diafragmas o marcos transversales de unión conectados a placas de unión transversales o a rigidizadores transversales que funcionen como placas de unión,*
- *Diafragmas o marcos transversales internos o externos conectados a placas de unión transversales o a rigidizadores transversales que funcionen como placas de unión, y*
- *Vigas de tablero conectadas a placas de unión transversales o a rigidizadores transversales que funcionen como placas de unión.*

En ausencia de información más precisa, la unión soldada o empernada se debería diseñar para resistir una carga lateral de 20.0-kip (90 000 N) para el caso de puentes rectos no oblicuos.

Cuando se usan diafragmas intermedios de conexión:

- *Sobre vigas roladas en puentes rectos con tableros de refuerzo compuesto en los cuales sus soportes son normales o esviajados no mas de 10° (grados) de la normal y*
- *Con los diafragmes intermedios colocados en líneas contiguas paralelas a los apoyos.*

Menos que la profundidad total de los extremos de los ángulos o placas de conexión pueden ser empernadas o soldadas, al alma de las vigas para conectar los diafragmas. Los extremos de los ángulos o placas serán como mínimo 2/3 partes la profundidad del alma. Para ángulos empernados, un mínimo de espacio de 3.0 in. se dejará entre el agujero superior e inferior de los pernos y en cada ala de la viga. Los requisitos de los espaciamientos de los pernos especificados en el Artículo 6.13.2.6 AASHTO (ver Apéndice R) serán cumplidos. Para ángulos o placas soldadas, se estipula un espacio mínimo 3.0 in.entre la parte superior e inferior del extermo del ángulo y las alas o placas soldadas en cada ala; el talon y punta de los extremos de los ángulos o ambos lados de la placa de conexión, según corresponda, será soldada al alma de la viga. No se soldará a lo largo de la parte superior e inferior de los extremos de los ángulos o conexiones de placas.

2.9.4.6.1.3.2 Placas de Unión Laterales

(6.6.1.3.2 AASHTO)

Si no es posible, conectar las placas de unión laterales a las alas, las placas de unión laterales sobre las almas rigidizadas, se deberían ubicar a una distancia vertical no menor que un medio del ancho de ala, por encima o por debajo del ala. Las placas de unión laterales conectadas a almas no rigidizadas se deberían ubicar como mínimo 6.0 in (150 mm) por encima o por debajo del ala pero a una distancia no menor que un medio del ancho del ala, tal como se especificó anteriormente.Los extremos de los elementos de arriostramiento lateral sobre la placa de unión se deberán mantener como mínimo a 4.0 in (100 mm) del alma y de cualquier rigidizador transversal.

Si se utilizan rigidizadores, las placas de unión laterales se deberán centrar sobre el rigidizador, ya sea que la placa esté del mismo lado del alma que el rigidizador o no. Si la placa de unión lateral está del mismo lado del alma que el rigidizador, ésta se deberá conectar al rigidizador. En esta ubicación el rigidizador transversal será discontinuo desde el ala de compresión hasta el ala de tracción y deberá estar conectado a ambas alas.

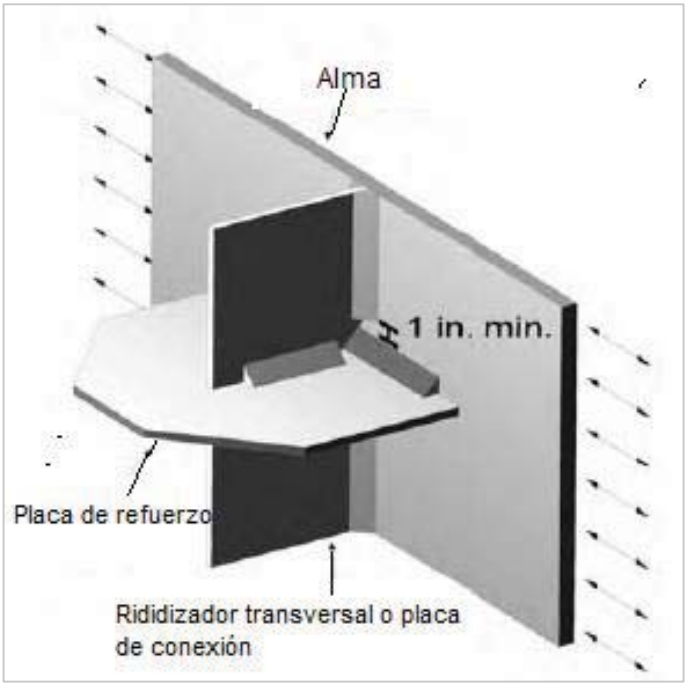


Figura 2.9.4.6.1.3.2-1 *Tipico detalle de un rigidizador transversal discontinuo en placas de unión laterales.*

(6.6.1.3.2-1AASHTO)

2.9.4.6.1.3.3 Tableros Ortótropos

(6.6.1.3.3 AASHTO)

Los detalles deberán satisfacer todos los requisitos del Artículo (9.8.3.7 AASHTO).

2.9.4.6.2 Fractura

(6.6.2 AASHTO)

Los planos deberán especificar todos los componentes y conexiones principales longitudinales y transversales que soportan solicitaciones de tracción debido a la combinación de cargas para el Estado Límite de Resistencia I, según lo especificado en la Tabla2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO), y otros elementos que requieran tenacidad a la fractura se realizará obligatoriamente con el ensayo de impacto Charpy sobre probeta con entalladura en V, a menos que se indique otra cosa, el ensayo de impacto Charpy no será obligatorio para los siguientes casos:

- *Placas de empalme y placas de relleno en empalmes enpernados en doble corte.*
- *Rigidizadores intermedios transversales al alma que no actuan como placas de conexión.*
- *Soportes de apoyo, placas solas y placas de albañileria.*
- *Dique de expansión. y*
- *Material drenante.*

La zona de temperatura apropiada se deberá determinar a partir de la mínima temperatura de servicio aplicable especificada en la Tabla 2.9.4.6.2-1 (6.6.2-1 AASHTO) y deberá estar indicada en la documentación técnica.

Los requisitos sobre la tenacidad a la fractura deberán ser como se indica en la Tabla 2.9.4.6.2-2 (6.6.2-2 AASHTO) de acuerdo con la zona de temperatura apropiada. La resistencia a la fluencia se deberá tomar como el valor indicado en el Informe de Ensayo en Fábrica certificado.

El Ingeniero tendrá la responsabilidad de determinar cuál, si es que algún, componente es un elemento de fractura crítica (FCM). La ubicación de todos los elementos de fractura crítica deberá estar claramente indicada en la documentación técnica.

Cualquier accesorio cuya longitud en la dirección de la tensión de tracción sea mayor que 4.0 in (100 mm) y que esté soldado a una zona traccionada de un componente de un elemento de fractura crítica deberá ser considerado parte del componente traccionado y también de fractura crítica.

***Tabla 2.9.4.6.2-1** Zonas de temperatura para los requisitos el ensayo Charpy*

(6.6.2-1 AASHTO)

Mínima Temperatura de Servicio	*Zona de Temperatura*
0°F a mas	*1*
Entre -1°F a -30°F	*2*
Entre -31°F a -60°F	*3*

Tabla 2.9.4.6.2-2 *Requisitos energéticos del impacto CVN*

(Charpy V-Notch: Una prueba de impacto)

(Tabla 6.6.2-2 AASHTO)

Grado (Y.P./Y.S)	Espesor (in.)	Elementos de fractura Critica				Elementos de Fractura no Critica		
		Minimo Valor Energia Ensayo (ft-lbs.)	Zone 1 (ft-lbs. @ °F)	Zone 2 (ft-lbs. @ °F)	Zone 3 (ft-lbs. @ °F)	Zone 1 (ft-lbs. @ °F)	Zone 2 (ft-lbs. @ °F)	Zone 3 (ft-lbs. @ °F)
36	$t \leq 4$	20	25 @ 70	25 @ 40	25 @ 10	15 @ 70	15 @ 40	15 @ 10
50/50S/50W	$t \leq 2$	20	25 @ 70	25 @ 40	25 @ 10	15 @ 70	15 @ 40	15 @ 10
	$2 < t \leq 4$	24	30 @ 70	30 @ 40	30 @ 10	20 @ 70	20 @ 40	20 @ 10
HPS 50W	$t \leq 4$	24	30 @ 10	30 @ 10	30 @ 10	20 @ 10	20 @ 10	20 @ 10
HPS 70W	$t \leq 4$	28	35 @ −10	35 @ −10	35 @ −10	25 @ −10	25 @ −10	25 @ −10
HPS 100W	$t \leq 2$-1/2	28	35 @ −30	35 @ −30	35 @ −30	25 @ −30	25 @ −30	25 @ −30
	2-1/2 $< t \leq 4$	36	No permitido	No permitido	No permitido	35 @ −30	35 @ −30	35 @ −30

2.9.4.7 Requisitos Generales de Dimensionamiento y Detallado

(6.7 AASHTO)

2.9.4.7.1 Longitud de Tramo Efectiva

(6.7.1 AASHTO)

Las longitudes efectivas se deberán tomar como la distancia entre los centros de los apoyos.

2.9.4.7.2 Contraflechas para Compensar los Efectos de las Cargas Permanentes

(6.7.2 AASHTO)

Las estructuras de acero se deberían fabricar con contraflechas adecuadas para compensar las flechas que provocan la carga permanente y la falta de alineamiento vertical.

Las flechas debido al peso del acero y al peso del concreto se deberán tomar en cuenta separadamente.

Las flechas debidas a las futuras cargas de superficie de desgaste (recubrimiento asfáltico) u otras cargas que no sean colocadas al momento de la construcción se considerarán separadamente.

La contraflecha vertical será especificada para tener en cuenta el cálculo de la flecha debido a la carga permanente.

Cuando la etapa de la construcción está especificada, la secuencia de la aplicación de las cargas será considerada cuando las contraflechas están determinadas.

En los sistemas de celosía, arco y atirantados se podrán realizar modificaciones selectivas a las longitudes de los componentes, según corresponda, para:

- *Ajustar la flecha debida a la carga permanente de manera de lograr la posición geométrica requerida,*
- *Reducir o eliminar el acortamiento de la nervadura, y*
- *Ajustar el diagrama de momentos por cargas permanentes en las estructuras intermedias.*

2.9.4.7.3 Mínimo Espesor del Acero

(6.7.3 AASHTO)

El acero estructural, incluyendo el acero utilizado para las arriostres, marcos transversales y todo tipo de placas de empalme, excepto para placas de empalme usados en vigas reticuladas, las almas de los perfiles laminados, los nervios cerrados en los tableros ortótropos, las placas de relleno y el acero de las barandas, no deberá tener menos de 0.3125 in (8.0 mm) de espesor. Los espesores de las placas de empalme usados en vigas reticuladas no serán menores que 0.375 in

Para tableros ortotrópicos, el espesor del alma de las vigas o perfiles laminados (rolados) o canales y de los nervios cerrados en los tableros ortótropos no deberá ser menor que 0.25 in (7.0 mm), el espesor de las placas del tablero no será menor que 0.625 in. o cuatro por ciento del mayor espaciamiento de los nervios, y el espesor de los nervios cerrados no será menor que 0.1875 in.

Si se anticipa que el metal estará expuesto a importantes influencias corrosivas éste se deberá proteger especialmente contra la corrosión o bien se deberá especificar un espesor de metal sacrificable.

2.9.4.7.4 Diafragmas y Marcos Transversales

(6.7.4 AASHTO)

2.9.4.7.4.1 Disposiciones Generales

(6.7.4.1 AASHTO)

Los diafragmas o marcos transversales se podrán colocar al final de la estructura, sobre los apoyos interiores y de manera intermitente a lo largo del tramo.

La necesidad de utilizar diafragmas o marcos transversales se deberá investigar para todas las etapas correspondientes a los procedimientos constructivos supuestos y también para la condición final.

La investigación debería incluir, pero no limitarse a lo siguiente:

- *Transferencia de cargas de viento laterales de la parte inferior de la viga al tablero y del tablero a los apoyos,*
- *Estabilidad del ala inferior para todas las cargas cuando se encuentra en compresión,*
- *Estabilidad del ala superior en compresión antes del curado del tablero,*
- *Consideración de los efectos de flexión lateral en cualquiera de las alas, y*
- *Distribución de las cargas permanentes y sobrecargas verticales aplicadas a la estructura.*

No se puede asumir que las formas metálicas puedan mantenerse en el lugar como para dar la adecuada estabilidad al ala superior antes de la curación del tablero.Si el modelo estructural usado para determinar las solicitaciones incluye marcos transversales o diafragmas permanentes, éstos se deberán diseñar para todos los estados límites aplicables para las solicitaciones calculadas. Como mínimo, los diafragmas y marcos transversales se deberán diseñar para transmitir las cargas de viento de acuerdo con los requisitos del Artículo (4.6.2.7 AASHTO) y deberán satisfacer todos los requisitos de esbeltez aplicables establecidos en los Artículos 2.9.4.8.4 (6.8.4 AASHTO) ó Artículo 2.9.4.9.3 (6.9.3 AASHTO). Diafragmas y marcos transversales en puentes curvos horizontales serán considerados como miembros principales.

Las placas de unión para diafragmas y marcos transversales deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 2.9.4.6.1.3.1 (6.6.1.3.1 AASHTO). Cuando las alas de los diafragmas o los cordones de los marcos transversales no están unidos directamente a las alas de las vigas, se tomarán las provisiones para transferir la fuerza horizontal calculada en los diafragmas o marcos transversales a las alas a través de placas de unión, excepto en casos donde la profundidad total de los extremos de los ángulos o las placas de unión son usadas para conectar diafragmas imtermedios como se permite en Artículo 2.9.4.6.1.3.1 (6.6.1.3.1 AASHTO)

En el extremo del puente y en los puntos intermedios en los cuales la continuidad de la losa esté interrumpida los bordes de la losa deberán ser soportados mediante diafragmas u otros medios adecuados como se especifica en el Artículo 9.4.4 AASHTO, que establece lo siguiente:

A menos que el tablero se diseñe para soportar cargas de rueda en posiciones extremas con respecto a sus bordes, se deberán proveer apoyos en los bordes. Las vigas de borde no integrales deberán satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.1.4.6.1.4 (9.7.1.4. AASHTO)

2.9.4.7.4.2 Secciones doble T

(6.7.4.2 AASHTO)

Los diafragmas o marcos transversales para vigas laminadas y vigas soldadas deberán ser tan profundos como sea factible, pero como un mínimo que a lo sumo sea 0.5 de la profundidad de la viga laminada y 0.75 de la profundidad de la viga soldada (plate girders). Marcos transversales para puentes curvos en horizontal contendrán diagonales y cordones superiores e inferiores.

Los diafragmas extremos se diseñarán para fuerzas y distorsión transmitidas por el tablero y juntas del tablero. Los momentos extremos en diafragmas serán considerados en el diseño de la conexión entre el elemento longitudinal y el diafragma. Los diafragmas con una relación de longitud a profundidad mayor o igual a 4.0 pueden ser diseñadas como vigas.

Cuando los soportes del puente no son esviajados, los diafragmas intermedios o marcos transversales serán colocados en líneas contiguas normales a las vigas.

Cuando los soportes del puente no son esviajados más de 20°, los diafragmas intermedios o marcos transversales serán colocados en líneas contiguas de manera paralela al esviajamiento.

Cuando los soportes del puente son esviajados más de 20°, los diafragmas intermedios o marcos transversales pueden ser colocados normales a las vigas en líneas contiguas o líneas discontinuas.

Cuando una línea de soporte en un pilar interior es esviajada más de 20°, la eliminación de los diafragmas o marcos transversales en esta línea será considerada a la discreción del propietario. Cuando las líneas de los diafragmas intermedios discontinuos o marcos transversales son empleados normales a las vigas en la vecindad de esa línea de soporte, un esviado o normal diafragma o marco transversalserá coincidente con cada apoyo que resist la fuerza lateral.

Si el diafragma o marco transversal externo es esviajado, el efecto de la componente tangencial de la fuerza trasmitida por la unidad de esviajamiento sobre la viga será considerado

Los diafragmas o marcos transversales en los soportes serán dimensionados para transmitir todos los componentes laterales de las fuerzas de la superestructura a los apoyos que proveen restricciones laterales.

El espaciamiento, L_b , de diafragmas o marcos transversales intermedios, en puentes curvos horizontalmente, vigas I, no excederá la siguiente condición durante la erección.

$$L_b \leq L_r \leq R/10 \qquad \text{2.9.4.7.4.2-1 (6.7.4.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

L_r = *límite de longitud no arriostrada determinada en ecuación 2.9.5.0.8.2.3-5* **(6.10.8.2.3-5 AASHTO)**

R = *radio mínimo de vigas dentro del tramo (ft)*

En ningún caso L_b excederá 30.0 ft (9000 mm)

2.9.4.7.4.3 Secciones Tipo Cajón

(6.7.4.3 AASHTO)

Dentro de las secciones tipo cajón se deberán proveer diafragmas o marcos transversales en cada apoyo para resistir la distorsión de la sección transversal del cajón y serán diseñados para resistir los momentos torsores en el cajón y transmitir las fuerzas verticales y laterales del cajón a los apoyos.

Para las secciones transversales compuestas por dos o más cajones, en los soportes extremos se deberán utilizar diafragmas o marcos transversales externos entre los cajones. En los soportes interiores se podrán utilizar marcos transversales externos o diafragmas entre los cajones a no ser que un análisis indique que los cajones son torsionalmente estables sin estos arriostramientos, particularmente durante la erección. En las ubicaciones de los diafragmas o marcos transversales externos deberá haber arriostramiento dentro de los cajones para recibir las fuerzas del arriostramiento externo.

Si se coloca un diafragma tipo placa por motivos de continuidad o para resistir las fuerzas de torsión generadas por los elementos estructurales, éste se deberá conectar a las almas y alas de la sección tipo cajón.

En los diafragmas intermedios internos se deberían proveer bocas de acceso, las cuales deberían ser tan grandes como resulte posible (18.0 in de ancho por 24.0 in de alto como mínimo). Se debe investigar el efecto de las bocas de acceso sobre las tensiones en los diafragmas a fin de determinar si es necesario utilizar refuerzos.

Se deberán proveer diafragmas o marcos transversales intermedios. Para las vigas de cajón simple, secciones curvas horizontalmente, y para secciones de multiples cajones en secciones de puentes que no satisfagan los requerimientos del Artículo 2.9.6.2.3 **(6.11.2.3 AASHTO)** *o con alas que no son totalmente efectivas de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.6.1.1* **(6.11.1.1 AASHTO)**, *la separación de de los diafragmas o marcos transversales internos no excederá de 40.0 ft; (12190 mm)*

Las almas de los diafragmeas internos o externos deberán satisfacer la ecuación 2.9.5.0.1.10.2-2 (6.10.1.10.2-2 AASHTO). La resitencia nominal al corte del alma del diafragma interno o externo será determinado de la ecuación 2.9.5.0.9.3.3-1 (6.10.9.3.3-1 AASHTO).

2.9.4.7.4.4 Celosías y Arcos

(6.7.4.4 AASHTO)

Se deberán proveer diafragmas en las uniones a las vigas de tablero y en otras uniones o puntos de aplicación de cargas concentradas. También se podrán proveer diafragmas internos para mantener la alineación de los elementos.

Las placas de empalme donde se conecte un pasador tipo pedestal en el extremo de una celosía se deberán conectar mediante un diafragma. Siempre que resulte posible las almas del pedestal se deberían conectar mediante un diafragma.

Si el extremo de la placa de alma o el cubrejuntas se encuentra a una distancia mayor o igual que 4.0 ft (1200 mm) del punto de intersección de los elementos, se deberá proveerun diafragma entre las placas de empalme donde se conectan los elementos principales.

2.9.4.7.5 Arriostramiento Lateral

(6.7.5 AASHTO)

2.9.4.7.5.1 Disposiciones Generales

(6.7.5.1 AASHTO)

La necesidad de utilizar arriostramiento lateral se deberá investigar para todas las etapas correspondientes a los procedimientos constructivos supuestos y también para la condición final.

Cuando sea requerido, se deberá colocar arriostramiento lateral ya sea en o cerca del plano de un ala o cuerda arriostrada. La investigación para determinar si se requiere arriostramiento lateral debería incluir pero no limitarse a lo siguiente:

- *Transferencia de cargas de viento laterales a los apoyos como se especifica en el Artículo (4.6.2.7 AASHTO).*
- *Transferencia de cargas de sísmo laterales como se especifica en el Artículo (4.6.2.8 AASHTO) y*
- *Control de las deformaciones y geometría de la sección transversal durante la fabricación, el montaje y la colocación del tablero.*

El arriostramiento lateral requerido para condiciones que no sean la condición final se podrá retirar.

Si el modelo estructural usado para determinar las solicitaciones incluye arriostramiento lateral permanente, éste se deberá diseñar para todos los estados límites aplicables. Se deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 2.9.4.8.4 (6.8.4 AASHTO) y 2.9.4.9.3 (6.9.3.AASHTO)

Las placas de unión para los arriostramientos laterales deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 2.9.4.6.1.3.2 (6.6.1.3.2 AASHTO).

Cuando el arriostramiento lateral se diseñe para cargas sísmicas se deberán aplicar los requisitos estipulados en el Artículo (4.6.2.8 AASHTO).

2.9.4.7.5.2 Miembros de Seccion Doble T

(6.7.5.2 AASHTO)

No se requiere arriostramiento lateral de las alas cuando estas están arriostradas de manera continua.

Cuando sea requerido, el arriostramiento lateral se deberá colocar en los vanos exteriores. Las alas que estén unidas a tableros cuya rigidez sea suficiente para arriostrar el ala no requerirán arriostramiento lateral.

Se deberá investigar la necesidad de utilizar arriostramiento lateral en las zonas de momentos negativos de las vigas continuas, para darle rigidez, estabilidad durante la construcción.

2.9.4.7.5.3 Seccion Tipo Omega Invertida

(6.7.5.3 AASHTO)

Se deberá proveer arriostramiento lateral superior entre las alas de las secciones tipo omega invertida individuales.

Se deberá investigar la necesidad de utilizar un sistema de arriostramiento lateral en la totalidad de la longitud del elemento para asegurar que las deformaciones de la sección sean controladas adecuadamente tanto durante el montaje como durante la colocación del tablero de concreto. Si no se provee un sistema de arriostramiento lateral en la totalidad de la longitud del elemento, se deberá investigar la estabilidad local de las alas superiores y la estabilidad global de las secciones tipo omega invertida individuales para el método constructivo supuesto por el Igeniero. Para vigas curvas horizontales, se deberá proveer arriostramiento lateral en la totalidad de la longitud del elemento y la estabilidad de las alas en compresión entre paneles del sistema de arriostramiento lateral será estudiada durante el vaciado del tablero.

El arriostramiento lateral superior se deberá diseñar para resistir el flujo de corte en la sección debido a las cargas mayoradas antes que el tablero de concreto se endurezca o se vuelva efectivo. También se deberán considerar las fuerzas en el arriostramiento debidas a la flexión de la omega invertida.

Si el arriostramiento está unido a las almas, el área de la sección transversal de la omega invertida para flujo de corte se deberá reducir de manera de reflejar la ubicación real del arriostramiento, y se deberán proveer medios para transmitir las fuerzas de arriostramiento al ala superior.

2.9.4.7.5.4 Celosía (Trusses)

(6.7.5.4 AASHTO)

Los puentes de celosía con tablero inferior o superior deberán tener arriostramiento lateral superior e inferior. Si se utiliza un sistema de arriostramiento en cruz, cada elemento se podrá considerar efectivo simultáneamente si los elementos satisfacen los requisitos de esbeltez tanto para elementos traccionados como para elementos comprimidos.

El elemento que provee arriostramiento lateral a los cordones comprimidos debería ser tan profundo como sea posible y estar conectado a ambas alas.

Las uniones a las vigas de tablero deberían estar ubicadas de manera que el sistema de arriostramiento lateral abarque tanto la viga de tablero como los elementos de apoyo principales. En las ubicaciones donde el sistema de arriostramiento lateral se cruce con una unión formada por a una viga de tablero y un elemento longitudinal principal, el elemento lateral se deberá conectar a ambos elementos.

2.9.4.7.6 Pasadores (Pins)

(6.7.6 AASHTO)

2.9.4.7.6.1 Ubicación

(6.7.6.1 AASHTO)

Los pasadores se deberían ubicar de manera de minimizar las solicitaciones debidas a la excentricidad.

2.9.4.7.6.2 Resistencia

(6.7.6.2 AASHTO)

2.9.4.7.6.2.1 Combinación de Flexión y Corte

(6.7.6.2.1 AASHTO)

Los pasadores sujetos a una combinación de Flexion y Corte se deberán dimensionar de manera que satisfagan:

$$\frac{6.0M_u}{\phi_f D^3 F_y} + \left(\frac{2.2V_u}{\phi_v D^2 F_y}\right)^3 \leq 0.95 \qquad \text{2.9.4.7.6.2.1-1 (6.7.6.2.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

D = *diámetro del pasador (in); (mm)*

M_u = *momento debido a las cargas factoradas (kip-in); (N-mm)*

V_u = *corte debido a las cargas factoradas (kip); (N)*

F_y = *mínima resistencia a la fluencia especificada del pasador (ksi); (MPa)*

ϕ_f = *factor de resistencia para flexión como se especifica en el Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO).*

ϕv_v = *factor de resistencia para corte como se especifica en el Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO)*

El momento, Mu, y el corte, Vu, se deberían tomar en la misma sección de diseño sobre el pasador.

2.9.4.7.6.2.2 Aplastamiento

(6.7.6.2.2 AASHTO)

La resistencia factorada al aplastamiento sobre pasadores se deberá tomar como:

$$\left(R_{pB}\right)_r = \phi_b \left(R_{pB}\right)_n \qquad \text{2.9.4.7.6.2.2-1 (6.7.6.2.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

$$\left(R_{pB}\right)_n = 1.5tDF_y \qquad \text{2.9.4.7.6.2.2-2 (6.7.6.2.2-2 AASHTO)}$$

Donde:

t = *espesor de la placa (in.); (mm)*

D = *diámetro del pasador (in); (mm)*

ϕ_b = *factor de resistencia para aplastamiento como se especifica en el Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO).*

2.9.4.7.6.3 Mínimo Tamaño del Pasador para Barra de Ojo

(6.7.6.3 AASHTO)

El diámetro del pasador, D, debe satisfacer:

$$D \geq \left(\frac{3}{4} + \frac{F_y}{400}\right) b \qquad \text{2.9.4.7.6.3-1 (6.7.6.3-1 AASHTO)}$$

Donde:

F_y = *mínima resistencia a la fluencia especificada de la barra de ojo (ksi).*

b = *ancho del cuerpo de la barra de ojo (in).*

2.9.4.7.6.4 Pasadores y Tuercas para Pasadores

(6.7.6.4 AASHTO)

Los pasadores deberán tener una longitud suficiente para asegurar que todas las partes conectadas se apoyen completamente sobre el cuerpo del pasador. El pasador se deberá asegurar en su sitio mediante:

- *Tuercas hexagonales rebajadas,*
- *Tuercas macizas hexagonales con arandelas, o*

- *Si los pasadores tienen orificios pasantes, un elemento pasante con un sistema de traba con varillas.*

Las tuercas para pasadores o varillas deberán ser de fundición o acero y se deberán asegurar correctamente en su posición. Esto se podrá lograr usando chavetas, arandelas especiales o contratuercas disponibles comercialmente.

2.9.4.7.7 Vigas Laminadas y Vigas de Planchas Soldadas, Curvadas al Fuego

(6.7.7 AASHTO)

2.9.4.7.7.1 Alcance

(6.7.7.1 AASHTO)

A esta sección pertenece las vigas laminadas asi como las vigas de planchas soldadas de sección doble T, de altura constante, curvadas mediante calentamiento para obtener curvatura horizontal. De acuerdo al AASHTO los aceros estructurales AASHTO M 270M/M270 (ASTM A709/A709M), Grados 36, 50, 50S, 50W, HPS 50W, HPS 70W o HPS 100W (Grados 250, 345, 345S, 345W, HPS 345W, HPS 485W o HPS 690W) pueden ser curvados mediante calentamiento.

2.9.4.7.7.2 Limitaciones Geométricas

(6.7.2.2 AASHTO)

Ver las disposiciones del Artículo ***11.4.12.2.2 de las Especificaciones para Construcción de Puentes LRFD*** *con relación a las limitaciones de la sección transversal asi como de los radios serán aplicadas.*

2.9.4.7.7.3 Contraflecha

(6.7.7.3 AASHTO)

Cuando se especifica una contraflecha adicional para compensar posible pérdida de contraflecha de las vigas curvadas por calentamiento en servicio como esfuerzos residuales disipados., la cantidad de contraflecha en pulgadas, ***Δ****, en cada sección a lo largo de la longitud L de la viga, será igual a:*

$$\Delta = \frac{\Delta_{DL}}{\Delta_M}(\Delta_M + \Delta_R) \qquad \textit{2.9.4.7.7.3-1} \quad \textit{(6.7.7.3-1 AASHTO)}$$

En el cual

$$\Delta_R = \frac{0.02L^2F_{yf}}{EY_o}\left(\frac{1{,}000-R}{850}\right) \qquad \textit{2.9.4.7.7.3-2} \quad \textit{(6.7.7.3-2 AASHTO)}$$

Donde:

Δ_{DL} = *contraflecha en cada punto de la longitud L calculada por procedimiento usual de compensar por deflexión debido a la carga muerta o cualquier otra carga especificada (in.)*

Δ_M = *máximo valor de* Δ_{DL} *dentro de la longitud* L *(in.)*

F_{yf} = *mínima resistencia a la fluencia de un ala. (ksi).*

Y_o = *distancia del eje neutro a la fibra más extrema de la sección transversal.*

R = *radio de curvatura (ft)*

L = *longitud del tramo para tramos simples o para tramos continuos, la distancia entre un soporte extremo simple y el punto de inflexión para carga permanente, o la distancia entre los puntos de inflexión por carga permanente (in.)*

Las pérdidas de contraflechas entre los puntos de inflexión por carga permanente adyacente a los pilares son pequeñas, puede ser despreciada.

2.9.4.8 Elementos Traccionados

(6.8 AASHTO)

2.9.4.8.1 Disposiciones Generales

(6.8.1 AASHTO)

Los elementos y empalmes sujetos a tracción axial se deberán investigar para:

- *Fluencia en la sección bruta, utilizando la ecuación 2.9.4.2.8.2.-1* ***(6.8.2.1-1 AASHTO).***

  y

- *Fractura en la sección neta, utilizando la ecuación 2.9.4.2.8.2.-2* ***(6.8.2.1-2 AASHTO).***

Para determinar la sección bruta se deberán considerar todos los orificios mayores que los típicamente utilizados para instalar conectores tales como pernos.

Para determinar la sección neta se deberá considerar:

- *El área bruta a partir de la cual se harán las deducciones o a la cual se aplicarán los factores de reducción, según corresponda;*
- *Deducciones para todos los orificios en la sección transversal de diseño;*
- *La corrección de las deducciones de los orificios para pernos de acuerdo con la regla para sujetadores alternados especificada en el Artículo 2.9.4.8.3* ***(6.8.3 AASHTO)***
- *La aplicación del factor de reducción* U *especificado en el Artículo 2.9.4.8.2.2* ***(6.8.2.2 AASHTO)*** *para los elementos y en el Artículo* ***(6.13.5.2 AASHTO)*** *– Apéndice R para las platabandas y otros elementos de empalme para considerar el retraso del corte; y*
- *La aplicación del factor de eficiencia correspondiente al área máxima de 85% para las platabandas y otros elementos de empalme especificados en el Artículo* ***(6.13.5.2. AASHTO)*** *– Apéndice R.*

Los elementos traccionados deberán satisfacer los requisitos de esbeltez especificados en el Artículo 2.9.4.8.4 ***(6.8.4 AASHTO)*** *y los requisitos para fatiga del Artículo 2.9.4.6.1* ***(6.6.1 AASHTO).*** *En las conexiones de los extremos se deberá investigar la resistencia a la rotura de bloque de corte como se especifica en el Artículo* ***(6.13.4 AASHTO)*** *– Apéndice R.*

2.9.4.8.2 Resistencia a la Tracción

(6.8.2 AASHTO)

2.9.4.8.2.1 Disposiciones Generales

(6.8.2.1 AASHTO)

La resistencia factorada a la tracción, P_r*, se deberá tomar como igual al menor de los valores obtenidos de las siguientes ecuaciones:*

$$P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g \qquad \text{2.9.4.8.2.1-1 (6.8.2.1-1 AASHTO)}$$

$$P_r = \phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n R_p U \qquad \text{2.9.4.8.2.1-2 (6.8.2.1-2 AASHTO)}$$

Donde:

P_{ny} = *resistencia nominal a la tracción para fluencia en la sección bruta (kip); (N)*

F_y = *mínima resistencia a la fluencia especificada (ksi); (MPa)*

A_g = *área bruta de la sección transversal del elemento (in.^{2}); (mm^2)*

P_{nu} = *resistencia nominal a la tracción para fractura en la sección neta (kip); (N)*

F_u = *resistencia a la tracción (ksi); (MPa)*

A_n = *área neta del elemento como se especifica en el Artículo 2.9.4.8.3 (6.8.3 AASHTO) (in.²) (mm²)*

U = *factor de reducción que considera el retraso del corte; U = 1.0 para componentes en los cuales las solicitaciones se transmiten a todos los elementos; para todos los demás casos U es como se especifica en el Artículo 2.9.4.8.2.2 (6.8.2.2 AASHTO)*

ϕ_y = *factor de resistencia para fluencia de los elementos traccionados como se especifica en el Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO)*

ϕ_u = *factor de resistencia para fractura de los elementos traccionados como se especifica en el 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO)*

2.9.4.8.2.2 Factor de Reducción, U

(6.8.2.2 AASHTO)

La disminución del factor de reducción de corte, U, será usado cuando el inspector verifique la tracción de fractura especificada en el Artículo 2.9.4.8.1 (6.8.1 AASHTO) en el estado límite de resistencia. U no se aplicará en el diseño de miembros a tracción en el estado límite de fatiga.

En ausencia de análisis más refinados o pruebas, los factores de reducción especificados aquí pueden ser usados teniendo en cuenta la disminución del corte en las conexiones.

La disminución del factor de reducción de corte, U, puede ser calculado como se especifica en la Tabla 6.8.2.2-1 (Apéndice R). Par miembros compuestos de más de un elemento, el valor calculado de U no se tomará menor que la relación del área bruta del elemento conectado o elementos al área bruta del miembro.

Ejemplos de las distancia x y L usada en el cálculo del factor de reducción U para todos los tipos de miembros a tracción, excepto placas y miembros de secciones estructurales huecas (HSS), se ilustran en la Figura C6.8.2.2-1 (Apéndice R).

2.9.4.8.2.3 Combinación de Tracción y Flexión

(6.8.2.3 AASHTO)

Un componente solicitado a tracción y flexión deberá satisfacer las Ecuaciones siguientes:

- $si\ \frac{P_u}{P_r} < 0.2,\ entonces$

$$\frac{P_u}{2.0P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \leq 1.0 \qquad \text{2.9.4.8.2.3-1 (6.8.2.3-1 AASHTO)}$$

- $si\ \frac{P_u}{P_r} \geq 0.2,\ entonces$

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0}\left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \leq 1.0 \qquad \text{2.9.4.8.2.3-2 (6.8.2.3-2 AASHTO)}$$

Donde:

P_r = *resistencia factorada a la tracción como se especifica en el 2.9.4.8.2.1 (6.8.2.1 AASHTO).*

M_{rx} = *resistencia factorada a la flexión respecto del eje x, tomada como ϕ_f por la resistencia nominal a la flexión respecto del eje x determinada como se especifica en los Artículos 2.9.5.0, 2.9.6, o 2.9.7 (6.10, 6.11 o 6.12 AASHTO respectivamente), según corresponda, (kip-in);*

M_{ry} = *resistencia factorada a la flexión respecto del eje y, tomada como ϕ_f por la resistencia nominal a la flexión respecto del eje y determinada como se especifica en el Artículo 2.9.7 (6.12 AASHTO), según corresponda, (kip-in)*

$M_{ux}M_{uy}$ = *momentos flectores debidos a las cargas factorada respecto de los ejes x e y, respectivamente (kip-in)*

P_u = *solicitación axial debida a las cargas factoradas (kip)*

ϕ_f = *factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 2.9.4.4.2* (6.5.4.2 AASHTO)

Si debido a la combinación de tracción y flexión un ala está solicitada por una tensión neta de compresión, se deberá investigar su estabilidad para determinar si hay pandeo local.

2.9.4.8.3 Área Neta

(6.8.3 AASHTO)

El área neta, A_n, de un elemento es igual al producto entre el espesor del elemento y su menor ancho neto. El área neta, A_n, de un elemento es igual a la sumatoria de las áreas netas de cada uno de sus componentes. El ancho escogido para los orificios − normales, holgados y ovalados – se deberá tomar algo mayor que el diámetro del perno tal como se describe en la tabla 2.9.4.8.3-1 que se adjunta. Se deberá determinar el ancho neto para cada cadena de orificios que se extienda a través del elemento o componente a lo largo de cualquier línea transversal, diagonal o en zigzag.

El ancho neto de cada cadena se deberá determinar restando del ancho del elemento la sumatoria de los anchos de todos los orificios que haya en la cadena y sumando la cantidad $s^2/4g$ por cada espacio entre orificios consecutivos de la cadena, siendo:

s = *separación de dos orificios consecutivos cualesquiera en la dirección de la carga (in.)*

g = *separación de los mismos dos orificios perpendicular a la dirección de la carga (in)*

Para los ángulos simples, el valor de g en ramas adyacentes opuestas deberá ser la sumatoria de las g medidas desde la parte posterior de los ángulos menos el espesor.

***Tabla 2.9.4.8.3-1** Tamaño máximo de los orificios*

(6.13.2.4.2-1 AASHTO)

Diametro de Perno	Normal	Holgado	Ovalado Corto	Ovalado Largo
d	Dia.	Dia.	Ancho x Largo	Ancho x Largo
in.	in.	in.	in.	in.
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1-9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 1-7/8
7/8	15/16	1-1/16	15/16 x 1-1/8	15/16 x 2-3/16
1	1-1/16	1-1/4	1-1/16 x 1-5/16	1-1/16 x 2-1/2
≥1-1/8	d+1/16	d+5/16	d+1/16 x d+3/8	d+1/16 x 2.5d

2.9.4.8.4 Relación de Esbeltez Límite

(6.8.4 AASHTO)

A excepción de las varillas, barras de ojo, cables y placas, los elementos solicitados a tracción deberán satisfacer los requisitos de esbeltez especificados a continuación:

- *Para elementos principales sujetos a inversiones de los esfuerzos.....* $\frac{\ell}{r} \leq 140$
- *Para elementos principales no sujetos a inversiones de los esfuerzos....* $\frac{\ell}{r} \leq 200$
- *Para elementos secundarios... .....* $\frac{\ell}{r} \leq 240$

Donde:

ℓ = *longitud no arriostrada (in.)*

r = *mínimo radio de giro (in.)*

2.9.4.9 Elementos Comprimidos

(6.9 AASHTO)

2.9.4.9.1 Disposiciones Generales

(6.9.1 AASHTO)

Los requisitos de este artículo se aplican a los elementos de acero prismáticos compuestos y no compuestos que tengan al menos un plano de simetría y solicitados ya sea a compresión axial o a una combinación de compresión axial y flexión respecto de un eje de simetría.

Los arcos también deberán satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.9.4 (6.14.4 AASHTO)

Los cordones comprimidos de los puentes de armadura rebajada también deberán satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.9.2.9 (6.14.2.9 AASHTO)

2.9.4.9.2 Resistencia a la Compresión.

(6.9.2 AASHTO)

2.9.4.9.2.1 Compresión Axial

(6.9.2.1 AASHTO)

La resistencia factorada de los componentes en compresión, Pr, se deberá tomar como:

$$P_r = \phi_c P_n \qquad \text{2.9.4.9.2.1-1 (6.9.2.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

P_n = *resistencia nominal a la compresión como se especifica en los Artículos 2.9.4.9.4 o 2.9.4.9.5 (6.9.4 ó 6.9.5 ASSHTO) según corresponda (kip)*

ϕ_c = *factor de resistencia para compresión como se especifica en el Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO)*

2.9.4.9.2.2 Combinación de Compresión Axial y Flexión

(6.9.2.2 AASHTO)

La carga de compresión axial, P_u, y los momentos concurrentes, M_{ux} y M_{uy}, calculados para las cargas factoradas de acuerdo con métodos analíticos elásticos deberán satisfacer la siguiente relación:

- $si\ \frac{P_u}{P_r} < 0.2,\ entonces$

$$\frac{P_u}{2.0P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \leq 1.0 \qquad \text{2.9.4.9.2.2-1 (6.9.2.2-1 AASHTO)}$$

- $si\ \frac{P_u}{P_r} < 0.2,\ entonces$

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0}\left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \leq 1.0 \qquad \text{2.9.4.9.2.2-2 (6.9.2.2-2 AASHTO)}$$

Donde:

P_r = *resistencia factorada a la compresión como se especifica en el Artículo 2.9.4.9.2.1 (6.9.2.1 AASHTO) (kip)*

M_{rx} = *resistencia factorada a la flexión respecto del eje x, tomada como ϕf por la resistencia nominal a la flexión respecto del eje x determinada como se especifica en los Artículos 2.9.5.0, 2.9.6, o 2.9.7 (6.10, 6.11 o 6.12 AASHTO respectivamente), según corresponda (kip-in)*

M_{ry} = *resistencia factorada a la flexión respecto del eje y, tomada como ϕf por la resistencia nominal a la flexión respecto del eje y determinada como se especifica en el Artículo 2.9.7* **(6.12 AASHTO)** *según corresponda (kip-in.)*

M_{ux} = *momento flector factorado respecto del eje x calculado como se especifica a continuación (kip-in.)*

M_{uy} = *momento flector factorado respecto del eje y calculado como se especifica a continuación (kip-in.)*

ϕ_f = *factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 2.9.4.4.2* **(6.5.4.2 AASHTO)**

Los momentos respecto de los ejes de simetría, M_{ux} y M_{uy}, se pueden determinar mediante:

- *Un análisis elástico de segundo orden que tome en cuenta la amplificación de momentos que provoca la carga axial factorada, o*
- *El método aproximado especificado en el Artículo 2.6.3.2.3b* **(4.5.3.2.2b. AASHTO).**

2.9.4.9.3 Relación de Esbeltez Límite

(6.9.3 AASHTO)

Los elementos solicitados a compresión deberán satisfacer los requisitos de esbeltez especificados acontinuación:

- *Para elementos principales* $\frac{K\ell}{r} \leq 120$
- *Para elementos de arriostramiento, secundarios* $\frac{K\ell}{r} \leq 140$

Donde:

K = *factor de longitud efectiva especificado en el Artículo 2.6.4.2.5* **(4.6.2.5 AASHTO)**

ℓ = *longitud no arriostrada (in.)*

r = *radio de giro (in.)*

Exclusivamente para los propósitos del presente artículo, el radio de giro se podrá calcular sobre una sección ideal que desprecie parte del área de un componente, siempre que:

- *La capacidad del componente en base al área y radio de giro reales sea mayor que las cargas factoradas, y*
- *La capacidad del componente ideal en base a un área reducida y al correspondiente radio de giro también sea mayor que las cargas factoradas.*

2.9.4.9.4 Miembros no Compuestos (solo acero)

(6.9.4 ASHTO)

2.9.4.9.4.1 Resistencia Nominal a la Compresión

(6.9.4.1 AASHTO)

2.9.4.9.4.1.1 Disposiciones Generales

(6.9.4.1.1 AASHTO)

La resistencia nominal a la compresión, P_n, se tomará como el más pequeño valor basado sobre los modos aplicables de pandeo por tención, pandeo por torsión, y pandeo por flexo-torsión como sigue:

- *Modos aplicables de pandeo para miembros con doble simetría.*

- *Se aplicará Pandeo por flexión. También se aplicará pandeo por torsión para miembros de sección abierta en las cuales la longitud efectiva torsionada sin apoyar es más larga que la longitud efectiva lateral sin apoyar.*

- *Modos aplicables de pandeo para miembros con una simetría.*
  - *Se aplicará pandeo por flexión.*
  - *Pandeo por flexo-torsión se aplicará, también, a miembros con sección abierta.*
- *Modos aplicables de pandeo para miembros no simétricos.*
  - *Solamente el pandeo flexo-torsión será aplicado para miembros con sección abierta, excepto que para miembros de ángulo metálico –simple designados de acuerdo a los requisitos del Artículo (6.9.4.4 AASHTO) – Apéndice R solamente se aplicará el pandeo a flexión.*
  - *Sólo pandeo por flexión se aplicará a miembros con sección cerrada.*

Pandeo torsional y pandeo por flexo-torsión no se aplicará para atiesadores de apoyo.

P_n *Se determinará como sigue:*

- *Si* $\frac{P_e}{P_o} \geq 0.44$ *entonces*

$$P_n = \left[0.658^{\left(\frac{P_o}{P_e}\right)}\right] P_o \qquad \text{2.9.4.9.4.1.1-1 (6.9.4.1.1-1 AASHTO)}$$

- *Si* $\frac{P_e}{P_o} < 0.44$ *entonces*

$$P_n = 0.877 P_e \qquad \text{2.9.4.9.4.1.1-2 (6.9.4.1.1-2 AASHTO)}$$

Donde:

A_g = *área bruta de la sección transversal del elemento (in²)*

F_y = *mínima resistencia a la fluencia especificada (ksi)*

P_e = *resistencia critica elástica de pandeo, determinada como se especifica en Artículo 2.9.4.9.4.1.2 (6.9.4.1.2 AASHTO) para pandeo por flexión, y como especificado en el Artículo 2.9.4.9.4.1.3 (6.9.4.1.3 AASHTO) para pandeo por torsión o para pandeo por flexo-torsional, según corresponda (kips)*

P_o = *nominal resistencia a la fluencia equivalente =* QF_yA_g *(kips)*

Q = *factor de reducción de la esbeltez del lemento, determinado como se especifica en el Artículo 2.9.4.9.4.2 (6.9.4.2 AASHTO).* Q *se tomará igual a 1.0 para apoyos con atiesadores*

La (Tabla 6.9.4.1.1-1 AASHTO) – Apéndice R, puede ser usada como guía en la selección apropiada del pandeo potencial a ser considerado en la determinación de P_n*, y las ecuaciones a usar para el cálculo de* P_e *y* Q*, según corresponda.*

2.9.4.9.4.1.2 Resistencia Elástica al Pandeo por Flexión

(6.9.4.1.2 AASHTO)

La resistencia crítica elástica al pandeo, Pe, basado en el pandeo por flexión se tomará como:

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K\ell}{r_s}\right)^2} A_g \qquad \text{2.9.4.9.4.1.2-1 (6.9.4.1.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

A_g = *área bruta de la sección transversal del elemento (in²)*

K = *factor efectivo de longitud en el plano del pandeo determinado como se especifica en el Artículo 2.6.4.2.5* (4.6.2.5 AASHTO)

ℓ = *longitud no arriostrada en el plano del pandeo (in)*

r_s = *radio de giro alrededor de los ejes normales al plano del pandeo. (in.)*

2.9.4.9.4.1.3 Pandeo Torsional Elastico y Resistencia al Pandeo por flexo torsión

(6.9.4.1.3 AASHTO)

Para miembros de sección abierta con doble simetría, la resistencia crítica elástica de pandeo, Pe, basado sobre pandeo por torsión se tomará como:

$$P_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z \ell_z)^2} + GJ\right]\frac{A_g}{I_x + I_y} \qquad \text{2.9.4.9.4.1.3-1 (6.9.4.1.3-1 AASHTO)}$$

Donde:

A_g = *área bruta de la sección trasversal del elemento (in²).*

C_w = *constante torsional de alabeo (in⁶).*

G = *módulo de elasticidad al corte para el acero= 0.385E (ksi).*

$I_x I_y$ = *momentos de inercia alrededor de los ejes principales mayor y menor de la sección transversal, respectivamente (in⁴).*

J = *constante torsional de St Venant (in⁴).*

$K_z \ell_z$ = *longitud efectiva para pandeo por torsión.*

Para miembros de sección abierta y con una simetría donde y es el eje de simetría de la sección transversal, la resistencia critica elástica de pandeo, P_e, basado sobre el pandeo por flexo-torsión se tomara como:

$$P_e = \left(\frac{P_{ey} + P_{ez}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4P_{ey}P_{ez}H}{(P_{ey} + P_{ez})^2}}\right] \qquad \text{2.9.4.9.4.1.3-2 (6.9.4.1.3-2 AASHTO)}$$

En el cual

$$H = 1 - \frac{y_o^2}{\bar{r}_o^2} \qquad \text{2.9.4.9.4.1.3-3 (6.9.4.1.3-3 AASHTO)}$$

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y \ell_y}{r_y}\right)^2} A_g \qquad \text{2.9.4.9.4.1.3-4 (6.9.4.1.3-4 AASHTO)}$$

$$P_{ez} = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z \ell_z)^2} + GJ\right)\frac{1}{\bar{r}_o^2} \qquad \text{2.9.4.9.4.1.3-5 (6.9.4.1.3-5 AASHTO)}$$

$$\bar{r}_o^2 = y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \qquad \text{2.9.4.9.4.1.3-6 (6.9.4.1.3-6 AASHTO)}$$

Donde:

$K_y \ell_y$ = *longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor del eje* y *(in.)*

r_o = *radio polar de giro alrededor del centro de corte (in.)*

r_y = *radio de giro alrededor del eje* y *(in)*

y_o = *distancia a lo largo del eje* y *entre el centro del corte y el centroide de la sección transversal (in.)*

Para miembros de sección abierta sin simetría, la resistencia crítica elástica de pandeo, P_e*, basado sobre pandeo por flexión- torsión se tomará como el mas bajo de la siguiente ecuación cubica:*

$$(P_e - P_{ex})(P_e - P_{ey})(P_e - P_{ez}) - P_e^2(P_e - P_{ey})\left(\frac{x_o}{\bar{r}_o}\right)^2 - P_e^2(P_e - P_{ex})\left(\frac{y_o}{\bar{r}_o}\right)^2 = 0$$

2.9.4.9.4.1.3-7 *(6.9.4.1.3-7 AASHTO)*

En el cual:

$$P_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x \ell_x}{r_x}\right)^2} A_g$$

2.9.4.9.4.1.3-8 *(6.9.4.1.3-8 AASHTO)*

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

2.9.4.9.4.1.3-9 *(6.9.4.1.3-9 AASHTO)*

Donde:

$K_x \ell_x$ = *longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor del eje* x *(in).*

r_x = *radio de giro alrededor del eje* x *(in).*

x_o = *distancia a lo largo del eje* x *entre el centro de corte y el centroide de la sección transversal (in).*

2.9.4.9.4.2 Elementos Componentes Esbeltos y no Esbeltos

(6.9.4.2 AASHTO)

2.9.4.9.4.2.1 Elementos Componentes No Esbeltos

(6.9.4.2.1 AASHTO)

Elementos componentes no esbeltos deberán satisfacer los límites de esbeltez especificados aquí. El factor de reducción, Q*, de la esbeltez del elemento, especificado en el Artículo 2.9.4.9.4.1.1 (6.9.4.1.1 AASHTO) será tomado como 1.0 para miembros de sección transversal en compresión, compuestos enteramente por elementos no esbeltos.*

$$\frac{b}{t} \le k\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

2.9.4.9.4.2.1-1 *(6.9.4.2.1-1 AASHTO)*

Donde:

k = *coeficiente de pandeo de placa como se especifica en tabla 2.9.4.9.4.2.1-1 (6.9.4.2.1-1 AASHTO).*

b = *ancho de la placa como se especifica en tabla 2.9.4.9.4.2.1-1.*

t = *espesor de placa (in.).Para alas de canales laminados, usar el promedio de los espesores.*

Alas de secciones del tipo I armadas y placas o proyección de placas de ángulos de secciones del tipo I armadas, deberán satisfacer:

$$\frac{b}{t} \le 0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$$

2.9.4.9.4.2.1-2 *(6.9.4.2.1-2 AASHTO)*

y

$$0.35 \leq k_c \leq 0.76$$ 2.9.4.9.4.2.1-3 (6.9.4.2.1-3 AASHTO)

En el cual

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{D}{t_w}}}$$ 2.9.4.9.4.2.1-4 (6.9.4.2.1-4 AASHTO)

Donde:

b = *mitad del ancho del ala (in.)*

D = *profundidad del alma (in.)*

Espesor de paredes de tubos circulares, incluyendo secciones redondas estructurales ahuecadas (HSS).

$$\frac{D}{t} \leq 0.11\frac{E}{F_y}$$ 2.9.4.9.4.2.1-5 (6.9.4.2.1-5 AASHTO)

Donde:

D = *diámetro exterior del tubo (in.)*

t = *espesor del tubo (in.)*

Para miembros diseñados por combinación de compresión axial y flexion, F_y, tal como se ha usado aquí, puede ser reemplazado con el máximo esfuerzo de compresión calculado debido a las cargas axiales factoradas y los momentos flectores concurrentes siempre que las relaciones de interacción de Artículo 2.9.4.9.2.2 (6.9.2.2 AASHTO) sean reemplazadas por las siguientes relaciones lineales:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0$$ 2.9.4.9.4.2.1-6 (6.9.4.2.1-6 AASHTO)

Donde:

P_r = *resistencia factorada a la compresión, determinada como ser especifica en el Artículo 2.9.4.9.2.1 (6.9.2.1 AASHTO) (kip).*

P_u = *efecto de la fuerza de compresión axial como resultado de las cargas factoradas (kip).*

M_{rx} = *resistencia factorada a la flexión alrededor del eje* x *tomado igual a* ϕ_f *veces la resistencia nominal a la flexión alrededor del eje* x *determinado como se especifica en Artículo2.9.5.0, 2.9.6, o 2.9.7 (6.10, 6.11 o 6.12 AASHTO respectivamente) según corresponda (kip-in).*

M_{ry} = *resistencia factorada a la flexión alrededor del eje* y *tomado igual a* ϕ_f *veces el resistencia nominal a la flexión alrededor del eje* y *determinado como se especifica en Artículo 2.9.7 (6.12 AASHTO) según corresponda (kip-in).*

M_{ux} = *momento de flexión alrededor del eje* x*, como resultado de las cargas factoradas. (Kip-in).*

M_{uy} = *momento de flexión alrededor del eje* y*, como resultado de las cargas factoradas. (Kip-in).*

Tabla 2.9.4.9.4.2.1-1 *Coeficientes de Pandeo de Placas y Ancho de Placas para Compresión Axial*

(Tabla 6.9.4.2.1-1 AASHTO)

Placas apoyadas a lo largo de un borde (elementos no rigidizados)	***k***	***b***
Secciones: Alas de I laminada-T. y Canal; *Placas salientes (volados) de secciones I laminadas;* *y patas salientes de doble ángulo en contacto continuo*	*0.56*	• *Semiancho de ala en secciones I lami-nada y T.*
		• *Ancho de ala total en las secciones tipo canal.*
		• *En las placas: la distancia entre el borde libre y la primera línea de pernos o soldadura.*
		• *Ancho total de una pata saliente de ángulos dobles en contacto continuo.*
Alma de secciones T laminadas	*0.75*	• *Profundidad total de la T.*
Placas saliente de ángulos simples; *Placas salientes de ángulos dobles con separadores.* *Y todos los otros elementos no rigidizados*	*0.45*	• *Ancho total de una pata saliente para ángulo simple o doble ángulo con separadores*
		• *Para otros elementos, con totalidad del ancho saliente.*
Placas apoyadas a lo largo de dos bordes (elementos rigidizados)	***k***	***b***
Alas y almas de cuadrado y rectangular ensamblados. *Secciones cajón y secciones redondas estructurales ahuecadas (HSS), y* *Platabandas de alas no perforadas*	*1.40*	• *Distancia entre líneas adyacentes de pernos o soldaduras en alas de sección cajón ensambladas*
		• *Distancia entre líneas adyacentes de pernos o distancia libre entre alas cuando la soldadura es usada en almas de secciones cajón ensambladas*
		• *Distancia libre entre almas o alas menos radio de la esquina interna en cada lado para HSS.Usar la dimensión externa menos tres veces el espesor de la pared diseñada apropiadamente, especificada en el Artículo (6.12.2.2.2 AASHTO) – Apéndice R si el radio de la esquina no es conocido.*
		• *Distancia entre líneas de soldaduras o pernos platabandas de alas*
Almas de secciones I y canales, y *Todos los otros elementos rigidizados*	*1.49*	• *Distancialibre entre alas menos el filete o radio de esquina en cada ala para secciones I de almas laminadas y canales.*
		• *Distancia entre líneas adyacentes de pernos o distancia libre entre alas cuando las soldaduras son usadas para almas de secciones I y secciones canal, ensambladas.*
		• *Distancia libre entre bordes de soporte para todos los otros.*
Platabandas perforadas	*1.86*	• *Distancia libre entre bordes de soporte; Ver también el párrafo final del Artículo 2.9.4.9.4.3.2 (6.9.4.3.2 AASHTO)*

2.9.4.9.4.2.2 Elementos Componentes Esbeltos

(6.9.4.2.2 AASHTO)

Los elementos componentes que no satisfacen los límites de esbeltez especificados en en el Artículo 2.9.4.9.4.2.1 (6.9.4.2.1 AASHTO) serán clasificados como elementos esbeltos y estarán sujetos a los requerimientos especificados aquí.

Para secciones transversales de miembros a compresión compuestos solamente de elementos esbeltos no atiesados, el factor de reducción del elemento esbelto, Q*, especificado en el Artículo 2.9.4.9.4.1.1 (6.9.4.1.1 AASHTO) será tomado igual al factor para elementos no atiesados* Q_s*.* Q_s *Se tomará como el valor más pequeño de todos los valores de los elementos esbeltos no atiesados en la sección transversal*

Para secciones transversales de miembros a compresión compuestos solamente de elementos esbeltos rígidos (atiesados), Q *será tomado igual al factor para elementos rígidos* Q_a*.*

Para secciones transversales de miembros a compresión compuestos de ambos: elementos esbeltos no rígidos y rígidos, Q *será tomado igual al producto de* Q_s *y* Q_a.

Para elementos esbeltos no rígidos Q_s *será tomado como:*

- *Para alas de vigas I laminadas, de vigas-T y vigas canal, secciones; placas salientes de secciones de vigas I laminadas; y pata saliente de un par de ángulos en contacto continuo:*
  - $Si\ \ 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ ,\ \ entonces$

    $$Q_s = 1.415 - 0.74\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}}$$ 2.9.4.9.4.2.2-1 *(6.9.4.2.2-1 AASHTO)*
  - $Si\ \ \frac{b}{t} > 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}},\ \ entonces$

    $$Q_s = \frac{0.69E}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}$$ 2.9.4.9.4.2.2-2 *(6.9.4.2.2-2 AASHTO)*
- *Para almas de tees laminadas.*
  - $Si\ \ 0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ ,\ \ entonces$

    $$Q_s = 1.908 - 1.22\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}}$$ 2.9.4.9.4.2.2-3 *(6.9.4.2.2-3 AASHTO)*
  - $Si\ \ \frac{b}{t} > 1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ ,\ \ entonces$

    $$Q_s = \frac{0.69E}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}$$ 2.9.4.9.4.2.2-4 *(6.9.4.2.2-4 AASHTO)*
- *Para placas salientes de ángulo simple; y placas salientes de ángulos dobles con separadores; y todos los otros elementos sin atiesadores.*
  - $Si\ \ 0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ ,\ \ entonces$

    $$Q_s = 1.34 - 0.76\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}}$$ 2.9.4.9.4.2.2-5 *(6.9.4.2.2-5 AASHTO)*
  - $Si\ \ \frac{b}{t} > 0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ ,\ \ entonces$

    $$Q_s = \frac{0.53E}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}$$ 2.9.4.9.4.2.2-6 *(6.9.4.2.2-6 AASHTO)*
- *Para las alas de secciones I ensambladas; y placas o patas salientes de ángulo de sección I ensambladas:*
  - $Si\ \ 0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.17\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}\ ,entonces$

$$Q_s = 1.415 - 0.65\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{k_c E}}$$ 2.9.4.9.4.2.2-7 (6.9.4.2.2-7 AASHTO)

- $Si\ \frac{b}{t} > 1.17\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}\ , entonces$

$$Q_s = \frac{0.90 k_c E}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}$$ 2.9.4.9.4.2.2-8 (6.9.4.2.2-8 AASHTO)

Para elementos esbeltos con atiesadores, excepto tubos circulares y secciones redondas estructurales ahuecadas (HSS), Q_a se tomará como:

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A}$$ 2.9.4.9.4.2.2-9 (6.9.4.2.2-9 AASHTO)

Donde:

A = *total del área de la sección transversal bruta del miembro (in².)*

A_{eff} = *suma de las áreas efectivas de la sección transversal basado sobre un ancho efectivo por cada elemento esbelto con atiesadores en la sección transversal =* $A - \sum(b - be)t$ *(in²).*

El ancho efectivo b_e se determinará como sigue:

- *Para alas de sección cajón rectangular o cuadrado y secciones redondas estructurales ahuecadas, (HSS), de espesor uniforme; y platabandas no perforadas.*

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.38}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \le b$$ 2.9.4.9.4.2.2-10 (6.9.4.2.2-10 AASHTO)

- *Para almas; platabandas perforadas; y todos los otros elementos con atiesadores*

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0.34}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \le b$$ 2.9.4.9.4.2.2-11 (6.9.4.2.2-11 AASHTO)

Donde:

$f = Q_s F_y$ *(ksi)*

Cuando todos los elementos no tienen atiesadores, si alguno de, en la sección transversal está clasificado como no esbelto, Q_s = 1.0

Para tubos circulares, incluyendo secciones redondas estructurales ahuecadas, (HSS), con D/t no excedan 0.45 E/F_y, Q_a será tomado como:

$$Q_a = \frac{0.038E}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3}$$ 2.9.4.9.4.2.2-12 (6.9.4.2.2-12 AASHTO)

En las formulas anteriores, b, D, t, y k_c se tomarán como se definen en el Artículo 2.9.4.9.4.2.1 (6.9.4.2.1 AASHTO) para los elementos componentes bajo consideración.

2.9.4.9.4.3 Miembros Ensamblados

(6.9.4.3 AASHTO)

2.9.4.9.4.3.1 Generalidades

(6.9.4.3.1 AASHTO)

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.4.9.4.2 (6.9.4.2. AASHTO). Para miembros ensamblados compuestos por dos o más perfiles, la relación de esbeltez de los elementos entre pernos de conexión o soldadura no deberá ser mayor que 75 por ciento de la relación de esbeltez limitante del elemento. El radio mínimo de giro será usado en el cálculo de la relación de esbeltez de cada perfil componente entre los conectores.

La resistencia nominal a la compresión de miembros ensamblados compuestos de dos o más perfiles será determinado como se especifica en el Artículo 2.9.4.9.4.1 (6.9.4.1 AASHTO) sujeto a la siguiente modificación. Si la forma del pandeo involucra la deformación relativa que produce la fuerza de corte en los conectores entre perfiles individuales, Kl/r será reemplazado por $(Kl/r)_m$ determinado como sigue para conectores intermedios que están soldados o empernados con tensión completa.

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{K\ell}{r}\right)_o^2 + 0.82\left(\frac{\alpha^2}{1+\alpha^2}\right)\left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \qquad \text{2.9.4.9.4.3.1-1 (6.9.4.3.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_m$ = *radio de esbeltez modificado de los miembros ensamblados.*

$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_o$ = *relación de esbeltez del miembro ensamblado actuando como una unidad en la dirección del pandeo a ser considerado*

α = *relación de separación* = $h/2r_{ib}$

a = *distancia entre conectores (pernos, bulones, soldadura)*

r_{ib} = *radio de giro de un perfil componente individual relativo al eje centroidal paralelo al eje del miembro de pandeo (in.)*

h = *distancia entre centroides de perfil individual perpendicular al eje del miembro del pandeo (in.)*

2.9.4.9.4.3.2 Placas Perforadas, Miembros a Compresión

(6.9.4.3.2 AASHTO)

Las placas perforadas deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 2.9.4.9.4.2 (6.9.4.2 AASHTO) y (6.8.5.2 AASHTO) – Apéndice R, y se deberán diseñar para la sumatoria de la fuerza de corte debido a las cargas factoradas más una fuerza de corte, adicional, igual a:

$$V = \frac{P_r}{100}\left(\frac{100}{(\ell/r)+10} + \frac{8.8(\ell/r)F_y}{E}\right) \qquad \text{2.9.4.9.4.3.2-1 (6.9.4.3.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

V = *fuerza adicional de corte (kip)*

P_r = *resistencia a la compresión factorado, especificada en los Artículos 2.9.4.9.2.1 ó 2.9.4.9.2.2 (6.9.2.1 ó 6.9.2.2 AASHTO)*

ℓ = *longitud del miembro (in.)*

r = *radio de giro alrededor de eje perpendicular a la placa perforada. (in)*

F_y = *mínima resistencia a la fluencia especificada (ksi)*

2.9.4.9.5 Miembros Compuestos

(6.9.5 AASHTO)

2.9.4.9.5.1 Resistencia Nominal a la Compresión

(6.9.5.1 AASHTO)

Los requisitos de este artículo se aplicarán a las columnas compuestas sin flexión. Para las columnas compuestas solicitadas a flexión se deberán aplicar los requisitos para perfiles revestidos de concreto ver Artículo (6.12.2.3 AASHTO) – Apéndice R.

La resistencia nominal de compresión de una columna compuesta que satisfaga los requisitos del Artículo 2.9.4.9.5.2 (6.9.5.2 AASHTO) se deberá tomar como:

- *Si* $\lambda \leq 2.25$, *entonces*

$$P_n = 0.66^{\lambda} F_a A_s \qquad \text{2.9.4.9.5.1-1 (6.9.5.1-1 AASHTO)}$$

- *Si* $\lambda > 2.25$, *entonces*

$$P_n = \frac{0.88\, F_e A_s}{\lambda} \qquad \text{2.9.4.9.5.1-2 (6.9.5.1-2 AASHTO)}$$

En el cual:

$$\lambda = \left(\frac{K\ell}{r_s \pi}\right)^2 \frac{F_e}{E_e} \qquad \text{2.9.4.9.5.1-3 (6.9.5.1-3 AASHTO)}$$

$$F_e = F_y + C_1 F_{yr}\left(\frac{A_r}{A_s}\right) + C_2 f_c^{'}\left(\frac{A_c}{A_s}\right) \qquad \text{2.9.4.9.5.1-4 (6.9.5.1-4 AASHTO)}$$

$$E_e = E\left[1 + \left(\frac{C_3}{n}\right)\left(\frac{A_c}{A_s}\right)\right] \qquad \text{2.9.4.9.5.1-5 (6.9.5.1-5 AASHTO)}$$

Donde:

A_s = *área de la sección transversal de la sección del acero (in²)*

A_c = *área de la sección transversal del concreto (in²)*

A_r = *área total de la armadura longitudinal (in²)*

F_y = *mínima resistencia a la fluencia especificada del acero (ksi)*

F_{yr} = *mínima resistencia a la fluencia especificada de la armadura longitudinal (ksi)*

f'_c = *mínima resistencia a la compresión especificada del concreto a 28 días (ksi)*

E = *módulo de elasticidad del acero (ksi)*

ℓ = *longitud no arriostrada de la columna (in.)*

K = *factor de longitud efectiva como se especifica en Artículo 2.6.4.2.5 (4.6.2.5 AASHTO)*

n = *relación de módulos del concreto como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.1.1b (6.10.1.1.1b AASHTO)*

r_s = *radio de giro de la sección de acero en el plano de flexión, pero no menor que 0.3 veces el ancho del elemento compuesto en el plano de flexión en el caso de los perfiles compuestos con revestimiento de concreto (in.)*

$C_1 C_2 C_3$ = *constantes para columnas compuestas especificadas en la tabla 2.9.4.9.5.1-1 (6.9.5.1-1 AASHTO)*

Tabla 2.9.4.9.5.1-1 *Constantes para columnas compuestas*

(6.9.5.1-1 AASHTO)

	Tubos Rellenos	***Perfiles Revestidos***
C_1	*1.00*	*0.70*
C_2	*0.85*	*0.60*
C_3	*0.40*	*0.20*

Al determinar la amplificación de momentos para los miembros compuestos solicitados por una combinación de compresión axial y flexión de acuerdo con el método aproximado especificado en Artículo 2.6.3.2.3b (4.5.3.2.2b AASHTO) se deberá aplicar lo siguiente:

$$P_e = \frac{A_s F_e}{\lambda} \qquad \textit{2.9.4.9.5.1-6} \quad \textit{(6.9.5.1-6 AASHTO)}$$

2.9.4.9.5.2 Limitaciones

(6.9.5.2 AASHTO)

2.9.4.9.5.2.1 Dispositivos Generales

(6.9.5.2.1 AASHTO)

Si el área de la sección transversal de acero representa al menos 4 por ciento del área total de la sección transversal, la resistencia a la compresión se deberá calcular de acuerdo con el Artículo 2.9.4.9.5.1 (6.9.5.1 AASHTO).

Si el área de la sección transversal de acero representa menos de 4 por ciento del área total de la sección transversal, la resistencia a la compresión se deberá calcular como para una columna de concreto armado de acuerdo con la Sección 5.

La resistencia a la compresión del concreto deberá estar comprendida entre 3.0 ksi y 8.0 ksi (20 MPa y 55 MPa)

La resistencia a la fluencia mínima especificada de la sección de acero y la armadura longitudinal utilizada para calcular la resistencia nominal a la compresión no deberá ser mayor que 60.0 ksi (420 MPa).

Al diseñar los componentes de apoyo se deberá considerar la transferencia de la totalidad de la carga en la columna compuesta.

La sección transversal deberá tener como mínimo un eje de simetría.

2.9.4.9.5.2.2 Tubos Rellenos de Concreto

(6.9.5.2.2 AASHTO)

Los requisitos sobre espesor de pared para tubos sin relleno especificados en el Artículo 2.9.4.9.4.2 (6.9.4.2 AASHTO) también se aplicarán a los tubos rellenos de concreto.

2.9.4.9.5.2.3 Perfiles Revestidos de Concreto

(6.9.5.2.3 AASHTO)

Los perfiles de acero revestidos de concreto se deberán reforzar con armadura longitudinal y lateral. La armadura deberá satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.1.4.4.5.5. (5.7.4.6 AASHTO), excepto que la separación vertical de los estribos laterales no deberá ser mayor que el menor valor entre:

- *16 diámetros de las barras longitudinales,*
- *48 diámetros de las barras de los estribos, o*
- *0.5 de la menor dimensión lateral del elemento compuesto.*

Si hay múltiples perfiles de acero en una misma sección transversal de una columna compuesta, éstos deberán estar conectados entre sí mediante enlace y placas de unión para evitar el pandeo de los perfiles individuales antes que el concreto endurezca.

2.9.5.0 Miembros de Seccion Doble T (*I*) Solicitados a Flexion

(6.10 AASHTO)

2.9.5.0.1 Disposiciones Generales

(6.10.1 AASHTO)

Los requisitos de este artículo se aplican a la flexión de los elementos de sección doble T de acero laminado o ensamblados rectos, doblados continuos, o curvos horizontalmente, simétricos respecto del eje vertical en el plano del alma. Estos requisitos abarcan el diseño de secciones compuestos y no compuestos, híbridos y no híbridos, de profundidad de alma constante y variable tal como se define en los Artículos 2.9.5.0.1.1 a 2.9.5.0.1.8 (6.10.1.1 a 6.10.1.8 AASHTO) y con sujeción a los requisitos de dichos artículos. Estos requisitos también abarcan los efectos combinados de la flexión respecto del eje mayor y la flexión lateral de las alas, cualquiera sea su origen.

Todos los tipos de elementos de sección doble T solicitados a flexión se deberán diseñar de manera que satisfagan, como mínimo:

- *Los límites aplicables a las dimensiones de la sección transversal especificadas en el Artículo 2.9.5.0.2 (6.10.2; AASHTO).*
- *Los requisitos sobre construibilidad especificados en el Artículo 2.9.5.0.3 (6.10.3 AASHTO).*
- *Los requisitos sobre Estado Límite de Servicio especificados en el Artículo 2.9.5.0.4 (6.10.4 AASHTO).*
- *Los requisitos sobre Estado Límite de Fatiga y Fractura especificados en el Artículo 2.9.5.0.5 (6.10.5 AASHTO).*
- *Los requisitos sobre Estado Límite de Resistencia especificados en el Artículo 2.9.5.0.6 (6.10.6 AASHTO).*

En los elementos de alma esbelta, la resistencia al pandeo flexional del alma se deberá determinar cómo se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.9 (6.10.1.9 AASHTO). Los factores de reducción de la resistencia para las alas de los elementos de alma esbelta y/o de los elementos híbridos se deberán determinar cómo se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10 (6.10.1.10. AASHTO)

Los marcos transversales y diafragmas para secciones doble T, deberán satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.4.7.4 (6.7.4 AASHTO). Cuando sea requerido, el arriostramiento lateral para las secciones doble T, deberá satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.4.7.5 (6.7.5 AASHTO).

2.9.5.0.1.1 Secciones Compuestas

(6.10.1.1 AASHTO)

Las secciones que consisten en un tablero de concreto que provee acción compuesta comprobada y apoyo lateral conectado a una sección de acero mediante conectores de corte diseñados de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.5.10 (6.10.10 AASHTO) se deberán considerar secciones compuestas

2.9.5.0.1.1.1 Esfuerzos

(6.10.1.1.1 AASHTO)

2.9.5.0.1.1.1a Secuencia de Carga

(6.10.1.1.1a AASHTO)

En cualquier ubicación de la sección compuesta el esfuerzo elástico debido a las cargas aplicadas deberá ser igual a la sumatoria de las tensiones provocadas por las cargas aplicadas separadamente a:

- *La sección de acero,*
- *La sección compuesta a corto plazo, y*
- *La sección compuesta a largo plazo.*

En el caso de las construcciones no apuntaladas, se deberá asumir que la carga permanente aplicada antes que el tablero de concreto se haya endurecido o se haya vuelto compuesto es soportada exclusivamente por la sección de acero; también se deberá asumir que la carga permanente y sobrecarga aplicadas luego de esta etapa serán soportadas por la sección compuesta. En el caso de las construcciones apuntaladas, se deberá asumir que toda la carga permanente se aplica después que el tablero de concreto se ha endurecido o se ha vuelto compuesto y la documentación técnica así lo deberá especificar.

2.9.5.0.1.1.1b Esfuerzos para Secciones en Flexión Positiva

(6.10.1.1.1b AASHTO)

Para calcular las tensiones de flexión en las seccionessujetas a flexión positiva, la sección compuesta deberá consistir en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo del tablero de concreto.

Para las cargas temporarias que se suponen aplicadas a la sección compuesta a corto plazo, el área del tablero de concreto se deberá transformar utilizando la relación de módulos a corto plazo, n. Para las cargas permanentes que se suponen aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, el área del tablero de concreto se deberá transformar usando la relación de módulos a largo plazo, 3n. Cuando en el Estado Límite de Resistencia los momentos debidos a las cargas temporarias y permanentes sean de signo opuesto, la sección compuesta asociada se podrá utilizar con cada uno de estos momentos si el esfuerzo neto resultante en el tablero de concreto debido a la sumatoria de los momentos factorados es de compresión. Caso contrario, para determinar los esfuerzos en la sección de acero se deberán utilizar los requisitos del Artículo 2.9.5.0.1.1.1c (6.10.1.1.1c. AASHTO). Los esfuerzos en el tablero de concreto se deberán determinar cómo se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.1.1d (6.10.1.1.1d. AASHTO).

La relación de módulos se debería tomar como:

$$n = \frac{E}{E_c} \qquad \text{2.9.5.0.1.1.1b-1} \quad \text{(6.10.1.1.1b-1 AASHTO)}$$

Donde:

E_c = *módulo de elasticidad del concreto determinado como se especifica en el Artículo 2.5.4.4 (5.4.2.4 AASHTO)*

2.9.5.0.1.1.1c Esfuerzos para Secciones en Flexión negativa

(6.10.1.1.1c AASHTO)

Para calcular los esfuerzos de flexión en las secciones sujetas a flexión negativa, la sección compuesta tanto para los momentos a corto plazo como para los momentos a largo plazo deberá consistir en la sección de acero más la armadura longitudinal que se encuentra dentro del ancho efectivo del tablero de concreto, a menos que en los Artículos 2.9.4.6.1.2. (6.6.1.2.1AASHTO), 2.9.5.0.1.1.1d (6.10.1.1.1d. AASHTO). o 2.9.5.0.4.2.1 (6.10.4.2.1 AASHTO) se especifique lo contrario.

2.9.5.0.1.1.1d Esfuerzos en el Tablero de Concreto

(6.10.1.1.1d AASHTO)

Para calcular los esfuerzos de flexión longitudinales en el tablero debidas a todas las cargas permanentes y transitorias se deberá utilizar la relación de módulos a corto plazo, n.

2.9.5.0.1.1.1e Ancho Efectivo del Tablero de Concreto

(6.10.1.1.1e AASHTO)

El ancho efectivo del tablero de concreto se deberá determinar cómo 2.6.4.2.6 se especifica en el Artículo 2.6.4.2.6 (4.6.2.6. AASHTO)

2.9.5.0.1.2 Secciones No Compuestas

(6.10.1.2 AASHTO)

Las secciones en las cuales el tablero de concreto no esté conectado a la sección de acero mediante conectores de corte diseñados de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.5.10 (6.10.10 AASHTO) se deberán considerar secciones no compuestas.

Comentario

Aunque tampoco se prohíbe, no se recomienda el uso de secciones no compuestas.

2.9.5.0.1.3 Secciones Híbridas

(6.10.1.3 AASHTO)

Las secciones híbridas − las cuales consisten en un alma cuya resistencia a la fluencia mínima especificada es menor que la de una o ambas alas − se pueden diseñar usando estas Especificaciones. La mínima resistencia a la fluencia especificada del alma no debería ser menor que el mayor valor entre el 70 por ciento de la mínima resistencia a la fluencia especificada del ala de mayor resistencia y 36.0 ksi (250 MPa.)

Para los elementos en los cuales el acero del alma es de mayor resistencia que el acero de una o ambas alas, la resistencia a la fluencia del alma utilizada para determinar la resistencia a la flexión y al corte no se deberá tomar mayor que 120 por ciento de la mínima resistencia a la fluencia especificada del ala de menor resistencia.

2.9.5.0.1.4 Secciones de Profundidad de Alma Variable

(6.10.1.4 AASHTO)

Al determinar el esfuerzo en el ala inferior provocado por la flexión respecto del eje mayor de la sección transversal se deberá considerar el efecto de la inclinación del ala inferior.Cuando las condiciones de equilibrio estático así lo permitan, el corte en el alma debido a las cargas permanentes se puede reducir en un valor igual a la componente vertical de la fuerza en el ala inferior.

En los puntos en los cuales el ala inferior se vuelve horizontal se deberá considerar la transferencia de la componente vertical de la fuerza en el ala nuevamente.

Comentario

Si el esfuerzo normal en un ala inferior inclinada, calculada sin considerar la flexión lateral del ala, se determina simplemente dividiendo el momento flector respecto del eje mayor de la sección transversal por el módulo resistente elástico de la sección, por lo general este esfuerzo es subestimado. El esfuerzo normal dentro de un ala inferior inclinada se puede determinar en primer lugar calculando la componente horizontal de la fuerza en el ala requerida para desarrollar este momento flector como:

$$P_h = MA_f/S_x \qquad \text{C2.9.5.0.1.4-1} \quad \text{(C6.10.1.4-1 AASHTO)}$$

Donde:

A_f = *área del ala inferior inclinada (in^2), (mm^2)*

M = *momento flector respecto del eje mayor de la sección transversal en la sección considerada (kip-in); (N-mm)*

S_x = *módulo resistente elástico de la sección hasta el ala inferior inclinada (in^3); (mm^3).*

2.9.5.0.1.5 Rigidez

(6.10.1.5 AASHTO)

Para el análisis de los elementos flexionales se deberán utilizar las siguientes propiedades de rigidez:

- *Para cargas aplicadas a secciones no compuestas: propiedades de rigidez de la sección de acero solamente.*
- *Para cargas permanentes aplicadas en secciones compuestas: propiedades de rigidez de la sección compuesta a largo plazo, suponiendo que el tablero de concreto es efectivo sobre la totalidad de la longitud del tramo.*
- *Para cargas transitorias aplicadas a secciones compuestas: propiedades de rigidez de la sección compuesta a corto plazo, suponiendo que el tablero de concreto es efectivo sobre la totalidad de la longitud del tramo.*

2.9.5.0.1.6 Esfuerzos en las Alas y Momentos Flectores en los Elementos

(6.10.1.6 AASHTO)

Para las verificaciones de diseño en que la resistencia a la flexión se basa en el pandeo lateral torsional:

- *El esfuerzo f_{bu} se deberá determinar como el mayor valor del esfuerzo de compresión en el ala considerada en la totalidad de la longitud no arriostrada, calculada sin considerar el pandeo lateral de las alas.*
- *El momento M_u se deberá determinar como el mayor valor del momento flector respecto del eje mayor en la totalidad de la longitud no arriostrada causando compresión en el ala considerada.*
- *El esfuerzo f_ℓ se deberá determinar como el mayor valor del esfuerzo debido a la flexión lateral en la totalidad de la longitud no arriostrada en el ala considerada.*

Para las verificaciones de diseño en que la resistencia a la flexión se basa en la fluencia, el pandeo local de las alas o el pandeo flexional del alma, f_{bu}, M_u y f_ℓ se podrán determinar cómo los correspondientes valores en la sección considerada.

Los valores de f_{bu}, M_u y f_ℓ se deberán determinar en base a las cargas factoradas y se deberán tomar con signo positivo en todas las ecuaciones de resistencia.

Los esfuerzos de flexión lateral en las alas con apoyo lateral continuo se deberán tomar igual a cero. Los esfuerzos de flexión lateral en las alas con arriostramiento discreto se deberán determinar mediante un análisis estructural. Todas las alas con arriostramiento discreto deberán satisfacer:

$$f_\ell \leq 0.06F_{yf} \qquad \text{2.9.5.0.1.6-1} \quad \text{(6.10.1.6-1 AASHTO)}$$

En las alas de compresión con arriostramiento discreto el esfuerzo de flexión lateral de las alas, f_ℓ, se puede determinar directamente a partir de un análisis elástico de primer orden para lo cual:

$$L_b \leq 1.2L_p\sqrt{\frac{C_bR_b}{f_{bu}/F_{yc}}} \qquad \text{2.9.5.0.1.6-2} \quad \text{(6.10.1.6-2 AASHTO)}$$

o de forma equivalente:

$$L_b \leq 1.2L_p\sqrt{\frac{C_bR_b}{M_u/M_{yc}}} \qquad \text{2.9.5.0.1.6-3} \quad \text{(6.10.1.6-3 AASHTO)}$$

Donde:

C_b = *modificador de la gradiente de momentos especificado en los Artículos 2.9.5.0.8.2.3 (6.10.8.2.3 ASSHTO) o Apéndice A6.3.3, según corresponda.*

f_{bu} = *mayor valor del esfuerzo de compresión en el ala considerada en la totalidad de la longitud no arriostrada, calculada sin considerar la flexión lateral de las alas (ksi).*

L_b = *longitud no arriostrada (in)*

L_p = *longitud no arriostrada límite especificada en el Artículo 2.9.5.0.8.2.3 (6.10.8.2.3 ASSHTO) (in.)*

M_u = *mayor valor del momento flector respecto del eje mayor en la totalidad de la longitud no arriostrada que provoca compresión en el ala considerada (kip-in).*

M_{yc} = *momento de fluencia con respecto al ala de compresión determinado como se especifica en el Apéndice D6.2 (kip-in).*

R_b = *factor de balanceo de las cargas del alma determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.1.0.2 (6.10.1.10.2. AASHTO)*

Si no se satisfacen las Ecuaciones 2.9.5.0.1.6-2 o 2.9.5.0.1.6-3, según corresponda, se deberán determinar los esfuerzos de flexión lateral elásticas de segundo orden en el ala de compresión.

Las tensiones de flexión lateral de segundo orden en el ala de compresión se pueden determinar amplificando los valores de primer orden de la siguiente manera:

$$f_\ell = \left(\frac{0.85}{1-\frac{f_{bu}}{F_{cr}}}\right) f_{\ell 1} \geq f_{\ell 1} \qquad \text{2.9.5.0.1.6-4 (6.10.1.6-4 AASHTO)}$$

O equivalente:

$$f_\ell = \left(\frac{0.85}{1-\frac{M_u}{F_{cr}S_{xc}}}\right) f_{\ell 1} \geq f_{\ell 1} \qquad \text{2.9.5.0.1.6-5 (6.10.1.6-5 AASHTO)}$$

Donde:

f_{bu} = *mayor valor del esfuerzo de compresión en el ala considerada en la totalidad de la longitud no arriostrada, calculada sin considerar la flexión lateral de las alas (ksi);*

$f_{\ell 1}$ = *esfuerzo de flexión lateral de primer orden en el ala de compresión en la sección considerada, o máxima tensión de flexión lateral de primer orden en el ala de compresión considerada en la totalidad de la longitud no arriostrada, según corresponda (ksi)*

F_{cr} = *esfuerzo de pandeo lateral torsional elástico para el ala considerada determinada a partir de las Ecuaciones 2.9.5.0.8.2.3 (6.10.8.2.3-8 AASHTO) o la Ecuación A6.3.3-8 del Apéndice A6 sólo se puede aplicar para longitudes no arriostradas en las cuales el alma es compacta o no compacta.*

M_u = *mayor valor del momento flector respecto del eje mayor en la totalidad de la longitud no arriostrada que provoca compresión en el ala considerada (kip-in).*

S_{xc} = *módulo resistente elástico de la sección respecto del eje mayor de la sección hasta el ala de compresión tomado como Myc/Fyc (in.^{3})*

2.9.5.0.1.7 Mínima Armadura para Flexión Negativa en el Tablero de Concreto

(6.10.1.7 AASHTO)

Donde la tensión de tracción longitudinal en el tablero de concreto debida ya sea a las cargas constructivas factoradas o a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II de la Tabla 3.4.1-1 sea mayor que ϕf_r, la sección total de la armadura longitudinal no deberá sermenor que 1 por ciento del área total de la sección transversal del tablero de concreto; ϕ se tomara como 0.9 y f_r se tomará como módulo de rotura del concreto determinándolo como sigue:

- *Para concreto de peso normal:* $f_r = 0.24\sqrt{f'_c}$
- *Para concreto liviano:* f_r *es calculado como se especifica en el Artículo 2.5.4.6* (5.4.2.6 AASHTO)

Las tensiones longitudinales en el tablero de concreto se deberán determinar como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.1.1d (6.10.1.1.1d AASHTO)*. La armadura utilizada para satisfacer este requisito deberá tener una mínima resistencia a la fluencia especificada mayor o igual que 60.0 ksi y su tamaño no debe ser mayor que el de las barras N° 6.*

La armadura requerida se debería colocar en dos capas uniformemente distribuidas en el ancho del tablero, colocando dos tercios de la armadura en la capa superior. La separación entre barras individuales no deberá ser mayor que 12.0 in.

Cuando la región de momento negativo no se utilizan conectores de corte, toda la armadura longitudinal se deberá prolongar hacia la región de momento positivo, más allá de los conectores de corte adicionales especificados en el Artículo 2.9.5.10.3 (6.10.10.3 AASHTO) *una distancia no menor que la longitud de anclaje especificada en la Sección 5.*

2.9.5.0.1.8 Fractura de Sección Neta

(6.10.1.8 AASHTO)

Al verificar los elementos flexionales en Estado Límite de Resistencia o para determinar su construibilidad, en todas las secciones transversales que contengan orificios en el ala de tracción se deberán satisfacer los siguientes requisitos adicionales:

$$f_t \leq 0.84 \left(\frac{A_n}{A_g}\right) F_u \leq F_{yt} \qquad \text{2.9.5.0.1.8-1 (6.10.1.8-1 AASHTO)}$$

Donde:

A_n = *área neta del ala de tracción determinada como se especifica en el Artículo 2.9.4.8.3* (6.8.3 AASHTO) *(in. ó mm²)*

A_g = *área bruta del ala de tracción (in. ó mm²)*

F_t = *tensión sobre el área bruta del ala de tracción debida a las cargas factoradas, calculada sin considerar la flexión lateral de las alas (ksi ó MPa)*

F_u = *mínima resistencia a la tracción especificada del ala de tracción determinada como se especifica en la Tabla 2.5.3.1-1* (6.4.1-1 AASHTO) *(ksi).*

F_{yt} = *mínima resistencia a la fluencia especificada en un ala de tracción (ksi ó MPa)*

2.9.5.0.1.9 Resistencia al Pandeo Flexional del Alma

(6.10.1.9 AASHTO)

2.9.5.0.1.9.1 Almas sin Rigidizadores Longitudinales

(6.10.1.9.1 AASHTO)

La resistencia nominal al pandeo flexional se deberá tomar como:

$$F_{crw} = \frac{0.9Ek}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \qquad \text{2.9.5.0.1.9.1-1 (6.10.1.9.1-1 AASHTO)}$$

Pero no excederá el más pequeño de $R_h F_{yc}$ *y Fyw / 0.7 en el cual*

K = *coeficiente de pandeo flexional*

$$= \frac{9}{(D_c/D)^2} \qquad \text{2.9.5.0.1.9.1-2 (6.10.1.9.1-2 AASHTO)}$$

Donde:

D_c = *profundidad del alma comprimida en el rango elástico (in). Para las secciones compuestas D_c se deberá determinar como se especifica en el Artículo D6.3.1 (Apéndice D6)*

R_h = *factor de híbridez especificado en el Artículo 2.9.5.0.1.10.1* (6.10.1.10.1. AASHTO)

Si ambos bordes del alma están comprimidos k se deberá tomar igual a 7.2

2.9.5.0.1.9.2 Almas con Rigidizadores Longitudinales

(6.10.1.9.2 AASHTO)

En ausencia de un análisis racional alternativo, la resistencia nominal al pandeo flexional se puede determinar como se especifica en la Ecuación 2.9.5.0.1.9.1-1 (6.10.1.9.1-1 AASHTO) *tomando el coeficiente de pandeo flexional de la siguiente manera:*

- *Si* $\frac{d_s}{D_c} \geq 0.4,\ entonces$

$$k = \frac{5.17}{(d_s/D)^2} \geq \frac{9}{(D_c/D)^2} \qquad \text{2.9.5.0.1.9.2-1 (6.10.1.9.2-1 AASHTO)}$$

- *Si* $\frac{d_s}{D_c} < 0.4,\ entonces$

$$k = \frac{11.64}{\left(\frac{D_c - d_s}{D}\right)^2} \qquad \text{2.9.5.0.1.9.2-2 (6.10.1.9.2-2 AASHTO)}$$

Donde:

d_s = *distancia entre la línea de centro del rigidizador longitudinal más próximo, o desde la línea de sujetadores perpendicular a la dirección de la carga del rigidizador longitudinal más próximo, y la superficie interior o rama del ala comprimida (in); (mm)*

Si ambos bordes del alma están comprimidos k se deberá tomar igual a 7.2.

2.9.5.0.1.10 Factores de Reducción de la Resistencia de las Alas

(6.10.1.10 AASHTO)

2.9.5.0.1.10.1 Factor de Hibridez, R_h

(6.10.1.10.1 AASHTO)

Para los perfiles laminados, las secciones armadas homogéneas y las secciones armadas con acero de mayor resistencia en el alma que en ambas alas, R_h se deberá tomar igual a 1.0. Caso contrario, en ausencia de un análisis racional alternativo, el factor de hibridez se deberá tomar como:

$$R_h = \frac{12 + \beta(3\rho - \rho^3)}{12 + 2\beta} \qquad \text{2.9.5.0.1.10.1-1 (6.10.1.10.1-1 AASHTO)}$$

En el cual

$$\beta = \frac{2D_n t_w}{A_{fn}} \qquad \text{2.9.5.0.1.10.1-2 (6.10.1.10.1-2 AASHTO)}$$

ρ = *menor valor entre* F_{yw}/f_n *y 1.0*

Donde:

A_{fn} = *sumatoria del área del ala y el área de cualquier cubrejuntas del lado del eje neutro correspondiente a D_n (in². ó mm²). Para las secciones compuestas en flexión negativa, el área de la armadura longitudinal se puede incluir en el cálculo de A_{fn} para el ala superior.*

D_n = *mayor de las distancias entre el eje neutro elástico de la sección transversal y la cara interna de cualquiera de las alas (in². ó mm²). Para las secciones en las cuales el eje neutro se encuentra a la mitad de la profundidad del alma, distancia desde el eje neutro hasta la cara interna del ala del lado del eje neutro en el cual ocurre primero la fluencia.*

f_n = *para las secciones en las cuales la fluencia ocurre primero en el ala, un cubrejuntas o la armadura longitudinal del lado del eje neutro correspondiente a D_n, la mayor de las mínimas resistencias a la fluencia especificadas de cada componente incluido en el cálculo de A_{fn} (ksi ó MPa). Caso contrario, la mayor de las tensiones elásticas en el cubrejuntas o armadura longitudinal del lado del eje neutro correspondiente a D_n en primera fluencia del otro lado del eje neutro.*

F_{yw} = *mínima resistencia a la fluencia especificada en un alma (ksi) o (MPa).*

2.9.5.0.1.10.2 Factor de Balanceo de las Cargas, R_b

(6.10.1.10.2 AASHTO)

Al verificar la construibilidad de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.5.0.3.2 (6.10.3.2 AASHTO) o cuando:

- *La sección es compuesta y está en flexión positiva y el alma satisface los requisitos del Artículo 2.9.5.0.2.1.1 (6.10.2.1.1 AASHTO) o 2.9.5.0.2.1.2 (6.10.2.1.2 AASHTO), según corresponda.*

  o:

- *Se proveen uno o más rigidizadores longitudinales y*

$$\frac{D}{t_w} \le 0.95\sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}}} \qquad \text{2.9.5.0.1.10.2-1 (6.10.1.10.2-1 AASHTO)}$$

  o:

- *El alma satisface.*

$$\frac{2D_c}{t_w} \le \lambda_{rw} \qquad \text{2.9.5.0.1.10.2-2 (6.10.1.10.2-2 AASHTO)}$$

Entonces R_b se deberá tomar igual a 1.0

Caso contrario:

$$R_b = 1 - \left(\frac{a_{wc}}{1200 + 300a_{wc}}\right)\left(\frac{2D_c}{t_w} - \lambda_{rw}\right) \le 1.0 \qquad \text{2.9.5.0.1.10.2-3 (6.10.1.10.2-3 AASHTO)}$$

Donde:

λ_{rw} = *relación de esbeltez límite para un alma no compacta*

$$= 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{2.9.5.0.1.10.2-4 (6.10.1.10.2-4 AASHTO)}$$

a_{wc} = *para todas las secciones salvo las indicadas a continuación, relación entre dos veces el área del alma comprimida y el Área del ala de compresión.*

$$= \frac{2D_c t_w}{b_{fc}t_{fc}} \qquad \text{2.9.5.0.1.10.2-5 (6.10.1.10.2-5 AASHTO)}$$

Para secciones rigidizadas longitudinalmente en flexión positiva

$$= \frac{2D_c t_w}{b_{fc}t_{fc} + b_s t_s\left(1 - f_{DC1}/F_{yc}\right)/3n} \qquad \text{2.9.5.0.1.10.2-6 (6.10.1.10.2-6 AASHTO)}$$

Donde:

b_s = *ancho efectivo del tablero de concreto (in.)*

f_{DC1} = *esfuerzo de compresión en el ala en la sección considerada, calculada sin considerar la flexión lateral del ala y provocada por la carga permanente factorada aplicada antes que el tablero se haya endurecido o se haya vuelto compuesto (ksi ó MPa)*

k = *coeficiente de pandeo flexional para almas con rigidizadores longitudinales determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.9.2* *(6.10.1.9.2 AASHTO)*

n = *relación de módulos determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.1.1b* *(6.10.1.1.1b AASHTO)*

t_s = *espesor del tablero de concreto (in. ó mm)*

D_c = *profundidad del alma comprimida en el rango elástico (in. ó mm). Para las secciones compuestas D_c se deberá determinar cómo se especifica en el Artículo D6.3.1 Apéndice D6.*

2.9.5.0.2 Límites Aplicables a las Dimensiones de la Sección Transversal

(6.10.2 AASHTO)

2.9.5.0.2.1 Proporciones del Alma

(6.10.2.1 AASHTO)

2.9.5.0.2.1.1 Almas sin Rigidizadores Longitudinales

(6.10.2.1.1 AASHTO)

Las almas se deberán dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \qquad \textit{2.9.5.0.2.1.1-1} \quad \textit{(6.10.2.1.1-1 AASHTO)}$$

2.9.5.0.2.1.2 Almas con Rigidizadores Longitudinales

(6.10.2.1.2 AASHTO)

Las almas se deberán dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \qquad \textit{2.9.5.0.2.1.2-1} \quad \textit{(6.10.2.1.2-1 AASHTO)}$$

2.9.5.0.2.2 Proporciones de las Alas

(6.10.2.2 AASHTO)

Las alas de compresión y tracción se deberán diseñar de manera que:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0, \qquad \textit{2.9.5.0.2.2-1} \quad \textit{(6.10.2.2-1 AASHTO)}$$

$$b_f \geq D/6, \qquad \textit{2.9.5.0.2.2-2} \quad \textit{(6.10.2.2-2 AASHTO)}$$

$$t_f \geq 1.1t_w, \qquad \textit{2.9.5.0.2.2-3} \quad \textit{(6.10.2.2-3 AASHTO)}$$

y

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \qquad \textit{2.9.5.0.2.2-4} \quad \textit{(6.10.2.2-4 AASHTO)}$$

Donde:

I_{yc} = *momento de inercia del ala de compresión de la sección de acero respecto del eje vertical en el plano del alma (in⁴).*

I_{yt} = *momento de inercia del ala de tracción de la sección de acero respecto del eje vertical en el plano del alma (in⁴).*

2.9.5.0.3 Construibilidad

(6.10.3 AASHTO)

2.9.5.0.3.1 Disposiciones Generales

(6.10.3.1 AASHTO)

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo (2.5.3 AASHTO). Además de proveer una resistencia adecuada, no estará permitido que los elementos portantes principales alcancen la fluencia nominal ni confiar en la resistencia post-pandeo durante las etapas críticas de la construcción, a excepción de la fluencia del alma de las secciones híbridas. Para esto se deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 2.9.5.0.3.2 y 2.9.5.0.3.3 (6.10.3.2 y 6.10.3.3 AASHTO) durante cada una de las etapas críticas de la construcción. Para las secciones en flexión positiva que son compuestas en su condición final pero no compuestas durante su construcción se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.5.0.3.4 (6.10.3.4 AASHTO).

Para investigar la construibilidad de los elementos solicitados a flexión todas las cargas se deberán factorarl como se especifica en el Artículo 2.4.5.4 (3.4.2. AASHTO) Para el cálculo de las deflexiones los factores de carga se deberán tomar iguales a 1.0.

Se deberán investigar potenciales fuerzas de levantamiento en los apoyos en cada una de las etapas críticas de la construcción.

Las almas sin rigidizadores de apoyo en las ubicaciones sujetas a cargas concentradas no transmitidas a través del tablero o del sistema de tablero deberán satisfacer los requisitos del Artículo D6.5 Apéndice D6.

Si en la sección considerada hay orificios en el ala de tracción, el ala de tracción también deberá satisfacer el requisito especificado en el Artículo 2.9.5.0.1.8 (6.10.1.8 AASHTO). Las conexiones empernadas portantes ya sea en un elemento solicitado a flexión o entre diferentes elementos solicitados a flexión se deberán dimensionar de manera de evitar el deslizamiento bajo las cargas factoradas correspondientes a cada etapa crítica de la construcción. Para investigar la resistencia al deslizamiento se deberán aplicar los requisitos del Artículo (6.13.2.8.AASHTO) – Apéndice R.

2.9.5.0.3.2 Flexión

(6.10.3.2 AASHTO)

2.9.5.0.3.2.1 Alas con Arriostramiento Discreto Solicitadas a Compresión

(6.10.3.2.1 AASHTO)

Para las etapas críticas de la construcción se deberán satisfacer cada uno de los requisitos siguientes. Para las secciones de alma esbelta no será necesario verificar la Ecuación 2.9.5.0.3.2.1-1 si f_ℓ es igual a cero. Para las secciones con almas compactas o no compactas no será necesario verificar la Ecuación 2.9.5.0.3.2.1-3 (6.10.3.2.1-3 AASHTO)

$$f_{bu} + f_\ell \leq \phi_f R_h F_{yc}\,, \qquad \text{2.9.5.0.3.2.1-1 (6.10.3.2.1-1 AASHTO)}$$

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_\ell \leq \phi_f F_{nc}\,, \qquad \text{2.9.5.0.3.2.1-2 (6.10.3.2.1-2 AASHTO)}$$

y

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{crw} \qquad \text{2.9.5.0.3.2.1-3 (6.10.3.2.1-3 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ_f = *factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO).*

f_{bu} = *esfuerzo en el ala calculado sin considerar la flexión lateral del ala determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.6 (6.10.1.6 AASHTO) (ksi).*

f_ℓ = *esfuerzo de deflexión lateral del ala determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.6 (6.10.1.6 AASHTO) (ksi).*

F_{crw} = *resistencia nominal al pandeo flexional del alma especificada en el Artículo 2.9.5.0.1.9 (6.10.1.9 AASHTO) (ksi).*

F_{nc} = *especifica en el Artículo 2.9.5.0.8.2 (6.10.8.2 AASHTO). Para las secciones con almas compactas o no compactas, la resistencia al pandeo lateral torsional se puede tomar como M_{nc} determinado como se especifica en el Artículo A6.3.3 dividido por S_{xc}. Apéndice A6. Al calcular F_{nc} con el propósito de determinar la construibilidad el factor de balanceo de las cargas, R_b, se deberá tomar igual a 1.0.*

M_{yc} = *momento de fluencia con respecto al ala de compresión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 Apéndice D6 (kip-in.).*

R_h = *factor de hibridez especificado en el Artículo 2.9.5.0.1.10.1 (6.10.1.10.1 AASHTO).*

S_{xc} = *módulo resistente elástico de la sección respecto del eje mayor hasta el ala de compresión tomada como M_{yc}/F_{yc} (mm^3).*

2.9.5.0.3.2.2 Alas con Arriostramiento Discreto Solicitadas a Tracción

(6.10.3.2.2 AASHTO)

Para las etapas críticas de la construcción, se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$f_{bu} + f_\ell \leq \phi_f R_h F_{yt}\,, \qquad \text{2.9.5.0.3.2.2-1 (6.10.3.2.2-1 AASHTO)}$$

2.9.5.0.3.2.3 Alas con Apoyo Lateral Continuo Solicitadas a Tracción o Compresión

(6.10.3.2.3 AASHTO)

Para las etapas criticas de la construcción, se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$f_{bu} \leq \phi_f R_h F_{yf} \qquad \text{2.9.5.0.3.2.3-1 (6.10.3.2.3-1 AASHTO)}$$

Para las secciones no compuestas con almas delgadas las alas solicitadas a compresión también deberán satisfacer la Ecuación. 2.9.5.0.3.2.1-3 (6.10.3.2.1-3 AASHTO).

2.9.5.0.3.2.4 Tablero de Concreto

(6.10.3.2.4 AASHTO)

Durante las etapas críticas de la construcción la tensión de tracción longitudinal en un tablero compuesto de concreto debida a las cargas factoradas no deberá ser mayor que ϕf_r, a menos que se provea armadura longitudinal de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.5.0.1.7 (6.10.1.7.AASHTO). El esfuerzo del concreto se deberá determinar cómo se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.1.1d (6.10.1.1.1d. AASHTO), f_r se deberá tomar como el módulo de rotura del concreto determinado como se especifica en el Artículo 2.5.4.6 (5.4.2.6 AASHTO) y ϕ se deberá tomar como el factor de resistencia apropiado para tracción del concreto especificado en el Artículo 2.7.1.1.4.2a (5.5.4.2.1 AASHTO).

2.9.5.0.3.3 Corte

(6.10.3.3 AASHTO)

Las almas, deberán satisfacer el siguiente requisito durante las etapas críticas de la construcción.

$$V_u \leq \phi_v V_{cr}$$ *2.9.5.0.3.3-1 (6.10.3.3-1 AASHTO)*

Donde:

ϕ_v = *factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO)*

V_u = *corte en el alma en la sección considerada debido a las cargas permanentes factoradas y las cargas constructivas factoradas aplicadas a la sección no compuesta*

V_{cr} = *resistencia al pandeo por corte determinada a partir de la Ecuación 2.9.5.0.9.3.3-1 (6.10.9.3.3-1 AASHTO) (kip)*

2.9.5.0.3.4 Colocación del Tablero

(6.10.3.4 AASHTO)

Las secciones en flexión positiva que son compuestas en su condición final pero que son no compuestas durante la etapa constructiva se deberán investigar de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.5.0.3.2 (6.10.3.2 AASHTO) durante las diferentes etapas de colocación del tablero.

Las propiedades geométricas, longitudes de arriostramiento y tensiones usadas al calcular la resistencia nominal a la flexión deberán ser las correspondientes a la sección de acero exclusivamente. Se deberán considerar los cambios en las cargas, rigidez y arriostramiento durante las diferentes etapas de colocación del tablero.

Se deberán considerar los efectos de las fuerzas de las ménsulas del voladizo del tablero que actúan sobre las vigas exteriores.

2.9.5.0.3.5 Deflexión por Carga Permanente

(6.10.3.5 AASHTO)

Los requisitos delo Artículo 2.9.4.7.2 (6.7.2 AASHTO) se aplicarán, según corresponda.

2.9.5.0.4 Estado Límite de Servicio

(6.10.4 AASHTO)

2.9.5.0.4.1 Deformaciones Elásticas

(6.10.4.1 AASHTO)

Se aplicarán los requisitos del Artículo 2.9.1.4.4.5.1 (2.5.2.6 AASHTO), según corresponda.

2.9.5.0.4.2 Deformaciones Permanentes

(6.10.4.2 AASHTO)

2.9.5.0.4.2.1 Disposiciones Generales

(6.10.4.2.1 AASHTO)

Para los propósitos del presente Artículo se deberá aplicar la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II especificada en la Tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO)

Los métodos siguientes pueden ser usados para calcular esfuerzos en el acero estructural en el estado límite de Servicio II.

- *Para los elementos provistos de conectores de corte en la totalidad de su longitud que también satisfacen los requisitos del Artículo 2.9.5.0.1.7 (6.10.1.7 AASHTO) las esfuerzos de flexión provocadas por las cargas correspondientes al Estado Límite de Servicio II aplicadas a la sección compuesta se pueden calcular usando la sección compuesta a corto o largo plazo, según corresponda. Suponiendo que el tablero de concreto es efectivo tanto para flexión positiva como para flexión negativa, siempre que el máximo esfuerzo de tracción longitudinal en el tablero de concreto en la sección bajo consideración causado por las cargas del Servicio II sean mas*

pequeñas que $2f_r$ donde f_r es el módulo de rotura del concreto especificado en el Artículo 2.5.4.6 (5.4.2.6 AASHTO).

- *Las secciones que son compuestas para flexion negativa con longitudinal tracción máxima en el tablero de concreto mas grande que o igual a $2f_r$, los esfuerzos de flexión en el acero estructural causado por las cargas de servicio II se calcularán usando la sección consistente de bla sección de acero y el longitudinal refuerzo que está dentro del ancho efectivo del tablero de concreto.*
- *Para secciones que no son compuestas para flexión negativa, las propiedades de la sección de acero solo serán usadas para calcular los esfuerzos de flexión en el acero estructural.*

Los esfuerzos longitudinales en el tablero de concreto serán determinados como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.1.1d (6.10.1.1.1d AASHTO).

2.9.5.0.4.2.2 Flexión

(6.10.4.2.2 AASHTO)

Las alas deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- *Para el ala de acero superior de las secciones compuestas:*

$$f_f \leq 0.95R_hF_{yf} \qquad \text{2.9.5.0.4.2.2-1 (6.10.4.2.2-1 AASHTO)}$$

- *Para el ala de acero inferior de las secciones compuestas:*

$$f_f + \frac{f_\ell}{2} \leq 0.95R_hF_{yf} \qquad \text{2.9.5.0.4.2.2-2 (6.10.4.2.2-2 AASHTO)}$$

- *Para ambas alas de acero de las secciones no compuestas:*

$$f_f + \frac{f_\ell}{2} \leq 0.80R_hF_{yf} \qquad \text{2.9.5.0.4.2.2-3 (6.10.4.2.2-3 AASHTO)}$$

Donde:

f_f = *esfuerzos en el ala en la en la sección considerada debido a la combinación de cargas para el Estado Límite de Servicio II calculada sin considerar la flexion lateral del ala (ksi)*

f_ℓ = *esfuerzos de flexión lateral del ala en la sección considerada debido a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.6 (ksi) (6.10.1.6 AASHTO)*

R_h = *factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10 (6.10.1.10 AASHTO)*

Para los elementos flexionales continuos, en puentes de vigas I rectos, que satisfacen los requisitos del Artículo B6.2 Apéndice B6 se puede redistribuir un porcentaje calculado del momento negativo debido a las cargas correspondientes al Estado Límite de Servicio II en la sección considerada usando los procedimientos ya sea del Artículo B6.3 o del Artículo B6.6, Apéndice B6.

Para las secciones compuestas compactas en flexión positiva que se utilizan en las construcciones con apuntalamiento, la tensión de compresión longitudinal en el tablero de concreto debida a las cargas correspondientes al Estado Límite de Servicio II, determinada de acuerdo con lo especificado en el Artículo 2.9.5.0.1.1.1d (6.10.1.1.1d. AASHTO) no deberá ser mayor que 0.6 f_c.

Excepto para las secciones compuestas en flexión¨positiva en las cuales el alma satisface el requisito del Artículo 2.9.5.0.2.1.1 (6.10.2.1.1 AASHTO) todas las secciones también deberán satisfacer el siguiente requisito:

$$f_c \leq F_{crw} \qquad \text{2.9.5.0.4.2.2-4 (6.10.4.2.2-4 AASHTO)}$$

Donde:

f_c = *esfuerzo en el ala de compresión en la sección considerada debido a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II calculado sin considerar la flexión lateral del ala (ksi).*

F_{crw} = *resistencia nominal al pandeo flexional para almas con o sin rigidizadores longitudinales, según corresponda, determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.9 (6.10.1.9 AASHTO) (ksi).*

2.9.5.0.5 Estado Límite de Fatiga y Fractura

(6.10.5 AASHTO)

2.9.5.0.5.1 Fatiga

(6.10.5.1 AASHTO)

Se deberán investigar los detalles a fatiga como se especifica en el Artículo 2.9.4.6.1 (6.6.1.AASHTO). Se deberán aplicar la combinación de cargas para fatiga especificada en la Tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO) y la sobrecarga de fatiga especificada en el Artículo 2.4.3.2.4 (3.6.1.4 AASHTO).

Para puentes con vigas I en curva horizontal, el rango de esfuerzo de fatiga debido a mayor eje de flexión más la flexión lateral debe ser investigada.

Se deberán aplicar los requisitos para fatiga en conectores de corte especificados en los Artículos 2.9.5.10.2 y 2.9.5.10.3 (6.10.10.2 y 6.10.10.3 AASHTO).

2.9.5.0.5.2 Fractura

(6.10.5.2 AASHTO)

Los requisitos sobre la tenacidad a la fractura especificada en la documentación técnica deberán cumplir con los requisitos del Artículo 2.9.4.6.2 (6.6.2 AASHTO).

2.9.5.0.5.3 Requisito Especial Sobre Fatiga Aplicable a las Almas

(6.10.5.3 AASHTO)

Para el propósito de este Artículo, la carga de fatiga factorada se determinará usando la combinación de carga de fatiga I especificada en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO), tomando la sobrecarga de fatiga como se especifica en el Artículo 2.4.3.2.4 (3.6.1.4 AASHTO).

Los paneles interiores de las almas con rigidizadores transversales, con o sin rigidizadores longitudinales, deberán satisfacer el siguiente requisito:

$$V_u \leq V_{cr} \qquad \text{2.9.5.0.5.3-1 (6.10.5.3-1 AASHTO)}$$

Donde:

V_u = *corte en el alma en la sección considerada debido a la carga permanente no factorada más la sobrecarga de fatiga (kip)*

V_{cr} = *resistencia al pandeo por corte determinada mediante la Ecuación 2.9.5.0.9.3.3 (6.10.9.3.3-1 AASHTO) (kip).*

2.9.5.0.6 Estado Límite de Resistencia

(6.10.6 AASHTO)

2.9.5.0.6.1 Disposiciones Generales

(6.10.6.1 AASHTO)

Para los propósitos de este artículo, se deberán aplicar las combinaciones de cargas para Estado Límite de Resistencia especificadas en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO)

2.9.5.0.6.2 Flexión

(6.10.6.2 AASHTO)

2.9.5.0.6.2.1 Disposiciones Generales

(6.10.6.2.1 AASHTO)

Si en la sección considerada hay orificios en el ala de tracción, está ala de tracción deberá satisfacer el requisito especificado en el Artículo 2.9.5.0.1.8 (6.10.1.8 AASHTO)

2.9.5.0.6.2.2 Secciones Compuestas en Flexión Positiva

(6.10.6.2.2 AAS HTO)

Las secciones con encarrujamientos continuos (cordones) o puentes de vigas de acero curvos horizontalmente serán consideradas como no compactas y cumplirán los requerimientos del Artículo 2.9.5.0.7.2 (6.10.7.2 AASHTO)

Las secciones compuestas en puentes rectos que satisfacen los siguientes requisitos deberán ser clasificadas como secciones compuestas compactas:

- *Las resistencias mínimas a la fluencia especificadas de las alas no son mayores que 70.0 ksi; (485 MPa).*
- *El alma satisface el requisito del Artículo 2.9.5.0.2.1.1 (6.10.2.1.1. AASHTO) y*
- *La sección satisface el límite de esbeltez para el alma:*

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{2.9.5.0.6.2.2-1 (6.10.6.2.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

D_{cp} = *profundidad del alma en compresión en el momento plástico, determinado como se especifica en el Artículo D6.3.2. (in), Apéndice D6.*

Las secciones compactas deberán satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.5.0.7.1 (6.10.7.1 AASHTO) Caso contrario, la sección se deberá considerar no compacta y deberá satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.5.0.7.2 (6.10.7.2 AASHTO)

Tanto las secciones compactas como las secciones no compactas deberán satisfacer los requisitos de ductilidad especificados en el Artículo 2.9.5.0.7.3 (6.10.7.3. AASHTO).

2.9.5.0.6.2.3 Secciones Compuestas en Flexión Negativa y Secciones No Compuestas

(6.10.6.2.3 AASHTO)

Las secciones con encarrujamientos continuos (cordones) o puentes de vigas de acero curvos horizontalmente serán dimensionados de acuerdo a los requerimientos especificados en el Artículo 2.9.5.0.8 (6.10.8. AAASHTO)

Secciones en puentes rectos cuyos soportes son normales o esviajados no más de 20° de la normal, y con diafragmas intermedios o marcos transversales colocados en líneas contiguas paralelas a los soportes, para lo cual:

- *Las resistencias mínimas a la fluencia especificadas de las alas no son mayores que 70.0 ksi; (485 MPa)*
- *El alma satisface el límite de esbeltez correspondiente a sección no compacta:*

$$\frac{2D_c}{t_w} < 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{2.9.5.0.6.2.3-1 (6.10.6.2.3-1 AASHTO)}$$

y

- *Las alas deben satifacer la siguiente relación:*

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3 \qquad \text{2.9.5.0.6.2.3-2 (6.10.6.2.3-2 AASHTO)}$$

Donde:

D_c = *profundidad del alma comprimida en el rango elástico (in.). Para las secciones compuestas Dc se deberá determinar cómo se especifica en el Artículo D6.3.1, Apéndice D6.*

I_{yc} = *momento de inercia del ala comprimida de la sección de acero alrededor del eje vertical en el plano del alma (in.⁴); (mm⁴)*

I_{yt} = *momento de inercia del ala en tracción de la sección de acero alrededor del eje vertical en el plano del alma (in.⁴); (mm⁴)*

Se podrán dimensionar de acuerdo con los requisitos para secciones de alma compacta o no compacta especificados en el Apéndice A6. Caso contrario, la sección se deberá dimensionar de acuerdo con los requisitos especificados en el 2.9.5.0.8 (6.10.8 AAASHTO)

Para los elementos flexionales continuos que satisfacen los requisitos del Artículo B6.2, Apéndice B6 se puede redistribuir un porcentaje calculado del momento negativo debido a las cargas factoradas en la sección considerada usando los procedimientos ya sea del Artículo B6.4 o del Artículo B6.6, Apéndice B6.

2.9.5.0.6.3 Corte

(6.10.6.3 AASHTO)

Los requisitos del Artículo 2.9.5.0.9 (6.10.9 AASHTO) serán aplicados.

2.9.5.0.6.4 Conectores de Corte

(6.10.6.4 AASHTO)

Los requisitos del Artículo 2.9.5.10.4 (6.10.10.4 AASHTO) serán aplicados.

2.9.5.0.7 Resistencia a la Flexión - Secciones Compuestas en en Flexión Positiva

(6.10.7 AASHTO)

2.9.5.0.7.1 Secciones Compactas

(6.10.7.1 AASHTO)

2.9.5.0.7.1.1 Disposiciones Generales

(6.10.7.1.1 AASHTO)

En el Estado Límite de Resistencia, la sección deberá satisfacer.

$$M_u + \frac{1}{3} f_\ell S_{xt} \leq \phi_f M_n \qquad \text{2.9.5.0.7.1.1-1 (6.10.7.1.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ_f = *factor de resistencia para flexión especificado en Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2. AASHTO)*

f_ℓ = *esfuerzo de flexión lateral del ala determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.6 (6.10.1.6 AASHTO) (ksi); (MPa)*

M_n = *resistencia nominal a la flexión de la sección determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.7.1.2 (6.10.7.1.2 AASHTO) (kip-in); (N-mm)*

M_u = *momento flector respecto del eje mayor de la sección transversal determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.6 (6.10.1.6 AASHTO) (kip-in); (N-mm)*

M_{yt} = *momento de fluencia con respecto al ala de tracción determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (Apéndice D6) (kip-in); (N-mm)*

S_{xt} = *módulo resistente elástico de la sección respecto del eje mayor hasta el ala de tracción tomado como Myt /Fyt (in³); (mm³).*

2.9.5.0.7.1.2 Resistencia Nominal a la Flexión

(6.10.7.1.2 AASHTO)

La resistencia nominal a la flexión de la sección se deberá tomar como:

Si $D_p \leq 0.1\, D_t$, entonces:

$$M_n = M_p \qquad \text{2.9.5.0.7.1.2-1 (6.10.7.1.2-1 AASHTO)}$$

De otro modo:

$$M_n = M_p\left(1.07 - 0.7\,\frac{D_p}{D_t}\right) \qquad \text{2.9.5.0.7.1.2-2 (6.10.7.1.2-2 AASHTO)}$$

Donde:

D_p = *distancia entre la cara superior del tablero de concreto y el eje neutro de la sección compuesta cuando se produce el momento plástico (in.); (mm)*

D_t = *profundidad total de la sección compuesta (in.); (mm)*

M_p = *momento plástico de la sección compuesta determinado como se especifica en el Artículo D6.1, Apéndice D6 (kip-in.); (N-mm)*

En un tramo continuo la resistencia nominal a la flexión de la sección no deberá ser mayor que:

$$M_n \leq 1.3 R_h M_y \qquad \text{2.9.5.0.7.1.2-3 (6.10.7.1.2-3 AASHTO)}$$

Donde:

M_n = *resistencia nominal a la flexión determinada de Eq 2.9.5.0.7.1.2-1 ó 2.9.5.0.7.1.2-2 (6.10.7.1.2-1 ó 6.10.7.1.2-2 AASHTO) según correspónda (kip-in.); (N-mm)*

M_y = *momento de fluencia determinado como se especifica en el Artículo D6.2, Apéndice D6 (kip-in.); (N-mm).*

R_h = *factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10.1 (6.10.1.10.1 AASHTO)*

A menos que:

- *El tramo considerado y todas las secciones sobre pilas interiores adyacentes satisfagan los requisitos del Artículo B6.2, Apéndice B6.*

  y

- *El correspondiente valor de θ_{RL} del Artículo B6.6.2 (Apéndice B6) sea mayor que 0.009 radianes en todas las secciones sobre pilas interiores adyacentes,*

- *En cuyo caso la resistencia nominal a la flexión de la sección no está sujeta a la limitación impuesta por la ecuación 2.9.5.0.7.1.2-3, (6.10.7.1.2-3 AASHTO)*

2.9.5.0.7.2 Secciones No Compactas

(6.10.7.2 AASHTO)

2.9.5.0.7.2.1 Disposiciones Generales

(6.10.7.2.1 AASHTO)

En el Estado Límite de Resistencia el ala de compresión deberá satisfacer:

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \qquad \text{2.9.5.0.7.2.1-1 (6.10.7.2.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ_f = *factor de resistencia para flexión Artículo 2.9.4.4.2* **(6.5.4.2 AASHTO)**

f_{bu} = *esfuerzo en el ala calculada sin considerar la flexión lateral del ala determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.6 (ksi); (MPa)* **(6.10.1.6 AASHTO)**

F_{nc} = *resistencia nominal a la flexión del ala de compresión determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.7.2.2. (ksi) ; (Mpa);* **(6.10.7.2.2 AASHTO)**

El ala de tracción deberá satisfacer:

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_\ell \leq \phi_f F_{nt} \qquad \text{2.9.5.0.7.2.1-2 (6.10.7.2.1-2 AASHTO)}$$

Donde:

f_ℓ = *esfuerzo de flexión lateral del ala determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.6 (ksi); (MPa)* **(6.10.1.6 AASHTO)**

F_{nt} = *resistencia nominal a la flexion del ala de tracción determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.7.2.2. (ksi) ; (Mpa);* **(6.10.7.2.2 AASHTO)**

El máximo esfuerzo de compresión longitudinal en el tablero de concreto en Estado Límite de Resistencia, determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.1.1.d **(6.10.1.1.1d AASHTO)** *no deberá ser mayor que 0.6 f´c.*

2.9.5.0.7.2.2 Resistencia Nominal a la Flexión

(6.10.7.2.2 AASHTO)

La resistencia nominal a la flexión del ala en compresión se deberá tomar como:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \qquad \text{2.9.5.0.7.2.2-1 (6.10.7.2.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

R_b = *factor de balanceo de las cargas del alma determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10.2* **(6.10.1.10.2 AASHTO)**

R_h = *factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10.1* **(6.10.1.10.1 AASHTO)**

La resistencia nominal a la flexión del ala entracción se deberá tomar como:

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \qquad \text{2.9.5.0.7.2.2-2 (6.10.7.2.2-2 AASHTO)}$$

2.9.5.0.7.3 Requisito de Ductilidad

(6.10.7.3 AASHTO)

Las secciones compactas y no compactas deberán satisfacer:

$$D_p \leq 0.42 D_t \qquad \text{2.9.5.0.7.3-1 (6.10.7.3-1 AASHTO)}$$

Donde:

D_p = *distancia entre la cara superior del tablero de concreto y el eje neutro de la sección compuesta cuando se produce el momento plástico (in.); (mm).*

D_t = *profundidad total de la sección compuesta (in.); (mm).*

2.9.5.0.8 Resistencia a la Flexión –Secciones Compuestas en Flexión Negativa y Secciones No Compuestas

(6.10.8 AASHTO)

2.9.5.0.8.1 Disposiciones Generales

(6.10.8.1 AASHTO)

2.9.5.0.8.1.1 Alas en Compresión Discretamente Arriostradas

(6.10.8.1.1 AASHTO)

En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_\ell \leq \phi_f F_{nc} \qquad \text{2.9.5.0.8.1.1-1 (6.10.8.1.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ_f = *factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO)*

f_{bu} = *esfuerzo en el ala calculada sin considerar la flexión lateral del ala determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.6 (ksi); (MPa); (6.10.1.6 AASHTO)*

f_ℓ = *esfuerzo de flexión lateral en el ala determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.6 (6.10.1.6 AASHTO) (ksi); (MPa)*

F_{nc} = *resistencia nominal a la flexión del ala de compresión determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.8.2 (6.10.8.2. AASHTO) (ksi); (Mpa)*

2.9.5.0.8.1.2 Alas en Tracción Discretamente Arriostradas

(6.10.8.1.2 AASHTO)

En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_\ell \leq \phi_f F_{nt} \qquad \text{2.9.5.0.8.1.2-1 (6.10.8.1.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

F_{nt} = *resistencia nominal a la flexión del ala determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.8.3 (6.10.8.3 AASHTO) (ksi)*

2.9.5.0.8.1.3 Alas solicitadas a Tracción o Compresión con Arriostramiento Continuo

(6.10.8.1.3 AASHTO)

En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$f_{bu} \leq \phi_f R_h F_{yf} \qquad \text{2.9.5.0.8.1.3-1 (6.10.8.1.3-1 AASHTO)}$$

Donde:

F_{yf} = *mínima resistencia a la fluencia especificada de un ala (ksi); (MPa).*

2.9.5.0.8.2 Resistencia a la Flexión del Ala de Compresión

(6.10.8.2 AASHTO)

2.9.5.0.8.2.1 Disposiciones Generales

(6.10.8.2.1 AASHTO)

Para la longitud no arriostrada en la cual el miembro es prismático, la resistencia nominal a la flexión del ala en compresión, f_{nc}, se tomará como el más pequeño de la resistencia al pandeo local determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.8.2.2 (6.10.8.2.2 AASHTO) y la resistencia al pandeo lateral torsional determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.8.2.3 (6.10.8.2.3 AASHTO). Caso contrario la Eq. 2.9.5.0.8.1.1.-1 (6.10.8.1.1-1 AASHTO) será satisfecha por ambos: pandeo local y pandeo lateral torsional usando el valor apropiado de f_{nc} determinado para cada caso.

2.9.5.0.8.2.2 Resistencia al Pandeo Local

(6.10.8.2.2 AASHTO)

La resistencia al pandeo local del ala de compresión se deberá tomar como:

- *Si $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$, entonces*

$$F_{nc} = R_b R_h R_{yc} \qquad \text{2.9.5.0.8.2.2-1 (6.10.8.2.2-1 AASHTO)}$$

- *Caso contrario*

$$F_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] R_b R_h R_{yc} \qquad \text{2.9.5.0.8.2.2-2 (6.10.8.2.2-AASHTO)}$$

En el cual:

λ_f = *Relación de esbeltez para el ala de compresión*

$$= \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \qquad \text{2.9.5.0.8.2.2-3 (6.10.8.2.2.-3 AASHTO)}$$

Relación de esbeltez límite para un ala compacta.

$$\lambda_{pf} = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{2.9.5.0.8.2.2-4 (6.10.8.2.2.-4 AASHTO)}$$

λ_{rf} = *Relación de esbeltez límite para un ala no compacta.*

$$= 0.56\sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \qquad \text{2.9.5.0.8.2.2-4 (6.10.8.2.2.-4 AASHTO)}$$

Donde:

F_{yr} = *esfuerzo en el ala de compresión cuando se inicia la fluencia nominal dentro de la sección transversal, incluyendo los efectos de los esfuerzoa residuales pero sin considerar la flexión lateral del ala de compresión, tomado como el menor valor entre $0.7F_{yc}$ y F_{yw}, pero nunca menor que $0.5F_{yc}$.*

R_b = *factor de balanceo de las cargas del alma determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10.2 (6.10.1.10.2 AASHTO).*

R_h = *factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10.1 (6.10.1.10.1 AASHTO).*

2.9.5.0.8.2.3 Resistencia al Pandeo Lateral Torsional

(6.10.8.2.3 AASHTO)

Para longitudes no arriostradas en las cuales el elemento es prismático, la resistencia al pandeo lateral torsional del ala de compresión se deberá tomar como:

- $Si\ L_b \leq L_p\ ,\ entonces$

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$$ *2.9.5.0.8.2.3-1 (6.10.8.2.3-1 AASHTO)*

- $Si\ L_p < L_b \leq L_r\ , entonces$

$$F_{nc} = C_b\left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] R_b R_h F_{yc} \leq R_b R_h F_{yc}$$

2.9.5.0.8.2.3-2 (6.10.8.2.3-2 AASHTO)

- $Si\ L_b > L_r\ ,\ entonces$

$$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc}$$ *2.9.5.0.8.2.3-3 (6.10.8.2.3-3 AASHTO)*

Donde:

L_b = *longitud no arriostrada (in.)**;** (mm).*

L_p = *longitud no arriostada límite para alcanzar la resitencia nominal a flexión $R_b R_h R_{yc}$ bajo flexión uniforme. (in);(mm).*

$$= 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$ *2.9.5.0.8.2.3-4 (6.10.8.2.3-4 AASHTO)*

L_r = *longitud no arriostrada límite para llegar al inicio de la fluencia nominal en cualquiera de las alas bajo flexión uniforme considerando los efectos de los Esfuerzos residuales en el ala de compresión (in.); (mm).*

$$= \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}}$$ *2.9.5.0.8.2.3-5 (6.10.8.2.3-5 AASHTO)*

C_b = *modificador del gradiente de momentos. En ausencia de un análisis racional alternativo, C_b se puede calcular de la siguiente manera:*

- *Para voladizos no arriastrados y para elementos en los cuales;*

$$f_{mid}/f_2 > 1 \quad \text{ó} \quad f_2 = 0$$

$$C_b = 1.0$$ *2.9.5.0.8.2.3-6 (6.10.8.2.3.-6 AASHTO)*

- *Para todos los demás casos:*

$$C_b = 1.75 - 1.05\left(\frac{f_1}{f_2}\right) + 0.3\left(\frac{f_1}{f_2}\right)^2 \leq 2.3$$ *2.9.5.0.8.2.3-7 (6.10.8.2.3.-7 AASHTO)*

F_{cr} = *esfuerzo de pandeo lateral torsional elástico (ksi); (MPa)*

$$= \frac{C_b R_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2}$$ *2.9.5.0.8.2.3-8 (6.10.8.2.3-8 AASHTO)*

r_t = *radio de giro efectivo para pandeo lateral torsional (in.); (mm).*

$$= \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1+\frac{1}{3}\frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}\right)}}$$ 2.9.5.0.8.2.3-9 (6.10.8.2.3-9 AASHTO)

Donde:

F_{yr} = *esfuerzo en el ala de compresión cuando se inicia la fluencia nominal dentro de la sección transversal, incluyendo los efectos de los esfuerzos residuales pero sin considerar la flexión lateral del ala de compresión, tomado como el menor valor entre* $0.7F_{yc}$ *y* F_{yw}*, pero nunca menor que* $0.5F_{yc}$*.*

D_c = *profundidad del alma comprimida en el rango elástico (in.). Para las secciones compuestas* D_c *se deberá determinar cómo se especifica en el Artículo D6.3.1, Apéndice D6.*

f_{mid} = *esfuerzo sin considerar la flexión lateral del ala a la mitad de la longitud no arriostrada del ala considerada, calculada a partir del valor de la envolvente de momentos que produce la mayor compresión en este punto, o la menor tracción si este punto nunca está solicitado a compresión (ksi).*

El valor de f_{mid} *será debido a las cargas factoradas y se tomará positivo en compresión y negativo en tracción.*

f_0 = *esfuerzo sin considerar la flexión lateral del ala en el punto de arriostramiento opuesto al punto correspondiente a* f_2*, calculada a partir del valor de la envolvente de momentos que produce la mayor compresión en este punto, o la menor tracción si este punto nunca está solicitado a compresión (ksi).*

El valor de f_0 *será debido a las cargas factoradas y se tomará positivo en compresión y negativo en tracción.*

f_1 = *esfuerzo sin considerar la flexión lateral en el punto de arriostramiento opuesto al punto correspondiente a* f_2*, calculado como la intercepción de la variación del esfuerzo lineal más critico asumido pasando por* f_2 *y cada* f_{mid} *ó* f_0*, el que produzca el más pequeño valor de* C_b *(ksi).* f_1 *puede ser determinado como sigue:*

Cuando la variación en el momento a lo largo de la longitud completa entre los puntos de arriotramiento la figura es cóncava.

$$f_1 = f_0$$ 2.9.5.0.8.2.3-10 (6.10.8.2.3-10 AASHTO)

De otro modo:

$$f_1 = 2f_{mid} - f_2 \geq f_0$$ 2.9.5.0.8.2.3-11 (6.10.8.2.3-11 AASHTO)

f_2 = *salvo las excepciones aquí indicadas, el mayor de los esfuerzos de compresión sin considerar la flexión lateral en cualquiera de los extremos de una longitud no arriostrada del ala considerada, calculada a partir del valor crítico de la envolvente de momentos (ksi).*

Valor de f_2 *será debido a las cargas factoradas y se tomará positivo.*

Si el esfuerzo es cero ó es tracción en el ala bajo consideración, en ambos extremos de la longitud no arriostrada, f_2 *se tomará como cero.*

R_b = *factor de balanceo de las cargas del alma determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10.2* **(6.10.1.10.2 AASHTO)**

R_n = *factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10.1* **(6.10.1.10.1 AASHTO)**

Para longitudes no arriostradas en las cuales el elemento consiste en secciones monosimétricas no compuestas y está sujeto a flexión con curvatura doble, a menos que se considere que el ala superior tiene apoyo lateral continuo, se deberá verificar la resistencia al pandeo lateral torsional de ambas alas.

Para longitudes no arriostradas en las cuales el elemento no es prismático, la resistencia al pandeo lateral torsional del ala de compresión F_{nc} en cada sección dentro de la longitud no arriostrada se puede tomar como la menor de las resistencias dentro de la longitud no arriostrada bajo consideradación determinadas a partir de las Ecuaciones 2.9.5.0.8.2.3-1, 2.9.5.0.8.2.3-2 ó 2.9.5.0.8.2.3- 3, según corresponda, suponiendo que la longitud no arriostrada es prismática. El modificador de la gradiente de momento, C_b, se tomará igual a 1.0 en este caso y L_b no se modificará por un factor de longitud efectivo.

Para las longitudes no arriostradas que contienen una transición a una sección menor a una distancia menor o igual que 20 por ciento de la longitud no arriostrada a partir del punto de arriostramiento con el menor momento, la resistencia al pandeo lateral torsional se puede determinar suponiendo que esta transición no existe., siempre y cuando momento lateral de inercia del ala o alas de la sección más pequeña es igual o más grande que la mitad del correspondiente valor en la sección más grande.

2.9.5.0.8.3 Resistencia a la Flexión del Ala de Tracción

(6.10.8.3 AASHTO)

La resistencia nominal a la flexión del ala de tracción se deberá tomar como:

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \qquad \text{2.9.5.0.8.3-1} \quad \text{(6.10.8.3-1 AASHTO)}$$

Donde:

R_h = *factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10.1* **(6.10.1.10.1 AASHTO)**

2.9.5.0.9 Resistencia al Corte

(6.10.9 AASHTO)

2.9.5.0.9.1 Disposiciones Generales

(6.10.9.1 ASHTO)

En el Estado Límite de Resistencia las almas de tramos rectos o curvos deberán satisfacer:

$$V_u \leq \phi_v V_n \qquad \text{2.9.5.0.9.1-1} \quad \text{(6.10.9.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ_v = *factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 2.9.4.4.2* **(6.5.4.2 AASHTO)**

V_n = *resistencia nominal al corte determinada como se especifica en los Artículos 2.9.5.0.9.2 y 2.9.5.0.9.3* **(6.10.9.2 y 6.10.9.3 AASHTO)** *para almas no rigidizadas, respectivamente (kip); (N)*

V_u = *corte en el alma en la sección considerada debido a las cargas factoradas (kip); (N).*

Los rigidizadores transversales intermedios se deberán diseñar como se especifica en el Artículo 2.9.5.11.1 **(6.10.11.1 AASHTO).** *Los rigidizadores longitudinales se deberán diseñar como se especifica en el Artículo 2.9.5.11.3* **(6.10.11.3 AASHTO).**

Los paneles interiores de las almas de los elementos de sección doble T no hibridos e hibridos:

- *Que no tengan un rigidizador longitudinal y en los cuales la separación de los rigidizadores transversales sea mayor que 3D, o*
- *Que tengan uno o más rigidizadores longitudinales y en los cuales la separación de los rigidizadores transversales no sea mayor que 1.5D.*

Se deberán considerar rigidizados, y por lo tanto se les aplicara los requisitos del Artículo 2.9.5.0.9.3 (6.10.9.3 AASHTO). Caso contrario se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.5.0.9.2 (6.10.9.2 AASHTO).Para las almas rigidizadas, los requisitos para los paneles extremos será como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.2.3.3 (6.10.9.3.3 AASHTO).

2.9.5.0.9.2 Resistencia Nominal de las Almas no Rigidizadas

(6.10.9.2 AASHTO)

La resistencia nominal al corte de las almas no rigidizadas se deberá tomar como:

$$V_n = V_{cr} = CV_p \qquad \text{2.9.5.0.9.2-1 (6.10.9.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w \qquad \text{2.9.5.0.9.2-2 (6.10.9.2-2 AASHTO)}$$

Donde:

C = *relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte determinada mediante las Ecuaciones 2.9.5.0.9.3.2-4, 2.9.5.0.9.3.2-5 ó 2.9.5.0.9.3.2-6 (6.10.9.3.2-4, 6.10.9.3.2-5 o 6.10.9.3.2-6 AASHTO), según corresponda, tomando el coeficiente de pandeo por corte, k, igual a 5.0.*

V_{cr} = *resistencia al pandeo por corte (kip)**;** (N).*

V_n = *resistencia nominal por corte (kip); (N).*

V_p = *fuerza de corte plástico (kip); (N).*

2.9.5.0.9.3 Resistencia Nominal de las Almas Rigidizadas

(6.10.9.3 AASHTO)

2.9.5.0.9.3.1 Disposiciones Generales

(6.10.9.3.1 AASHTO)

La resistencia nominal al corte de los paneles de alma interiores rigidizados transversalmente o transversal y longitudinalmente deberá ser como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.9.3.2 (6.10.9.3.2 AASHTO). La resistencia nominal al corte de los paneles de alma extremos rigidizados transversalmente o transversal y longitudinalmente deberá ser como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.9.3.3 (6.10.9.3.3 AASHTO). Para determinar la resistencia nominal al corte de los paneles de alma con rigidizadores longitudinales se deberá utilizar la profundidad total, D. La separación requerida entre rigidizadores transversales se deberá calcular usando el corte máximo en el panel.

Los rigidizadores deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 2.9.5.11 (6.10.11 AASHTO).

2.9.5.0.9.3.2 Paneles Interiores

(6.10.9.3.2 AASHTO)

La resistencia nominal al corte de un panel de alma interior que satisface los requisitos del Artículo 2.9.5.0.9.1 (6.10.9.1 AASHTO) y en el cual la sección a lo largo de la totalidad del panel está dimensionada de manera que:

$$\frac{2Dt_w}{\left(b_{fc}t_{fc} + b_{ft}t_{ft}\right)} \leq 2.5 \qquad \text{2.9.5.0.9.3.2-1 (6.10.9.3.2-1 AASHTO)}$$

Se deberá tomar como:

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right]$$

2.9.5.0.9.3.2-2 (6.10.9.3.2-2 AASHTO)

Donde:

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w$$

2.9.5.0.9.3.2-3 (6.10.9.3.2-3 AASHTO)

Donde:

d_o = *separación entre rigidizadores transversales (in.); (mm).*

V_n = *resistencia nominal por corte (kip); (N).*

V_p = *fuerza de corte plástico (kip); (N).*

C = *relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte.*

La relación C se deberá determinar cómo se especifica a continuación:

- *Si* $\frac{D}{t_w} \leq 1.12\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}, entonces$

  C=1.0

  2.9.5.0.9.3.2-4 (6.10.9.3.2-4 AASHTO)

- *Si* $1.12\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}, entonces$

  $$C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}}\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

  2.9.5.0.9.3.2-5 (6.10.9.3.2-5 AASHTO)

- *Si* $\frac{D}{t_w} > 1.40\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}, entonces$

  $$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2}\left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right)$$

  2.9.5.0.9.3.2-6 (6.10.9.3.2-6 AASHTO)

En el cual

K = *coeficiente de pandeo por corte*

$$= 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}$$

2.9.5.0.9.3.2-7 (6.10.9.3.2-7 AASHTO)

Caso contrario la resistencia nominal al corte se deberá tomar de la siguiente manera:

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87\,(1-C)}{\left(\sqrt{1+\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} + \frac{d_o}{D}\right)} \right]$$

2.9.5.0.9.3.2-8 (6.10.9.3.2-8 AASHTO)

2.9.5.0.9.3.3 Paneles Extremos

(6.10.9.3.3 AASHTO)

La resitencia nominal al corte de un panel de alma extremo se deberá tomar como:

$$V_n = V_{cr} = CV_p \qquad \text{2.9.5.0.9.3.3-1} \quad \text{(6.10.9.3.3-1 AASHTO)}$$

En el cual:

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w \qquad \text{2.9.5.0.9.3.3-2} \quad \text{(6.10.9.3.3-2 AASHTO)}$$

Donde:

C = *relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte determinada mediante las Ecuaciones 2.9.5.0.9.3.2-4, 2.9.5.0.9.3.2-5 ó 2.9.5.0.9.3.2-6 (6.10.9.3.2-4, 6.10.9.3.2-5 o 6.10.9.3.2-6 AASHTO), según corresponda.*

V_{cr} = *resistencia al pandeo por corte (kip)**;** (N)*

V_p = *fuerza de corte plástico (kip); (N)*

La separación de los rigidizadores transversales en los paneles extremos con o sin rigidizadores longitudinales no deberá ser mayor que 1.5D.

2.9.5.10 Conectores de Corte

(6.10.10 AASHTO)

2.9.5.10.1 Disposiciones Generales

(6.10.10.1 AASHTO)

En las secciones compuestas se deberán proveer conectores de corte tipo perno o tipo canal en la interfaz entre el tablero de concreto y la sección de acero para resistir el corte en la interface.

Normalmente se deberán proveer conectores de corte en la totalidad de la longitud de los puentes compuestos de un solo tramo. En las regiones de flexión negativa se deberán proveer conectores de corte si se considera que la armadura longitudinal forma parte de la sección compuesta. Caso contrario no será necesario proveer conectores de corte en las regiones de flexión negativa, pero se deberán colocar conectores adicionales en la región donde se encuentran los puntos de contraflexión bajo carga permanente como se especifica en el Artículo 2.9.5.10.3 (6.10.10.3 AASHTO)

Cuando en las regiones de flexión negativa no se coloquen conectores de corte, la armadura longitudinal se deberá prolongar hacia la región de flexión positiva como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.7 (6.10.1.7 AASHTO)

Los puentes compuestos de curvas continuas se les colocarán conectores de corte en toda la longitud del puente.

2.9.5.10.1.1 Tipos

(6.10.10.1.1 AASHTO)

Los conectores de corte tipo perno y tipo canal se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos del presente artículo.

Los conectores de corte deberían ser de un tipo tal que permita compactar adecuadamente el concreto para garantizar que la totalidad de sus superficies estén en contacto con el concreto. Los conectores deberán ser capaces de resistir movimientos tanto verticales como horizontales entre el concreto y el acero.

La relación entre la altura y el diámetro de un conector de corte tipo perno no deberá ser menor que 4.0.

Los conectores de corte tipo canal deberán tener soldaduras de filetes de un tamaño no menor que 0.1875 in. (5 mm) a lo largo de las aristas del canal.

2.9.5.10.1.2 Separación de Conectores de Corte en Dirección de la Carga (Pitch)

(6.10.10.1.2 AASHTO)

La separación de los conectores de corte en la dirección de la carga se deberá determinar de manera de satisfacer el Estado Límite de Fatiga, tal como se especifica en los Artículos 2.9.5.10.2 y 2.9.5.10.3 (6.10.10.2 y 6.10.10.3 AASHTO). El número de conectores de corte resultante no deberá ser menor que el número requerido para satisfacer el Estado Límite de Resistencia tal como se especifica en el Artículo 2.9.5.10.4 (6.10.10.4 AASHTO)

La separación de los conectores de corte en la dirección de la carga, p, deberá satisfacer:

$$p \le \frac{nZ_r}{V_{sr}} \qquad \text{2.9.5.10.1.2-1 (6.10.10.1.2-1 AASHTO)}$$

V_{sr} = *rango de corte horizontal de fatiga por unidad de longitud (kip/in.); (N/mm)*

$$= \sqrt{\left(V_{fat}\right)^2 + \left(F_{fat}\right)^2} \qquad \text{2.9.5.10.1.2-2 (6.10.10.1.2-2 AASHTO)}$$

V_{fat} = *rango de corte horizontal de fatiga por unidad de longitud (kip/in.); (N/mm)*

$$= \frac{V_f Q}{I} \qquad \text{2.9.5.10.1.2-3 (6.10.10.1.2-3 AASHTO)}$$

F_{fat} = *rango de corte radial de fatiga por unidad de longitud (kip/in.); (N/mm), tomado el más grande de:*

$$F_{fat1} = \frac{A_{bot}\sigma_{fig}\ell}{wR} \qquad \text{2.9.5.10.1.2-4 (6.10.10.1.2-4 AASHTO)}$$

Ó

$$F_{fat2} = \frac{F_{rc}}{w} \qquad \text{2.9.5.10.1.2-5 (6.10.10.1.2-5 AASHTO)}$$

Donde:

σ_{flg} = *rango de esfuerzo de fatiga longitudinal en el ala inferior sin considerar la flexión lateral del ala. (ksi);*

A_{bot} = *área del ala inferior (in^2); (mm^2)*

F_{rc} = *rango neto de la fuerza en el marco transversal en el ala superior (Kip); (N)*

I = *momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo (in^4); (mm^4)*

ℓ = *distancia entre puntos arriostrados (ft); (mm)*

n = *número de conectores de corte en una sección transversal.*

p = *separación de los conectores de corte a lo largo del eje longitudinal (in);*

Q = *primer momento del área transformada a corto plazo del tablero de concreto respecto del eje neutro de la sección compuesta a corto plazo (in^3); (mm^3)*

R = *radio mínimo de viga dentro del panel (ft)*

V_f = *rango de fuerzas de corte vertical bajo la combinación de cargas para Estado Límite de Fatiga especificada en la Tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1.-1 AASHTO) tomando la sobrecarga de fatiga como se especifica en el artículo 2.4.3.2.4 (3.6.1.4 AASHTO) (kip); (N)*

w = *longitud efectiva del tablero (in) tomado como 48.0 in., excepto en el apoyo extremo w se tomará como 24.0 in.*

Z_r = *resistencia a la fatiga por corte de un conector de corte individual determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.10.2 (6.10.10.2 AASHTO), (kip); (N)*

Los tramos rectos o segmentados, el rango de corte radial de fatiga de la ecuación 2.9.5.10.1.2-4 (6.10.10.1.2-4 AASHTO) puede ser tomado igual a cero.Para puentes rectos u horizontalmente curvos con esviajamiento que no exceda 20 grados, el rango de corte radial de fatiga de la ecuación 2.9.5.10.1.2-5 (6.10.10.1.2-5 AASHTO) puede ser tomado igual a cero.

La separación centro a centro de los conectores de corte no excederá 24.0 in. (600 mm) y no será menor que seis veces el diámetro del conector.

2.9.5.10.1.3 Separación Transversal de Conectores

(6.10.10.1.3 AASHTO)

Se deberán colocar conectores de corte transversalmente en el ala superior de la sección de acero. La separación entre dichos conectores de corte podrá ser constante o variable.

La separación entre centros de los conectores de corte tipo perno no deberá ser menor que 4.0 diámetros del perno medidos en forma transversal al eje longitudinal del elemento.

La distancia libre entre el borde del ala superior y el borde del conector de corte más próximo no deberá ser menor que 1.0 in. (25 mm.)

2.9.5.10.1.4 Recubrimiento de Concreto y Penetración

(6.10.10.1.4 AASHTO)

La profundidad libre del recubrimiento de concreto sobre la parte superior de los conectores de corte no debería ser menor que 2.0 in (50 mm). Los conectores de corte deberían penetrar como mínimo 2.0 in (50 mm) en el tablero de concreto.

2.9.5.10.2 Resistencia a la Fatiga

(6.10.10.2 AASHTO)

La resistencia a la fatiga por corte de un conector de corte tipo perno (stud) individual, Z_r, se deberá tomar como:

Para conectores de corte tipo perno:

- *Cuando se proyecta para 75 años , un número de camiones promedio por dia en un único carril $(ADTT)_{SL}$ más grande o igual, a 960 camiones por día, la combinación de cargas de Fatiga I será usada y la resistencia a la fatiga por corte para vida ilimitada se tomará como:*

$$Z_r = 5.5d^2 \qquad \text{2.9.5.10.2-1 (6.10.10.2-1 AASHTO)}$$

- *De lo contrario , la combinación de cargas Fatiga II será usada y la resistencia a la fatiga por corte para vida limitada, se tomará como:*

$$Z_r = \alpha d^2 \qquad \text{2.9.5.10.2-2 (6.10.10.2-2 AASHTO)}$$

En el cual

$$\alpha = 34.5 - 4.28 \log N \qquad \text{2.9.5.10.2-3 (6.10.10.2-3 AASHTO)}$$

Para conectores de corte tipo canal:

- *Cuando se proyecta para 75 años , un número de camiones promedio por dia en un único carril $(ADTT)_{SL}$ más grande o igual, a 1850 camiones por día, la combinación de cargas de Fatiga I será usada y la resistencia a la fatiga por corte para vida ilimitada se tomará como:*

$$Z_r = 2.1w \qquad \text{2.9.5.10.2-4 (6.10.10.2-4 AASHTO)}$$

- *De lo contrario , la combinación de cargas Fatiga II será usada y la resistencia a la fatiga por corte para vida limitada, se tomará como:*

$$Z_r = Bw \qquad \text{2.9.5.10.2-5 (6.10.10.2-5 AASHTO)}$$

En el cual

$$B = 9.37 - 1.08\,log\,N \qquad \text{2.9.5.10.2-6 (6.10.10.2-6 AASHTO)}$$

Donde:

$(ADTT)_{SL}$ = *número de camiones por día en un único carril, promediado respecto del período de diseño*

d = *diámetro del perno (in.)*

N = *número de ciclos especificado en el Artículo 2.9.4.6.1.2.3 (6.6.1.2.5-AASHTO)*

w = *longitud del canal medido transversal a la dirección del ala (in.)*

La separación en la dirección de la carga se deberá determinar a partir de la ecuación 2.9.5.10.1.2-1 (6.10.10.1.2-1 AASHTO) usando el valor de Z_r y el rango de fuerzas de corte V_{sr}.

Se deberá investigar el efecto del conector de corte sobre la resistencia a la fatiga del ala usando los requisitos del Artículo 2.9.4.6.1.2 (6.6.1.2 AASHTO).

2.9.5.10.3 Requisitos Especiales para Puntos de Contraflexión Bajo Carga Permanente

(6.10.10.3 AASHTO)

En los elementos que en su condición final son no compuestos para flexión negativa, se deberán proveer conectores de corte adicionales en la región donde se encuentran los puntos de contraflexión bajo carga permanente.

El número de conectores de corte adicionales, n_{ac}, se deberá tomar como:

$$n_{ac} = \frac{A_s f_{sr}}{Z_r} \qquad \text{2.9.5.10.3-1 (6.10.10.3-1 AASHTO)}$$

Donde:

A_s = *área total de armadura longitudinal sobre el apoyo interior dentro del ancho efectivo del tablero de concreto (in^2.); (mm^2)*

f_{sr} = *rango de esfuerzos en la armadura longitudinal sobre el apoyo interior bajo la combinación de cargas para Estado Límite de Fatiga especificada en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO) tomando la sobrecarga de fatiga como se especifica en el Artículo 2.4.3.2.4 (3.6.1.4 AASHTO) (ksi); (MPa)*

Z_r = *resistencia a la fatiga por corte de un conector de corte individual determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.10.2 (6.10.10.2 AASHTO) (kip); (N)*

Los conectores de corte adicionales se deberán colocar en una distancia igual a un tercio del ancho efectivo del tablero de concreto, ver Artículo 2.6.4.2.6 (4.6.2.6. AASHTO), a ambos lados del punto de contraflexión bajo carga permanente. Los empalmes realizados en obra se deberían ubicar de manera que no interfieran con los conectores de corte.

La separación centro a centro de todos los conectores, incluyendo los adicionales, dentro de la distancia que satisfaga la separación máxima y mínima será la estipulada en el Artículo 2.9.5.10.1.2 ***(6.10.10.1.2 AASHTO)***

2.9.5.10.4 Estado Límite de Resistencia.

En el Estado Límite de Resistencia el mínimo número de conectores de corte, n, sobre la región considerada se deberá tomar como:

(6.10.10.4 AASHTO)

2.9.5.10.4.1 Disposiciones Generales

(6.10.10.4.1 AASHTO)

La resistencia al corte factorada de un único conector de corte, Qr, en el Estado Límite de Resistencia se deberá tomar como:

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \qquad \text{2.9.5.10.4.1-1 (6.10.10.4.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

Q_n = *resistencia nominal al corte de un conector de corte individual determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.10.4.3* ***(6.10.10.4.3 AASHTO),*** *(kip)**; (**N)*

ϕ_{sc} = *factor de resistencia para conectores de corte especificado en el Artículo 2.9.4.4.2* ***(6.5.4.2 AASHTO).***

En el estado Límite de resistencia, el mismo número de conectores de corte, n, sobre la región en consideración se tomara como:

$$n = \frac{p}{Q_r} \qquad \text{2.9.5.10.4.1-2 (6.10.10.4.1-2 AASHTO)}$$

P = *fuerza de corte nominal total determinada como se especifica en el Articulo 2.9.5.10.4.2 (6.10.10.4.2 AASHTO) (kip); (N)*

Q_r = *resistencia de corte factorada de un conector de corte determinada mediante la ecuación 2.9.5.10.4.1-1 (kip); (N)*

2.9.5.10.4.2 Fuerza de Corte Nominal

(6.10.10.4.2 AASHTO)

Para los tramos simples y para los tramos continuos que son no compuestos para flexión negativa en la condición final, la fuerza de corte nominal total, P, entre el punto de máxima sobrecarga de diseño positivo más momento de impacto y cada punto de momento nulo adyacente se deberá tomar como:

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2} \qquad \text{2.9.5.10.4.2-1 (6.10.10.4.2-1 AASHTO)}$$

En el cual:

P_p = *fuerza longitudinal total en el tablero de concreto en el punto de máxima sobrecarga positiva más momento de impacto (kip), (N) tomada como el menor de los siguientes valores:*

$$P_{1p} = 0.85 f'_c b_s t_s \qquad \text{2.9.5.10.4.2-2 (6.10.10.4.2-2 AASHTO)}$$

o

$$P_{2p} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} \qquad \text{2.9.5.10.4.2-3 (6.10.10.4.2-3 AASHTO)}$$

F_p = *fuerza radial total en el tablero de concreto en el punto de máxima sobrecarga positiva más momento de impacto (kip), (N) tomada como:*

$$F_p = P_p \frac{L_p}{R} \qquad \text{2.9.5.10.4.2-4 (6.10.10.4.2-4 AASHTO)}$$

Donde:

b_s = *ancho efectivo del tablero de concreto (in.); (mm)*

L_p = *longitud del arco entre un extremo de la viga y un punto adyacen te de máxima sobrecarga positiva más momento de impacto (ft); (mm)*

R = *radio mínimo de viga sobre la longitud,Lp (ft); (mm)*

t_s = *espesor del tablero de concreto (in); (mm)*

Para tramos rectos o segmentados, Fp puede ser tomado igual a cero.

Para los tramos continuos que en su condición final son compuestos para flexión negativa, la fuerza de corte nominal total, P, entre el punto de máxima sobrecarga de diseño positiva más momento de impacto y un extremo adyacente del elemento se deberá determinar usando la Ecuación 2.9.5.10.4.2-1. La fuerza de corte nominal total, P, entre el punto de máxima sobrecarga de diseño positiva más momento de impacto y el eje de un apoyo interior adyacente se deberá tomar como:

$$P = \sqrt{P_T^2 + F_T^2} \qquad \text{2.9.5.10.4.2-5 (6.10.10.4.2-5 AASHTO)}$$

En el cual:

P_T = *fuerza longitudinal total en el tablero de concreto entre el punto de máxima sobrecarga positiva más momento de impacto (kip), (N) y el eje de un apoyo interior adyacente (kip) tomado como:*

$$P_T = P_p + P_n \qquad \text{2.9.5.10.4.2-6 (6.10.10.4.2-6 AASHTO)}$$

P_n = *fuerza total longitudinal en el tablero de concreto sobre un apoyo interior (kip); (N) tomada como el menor de los siguientes valores:*

$$P_{1n} = F_{yw}Dt_w + F_{yt}b_{ft}t_{ft} + F_{yc}b_{fc}t_{fc} \qquad \text{2.9.5.10.4.2-7 (6.10.10.4.2-7 AASHTO)}$$

O:

$$P_{2n} = 0.45f'_c b_s t_s \qquad \text{2.9.5.10.4.2-8 (6.10.10.4.2-8 AASHTO)}$$

F_T = *fuerza radial total en el tablero de concreto entre el punto de máxima sobrecarga positiva mas momento de impacto (kip), (N) y el eje de un apoyo interior adyacente (kip) tomado como:*

$$F_T = P_T \frac{L_n}{R} \qquad \text{2.9.5.10.4.2-9 (6.10.10.4.2-9 AASHTO)}$$

Donde:

L_n = *longitud del arco entre entre el punto de máxima sobrecarga positiva más momento de impacto y el eje de un apoyo interior adyacente (ft).*

R = *radio mínimo de viga sobre la longitud, L_n (ft).*

Para tramos rectos o segmentados, F_T puede ser tomado igual a cero.

2.9.5.10.4.3 Resistencia Nominal al Corte

(6.10.10.4.3 AASHTO)

La resistencia nominal a corte de un conector de corte tipo perno embebido en un tablero de concreto se deberá tomar como:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc}F_u \qquad \text{2.9.5.10.4.3-1 (6.10.10.4.3-1 AASHTO)}$$

Donde:

A_{sc} = *sección transversal de un conector de corte tipo perno (in^2); (mm^2)*

E_c = *módulo de elasticidad del concreto del tablero determinado como se especifica en el Artículo 2.5.4.4 (5.4.2.4 AASHTO) (ksi); (MPa)*

F_u = *mínima resistencia a la tracción especificada de un conector de corte tipo perno determinada como se especifica en el Artículo 2.5.3.4 (6.4.4 AASHTO) (ksi); (MPa)*

La resistencia nominal al corte de un conector de corte tipo canal embebido en el tablero de concreto se deberá tomar como:

$$Q_n = 0.3\left(t_f + 0.5t_w\right)L_c\sqrt{f'_c E_c} \qquad \text{2.9.5.10.4.3-2 (6.10.10.4.3-2 AASHTO)}$$

Donde:

t_f = *espesor del ala del conector de corte tipo canal (in.); (mm)*

t_w = *espesor del alma del conector de corte tipo canal (in.); (mm)*

L_c = *longitud de un conector de corte tipo canal (in.); (mm)*

2.9.5.11 Rigidizadores

(6.10.11 AASHTO)

2.9.5.11.1 Rigidizadores Transversales Intermedios

(6.10.11.1 AASHTO)

2.9.5.11.1.1 Disposiciones Generales

(6.10.11.1.1 AASHTO)

Los rigidizadores transversales deberán consistir en placas o ángulos soldados o empernados a uno o ambos lados del alma.

Los rigidizadores en vigas rectas que no se utilicen como placas de unión deberán ser ajustadas firmemente apoyándolas en el ala de compresión, pero no es necesario que estén en contacto pleno con el ala de tracción.

Rigidizadores en vigas curvas horizontalmente serán fijadas a ambas alas. Cuando pares de rigidizadores transversales son usados en vigas curvadas horizontalmente, ellos serán fuertemente fijados o unidos a ambas alas.

Los rigidizadores que se utilicen como placas de unión para diafragmas o marcos transversales se deberán conectar a ambas alas mediante soldaduras o pernos.

La distancia desde el extremo de una soldadura alma rigidizador hasta el borde más próximo de la soldadura alma-ala o rigidizador longitudinal-alma adyacente no deberá ser menor que $4t_w$ ni mayor que $6t_w$ y 4.0 in.

Rigidizadores transversales con un espaciamiento que no exceda 1.5D serán provistos en paneles del alma con longitudinal rigidizadores.

2.9.5.11.1.2 Ancho Saliente

(6.10.11.1.2 AASHTO)

El ancho saliente, b_t, de cada elemento rigidizador deberá satisfacer

$$b_t \geq 2.0 + \frac{D}{30} \qquad \text{2.9.5.11.1.2-1 (6.10.11.1.2-1 ASHTO)}$$

y

$$16t_p \geq b_t \geq b_f/4 \qquad \text{2.9.5.11.1.2-2 (6.10.11.1.2-2 AASHTO)}$$

Donde:

b_f = *para secciones doble T ancho total del ala de compresión mas ancha dentro de la sección considerada; para secciones tubulares, el ancho total del ala mas ancha superior de la sección considerada; para secciones cajón cerrados, el límite de $b_f/4$ no se aplicará. (in.).*

t_p = *espesor de un elemento rigidizador saliente. (in).*

2.9.5.11.1.3 Momento de Inercia

(6.10.11.1.3 AASHTO)

Para rigidizadores transversales adyacentes a paneles del alma en el cual los paneles cercanos soportan una fuerza de corte, V_u, mas grande que la resistencia al pandeo por corte factorado, $\phi_v V_{cr}$, el momento de inercia I_t, del rigidizador transversal debe satisfacer al menor de los siguientes límites

$$I_t \geq I_{t1} \qquad \textit{2.9.5.11.1.3-1} \quad \textit{(6.10.11.1.3-1 AASHTO)}$$

$$I_t \geq I_{t2} \qquad \textit{2.9.5.11.1.3-2} \quad \textit{(6.10.11.1.3-2 AASHTO)}$$

En el cual

$$I_{t1} = bt_w^3 J \qquad \textit{2.9.5.11.1.3-3} \quad \textit{(6.10.11.1.3-3 AASHTO)}$$

$$I_{t2} = \frac{D^4 \rho_t^{1.3}}{40}\left(\frac{F_{yw}}{E}\right)^{1.5} \qquad \textit{2.9.5.11.1.3-4} \quad \textit{(6.10.11.1.3-4 AASHTO)}$$

$$J = \frac{2.5}{(d_o/D)^2} - 2.0 \geq 0.5 \qquad \textit{2.9.5.11.1.3-5} \quad \textit{(6.10.11.1.3-5 AASHTO)}$$

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p}\right)^2} \leq F_{ys} \qquad \textit{2.9.5.11.1.3-6} \quad \textit{(6.10.11.1.3-6 AASHTO)}$$

$$V_{cr} = CV_P \qquad \textit{2.9.5.11.1.3-7} \quad \textit{(6.10.11.1.3-7 AASHTO)}$$

$$V_P = 0.58\, F_{yw} D t_w \qquad \textit{2.9.5.11.1.3-8} \quad \textit{(6.10.11.1.3-8 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ_v = *factor de resistencia para corte especificado en Artículo 2.9.4.4.2* ***(6.5.4.2 AASHTO)***

V_{cr} = *el menor de la resistencia nominal de pandeo por corte de los paneles de alma adyacentes (kip)*

V_u = *el más grande de los cortes en los paneles de alma adyacente debido a las cargas factoradas (kip)*

I_t = *momento de inercia del rigidizador transversal respecto del borde en contacto con el alma en el caso de rigidizadores simples y respecto de la mitad del espesor del alma en el caso de pares de rigidizadores (in^4); (mm^4)*

b = *el menor de d_0 y D (in.)*

d_o = *el menor de los anchos de paneles de alma adyacentes (in); (mm)*

J = *parámetro de rigidez de un rigidizador a flexion*

p_t = *el mayor de F_{yw} I F_{crs} y 1.0*

F_{crs} = *esfuerzo de pandeo local para el rigidizador (ksi); (MPa)*

F_{ys} = *mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (ksi); (MPa)*

C = *relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte determinado por las ecuaciones 2.9.5.0.9.3.2-4 (6.10.9.3.2-4 AASHTO); 2.9.5.0.9.3.2-5 (6.10.9.3.2-5 AASHTO) y 2.9.5.0.9.3.2-6 (6.10.9.3.2-6 AASHTO), según corresponda. Para paneles con almas no rigidizados, el coeficiente de pandeo por corte, k, será tomado igual a 5.0*

V_P = *fuerza de corte plástica (kip)*

Para rigidizadores transversales adyacentes a paneles de alma en los cuales la fuerza de corte, V_u, es más grande que la resistencia al pandeo por corte factorado, ϕV_{cr}, y por eso el pandeo posterior del alma o resistencia del campo de tensión es requerido en uno o ambos paneles, el momento de inercia I_t, de los regidizadores transversales deberá satisfacer:

- *Si $I_{t2} > I_{t1}$ entonces:*

$$I_t \geq I_{t1} + (I_{t2} - I_{t1})\left(\frac{V_u - \phi_v V_{cr}}{\phi_v V_n - \phi_v V_{cr}}\right) \qquad \text{2.9.5.11.1.3-9 (6.10.11.1.3-7 AASHTO)}$$

- *De otro modo*

$$I_t \geq I_{t2} \qquad \text{2.9.5.11.1.3-10 (6.10.11.1.3-8 AASHTO)}$$

Donde:

V_n = *el menor del pandeo nominal combinado y resistencia al corte de campo de tensión de los paneles de alma adyacentes, determinados como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.9.3.2 (6.10.9.3.2 AASHTO) (kip); (N)*

Los Rigidizadores transversales usados en paneles de alma con rigidizadores longitudinales deberán también satisfacer:

$$I_t \geq \left(\frac{b_t}{b_\ell}\right)\left(\frac{D}{3.0 d_o}\right) I_\ell \qquad \text{2.9.5.11.1.3-11 (6.10.11.1.3-9 AASHTO)}$$

Donde:

b_t = *ancho saliente del rigidizador transversal (in.); (mm)*

b_ℓ = *ancho saliente del rigidizador longitudinal (in.); (mm)*

I_ℓ = *momento de inercia del rigidizador longitudinal determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.11.3.3 (6.10.11.3.3 AASHTO); (in⁴)*

2.9.5.11.2 Rigidizadores de Apoyo

(6.10.11.2 AASHTO)

2.9.5.11.2.1 Disposiciones Generales

(6.10.11.2.1 AASHTO)

Se deberán colocar rigidizadores de apoyo en las almas de las secciones armadas en todas las ubicaciones de apoyo. En las ubicaciones de apoyo de los perfiles laminados y en otras ubicaciones de una sección armada o un perfil laminado sujetas a cargas concentradas, cuando las cargas no sean transmitidas a través de un tablero o sistema de tablero, se deberán colocar rigidizadores de apoyo o bien el alma deberá satisfacer los requisitos del Artículo D6.5, Apéndice D6.

Los rigidizadores de apoyo deberán consistir en una o más placas o perfiles soldados o empernados a ambos lados del alma. Las uniones al alma se deberán diseñar de manera que transmitan la totalidad de la fuerza de aplastamiento debida a las cargas factoradas.

Los rigidizadores deberán abarcar la totalidad de la profundidad del alma y prolongarse hasta tan cerca como sea posible de los bordes exteriores de las alas.

Cada rigidizador se deberá cepillar de manera que apoye contra el ala a través de la cual recibe su carga o bien se deberá fijar a dicha ala mediante una soldadura en ranura de penetración total.

2.9.5.11.2.2 Ancho Saliente

(6.10.11.2.2 AASHTO)

El ancho, b_t, de cada elemento rigidizador saliente deberá satisfacer:

$$b_t \leq 0.48\, t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \qquad \text{2.9.5.11.2.2-1} \quad \text{(6.10.11.2.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

F_{ys} = *mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (ksi); (MPa).*

T_p = *espesor del elemento rigidizador saliente (in.); (mm).*

2.9.5.11.2.3 Resistencia al Aplastamiento

(6.10.11.2.3 AASHTO)

La resistencia al aplastamiento factorada para los extremos recortados a medida de los rigidizadores de apoyo se deberá tomar como:

$$(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n \qquad \text{2.9.5.11.2.3-1} \quad \text{(6.10.11.2.3-1 AASHTO)}$$

En el cual:

$(R_{sb})_n$ = *resistencia nominal al aplastamiento para los extremos recortados de los rigidizadores de apoyo. (kip) ; (N)*

$$= 1.4 A_{pn} F_{ys} \qquad \text{2.9.5.11.2.3-2} \quad \text{(6.10.11.2.3-2 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ_b = *factor de resistencia para aplastamiento especificado en Artículo 2.9.4.4.2* **(6.5.4.2 AASHTO)**

A_{pn} = *área de los elementos de un rigidizador que sobresalen más allá de las soldaduras de filete entre el alma y un ala opero no más allá del borde del ala (in^2); (mm^2)*

F_{ys} = *mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (ksi); (MPa).*

2.9.5.11.2.4 Resistencia Axial de los Rigidizadores de Apoyo

(6.10.11.2.4 ASHTO)

2.9.5.11.2.4a Disposiciones Generales

(6.10.11.2.4a AASHTO)

La resistencia axial factorada, P_r, se deberá determinar cómo se especifica en el Artículo **(6.9.2.1 AASHTO)** *usando la mínima resistencia a la fluencia especificada de las placas rigidizadoras, F_{ys}. El radio de giro se deberá calcular respecto de la mitad del espesor del alma y la longitud efectiva se deberá tomar igual a 0.75D, siendo D la profundidad del alma.*

2.9.5.11.2.4b Sección Efectiva

(6.10.11.2.4b AASHTO)

Para los rigidizadores emper nados al alma, la sección de columna efectiva deberá consistir exclusivamente en los elementos rigidizadores.

Excepto que aquí se especifique lo contrario, para los rigidizadores soldados al alma se deberá incluir una parte del alma como parte de la sección de columna efectiva. Para los rigidizadores que consisten

en dos placas soldadas al alma, las secciones de columna efectivas deberán consistir en los dos elementos rigidizadores, más una franja central del alma que se extienda no más de $9t_w$ a cada lado de los rigidizadores. Si se utiliza más de un par de rigidizadores, la sección de columna efectiva deberá consistir en todos los elementos rigidizadores, más un franja central del alma que se extienda no más de 9tw a cada lado de los elementos exteriores del grupo.

No se deberá incluir la franja del alma en la sección efectiva en el caso de los apoyos interiores de los tramos continuos de los elementos híbridos en los cuales la mínima resistencia a la fluencia especificada del alma es menor que 70 por ciento de la resistencia mínima a la fluencia especificada del ala de mayor resistencia.

Si la mínima resistencia a la fluencia especificada del alma es menor que la de las placas rigidizadoras, la franja del alma incluida en la sección efectiva se deberá reducir multiplicando por la relación F_{yw}/F_{ys}.

2.9.5.11.3 Rigidizadores Longitudinales

(6.10.11.3 AASHTO)

2.9.5.11.3.1 Disposiciones Generales

(6.10.11.3.1 AASHTO)

Cuando sean requeridos, los rigidizadores longitudinales deberían consistir ya sea en una placa soldada a un lado del alma o bien un ángulo empernado Los rigidizadores longitudinales deberán estar ubicados en una posición vertical sobre el alma tal que se satisfagan la Ecuación 2.9.5.0.3.2.1-3 (6.10.3.2.1-3 AASHTO) para construibilidad, la Ecuación 2.9.5.0.4.2.2-4 (6.10.4.2.2-4 AASHTO) en Estado Límite de Servicio, y todos los requisitos de diseño aplicables en Estado Límite de Resistencia.

Donde sea practico, los rigidizadores longitudinales se extenderán de manera initerrumpida en la longitud especificada, a no ser que se estipule diferente en los expedientes técnicos.Si elementos del alma sirven como rigidizadiores transversales están interrumpidos por un rigidizador longitudinal, los elementos transversales serán unidos al rigidizador longitudinal para desarrollar la resistencia axial y flexion del elemento transversal.

El esfuerzo de flexión en el rigidizador longitudinal, fs, debida a las cargas factoradas en el Estado Límite de Resistencia y al verificar la construibilidad deberá satisfacer:

$$f_s \leq \phi_f R_h F_{ys} \qquad \text{2.9.5.11.3.1-1 (6.10.11.3.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ_f = *factor de resistencia para flexión especificada en Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO)*

F_{ys} = *mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (ksi); (MPa)*

R_h = *factor de hibridez determinado como se especifica en Artículo 2.9.5.0.1.10.1 (6.10.1.10.1 AASHTO).*

2.9.5.11.3.2 Ancho Saliente

(6.10.11.3.2 AASHTO)

El ancho saliente, b_ℓ, del rigidizador deberá satisfacer:

$$b_\ell \leq 0.48 t_s \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \qquad \text{2.9.5.11.3.2-1 (6.10.11.3.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

t_s = *Espesor del rigidizador (in.); (mm)*

2.9.5.11.3.3 Momento de Inercia y Radio de Giro

(6.10.11.3.3 AASHTO)

Los rigidizadores longitudinales deberán satisfacer:

$$I_\ell \geq Dt_w^3\left[2.4\left(\frac{d_o}{D}\right)^2 - 0.13\right]\beta \qquad \textit{2.9.5.11.3.3-1} \quad \textit{(6.10.11.3.3-1 AASHTO)}$$

y

$$r \geq \frac{0.16d_o\sqrt{\frac{F_{ys}}{E}}}{\sqrt{1 - 0.6\frac{F_{yc}}{R_h F_{ys}}}} \qquad \textit{2.9.5.11.3.3-2} \quad \textit{(6.10.11.3.3-2 AASHTO)}$$

En el cual:

β = *factor de corrección de curvatura para rigidez del rigidizador longitudinal*

- *Para casos donde el rigidizador longitudinal está en el lado del alma fuera del centro de curvatura*

$$\beta = \frac{Z}{6} + 1 \qquad \textit{2.9.5.11.3.3-3} \quad \textit{(6.10.11.3.3-3 AASHTO)}$$

Para casos donde el rigidizador longitudinal está en el lado del alma hacia el centro de curvatura

$$\beta = \frac{Z}{12} + 1 \qquad \textit{2.9.5.11.3.3-4} \quad \textit{(6.10.11.3.3-4 AASHTO)}$$

Z = *parámetro de curvatura:*

$$Z = \frac{0.95d_o^2}{Rt_w} \leq 10 \qquad \textit{2.9.5.11.3.3-5} \quad \textit{(6.10.11.3.3-5 AASHTO)}$$

Donde:

d_o = *separación de los rigidizadores transversales. (in.); (mm)*

I_ℓ = *momento de inercia del rigidizador longitudinal, incluyendo un ancho de alma efectivo igual a* $18t_w$ *tomado respecto del eje neutro de la sección combinada (in⁴); (mm⁴). Si* F_{yw} *es menor que* F_{ys}*, la franja de alma incluida en la sección efectiva se deberá reducir multiplicando por la relación* F_{yw}/F_{ys}.

R = *radio mínimo de viga en el panel (in.); (mm)*

r = *radio de giro del rigidizador longitudinal, incluyendo un ancho de alma efectivo igual a* $18t_w$*tomado respecto del eje neutro de la sección combinada (in.); (mm).*

2.9.5.12 Cubreplacas (Platabandas; Cubrejuntas)

(6.10.12 AASHTO)

2.9.5.12.1 Disposiciones Generales

(6.10.12.1 AASHTO)

La longitud de cualquier cubreplacas, L_{cp}*, en ft que se añade a un miembro deberá satisfacer:*

$$L_{cp} \geq \frac{d}{6.0} + 3.0 \qquad \textit{2.9.5.12.1-1} \quad \textit{(6.10.12.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

d = *profundidad total de la sección de acero (in.)*

No se deberán usar cubreplacas unidos mediante soldaduras de longitud parcial en las alas de más de 0.8 in (20 mm) de espesor para estructuras con recorridos de cargas no redundantes sujetas a cargas repetitivas que producen tracción o inversión de tensiones en el ala.

El máximo espesor de unos únicos cubreplacas no deberá ser mayor que dos veces el espesor del ala a la cual el cubre placas está unido. No estará permitido utilizar múltiples cubreplacas soldados.

Los cubreplacas podrán ser de ancho mayor o menor que el ala a la cual están unidos.

2.9.5.12.2 Requisitos Aplicables a los Extremos de los Cubreplacas

(6.10.12.2 AASHTO)

2.9.5.12.2.1 Disposiciones Generales

(6.10.12.2.1 AASHTO)

El extremo teórico del cubreplacas se deberá tomar como la sección en la cual el momento, M_u, o el esfuerzo de flexión, f_{bu}, debido a las cargas factoradas es igual a la resistencia a la flexión factorada del ala. El cubreplacas deberá ser prolongado más allá del extremo teórico una distancia suficiente para que:

- *El rango de esfuerzos en el extremo real satisfaga los requisitos de fatiga correspondientes especificados en el Artículo 2.9.4.6.1.2 (6.6.1.2 AASHTO)*
- *La fuerza longitudinal en el cubreplacas debida a las cargas factoradas en el extremo teórico se pueda desarrollar mediante soldaduras y/o pernos colocados entre los extremos teórico y real.*

El ancho en los extremos de los cubreplacas de sección uniformemente variable no deberá ser menor que 3.0 in.

2.9.5.12.2.2 Extremos Soldados

(6.10.12.2.2 AASHTO)

Las soldaduras que conecten el cubreplacas al ala entre los extremos teórico y real deberán ser adecuadas para desarrollar la fuerza calculada en el cubreplacas en el extremo teórico.

Si los cubre placas tienen mayor ancho que el ala, las soldaduras no se deberán envolver alrededor de los extremos de los cubreplacas.

2.9.5.12.2.3 Extremos Empernados

(6.10.12.2.3 AASHTO)

Los pernos en las uniones por fricción entre el cubreplacas y el ala que están ubicados entre los extremos teórico y real deberán ser adecuados para desarrollar la fuerza debida a las cargas factoradas en el cubreplacas en el extremo teórico.

La resistencia al deslizamiento de las uniones empernadas en los extremos se deberá determinar de acuerdo con el Artículo (6.13.2.8 AASHTO) – Apendide R. Las soldaduras longitudinales que conectan el cubreplacas al ala deberán ser continuas y se deberán interrumpir a una distancia igual a una separación entre pernos de la primera fila de pernos en la parte empernada en los extremos. Cuando se utilicen cubreplacas empernadas en los extremos, la documentación técnica deberá especificar que se instalen siguiendo la siguiente secuencia:

- *Perforar los orificios,*
- *Limpiar las superficies de contacto.*
- *Instalar los pernos y*
- *Soldar las placas.*

2.9.6 Elementos de Seccion Tipo Cajon Solicitados a Flexion

(6.11 AASHTO)

2.9.6.1 Disposiciones Generales

(6.11.1 AASHTO)

Los requisitos de este artículo se aplican para la flexión de las secciones cerradas rectas tipo cajón u omega invertida individual o múltiple que son simétricas respecto del eje vertical en el plano del alma y que se utilizan en puentes simples o continuos cuyos tramos tienen una longitud moderada. Los requisitos abarcan el diseño de elementos compuestos, híbridos y no híbridos, y de profundidad de alma constante y variable tal como se definen en el Artículo 2.9.5.0.1.1, los Artículos 2.9.5.0.1.3. a 2.9.5.0.1.8 y los Artículos 2.9.6.1.1 a 2.9.6.1.4 y con sujeción a los requisitos establecidos en dichos artículos. Los requisitos del Artículo 2.9.5.0.1.6 (6.10.1.6 AASHTO) se deberán aplicar solamente a las alas superiores de las secciones tipo omega invertida.

Las secciones tipo cajón simple se deberán ubicar en una posición central con respecto a la sección transversal, y el centro de gravedad de la carga permanente deberá estar tan cerca del centro de corte del cajón como sea posible. Estos requisitos no se deberán aplicar a las secciones tipo cajón simple de múltiples celdas, ni a las alas de las secciones tipo cajón compuestas que se utilizan como alas inferiores.

Todos los tipos elementos de sección tipo cajón solicitados a flexión se deberán diseñar de manera que como mínimo satisfagan:

- *Los límites aplicables a las dimensiones de la sección transversal especificados en el Artículo 2.6.9.2 (6.11.2 AASHTO).*
- *Los requisitos sobre construibilidad especificados en el Artículo 2.6.9.3 (6.11.3 AASHTO).*
- *Los requisitos sobre Estado Límite de Servicio especificados en el Artículo 2.9.6.4 (6.11.4 AASHTO).*
- *Los requisitos sobre Estado Límite de Fatiga y Fractura especificados en el Artículo 2.9.6.5 (6.11.5 AASHTO).*
- *Los requisitos sobre Estado Límite de Resistencia especificados en el Artículo 2.9.6.6 (6.11.6 AASHTO).*

En los elementos de alma esbelta la resistencia al pandeo flexional del alma se deberá determinar como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.9.3 (6.10.1.9 AASHTO) Los factores de reducción de la resistencia para las alas de los elementos de alma esbelta y/o de los elementos híbridos se deberán determinar cómo se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10 (6.10.1.10 AASHTO).

Los marcos transversales y diafragmas internos y externos para las secciones tipo cajón deberán satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.4.7.4 (6.7.4 AASHTO) El arriostramiento de las alas superiores de las secciones tipo omega invertida deberá satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.4.7.5 (6.7.5 AASHTO).

2.9.6.1.1 Determinación de los Esfuerzos

(6.11.1.1 AASHTO)

Las alas de las secciones tipo cajón simple y múltiple se deberán considerar totalmente efectivas para resistir flexión si el ancho del ala no es mayor que un quinto de la longitud de tramo efectiva. En el caso de los tramos simples, la longitud de tramo efectiva se deberá tomar igual a la longitud del tramo. En el caso de los tramos continuos, la longitud de tramo efectiva se deberá tomar igual a la distancia entre puntos de contraflexión bajo carga permanente, o entre un apoyo simple y un punto de contraflexión bajo carga permanente, según corresponda. Si el ancho del ala es mayor que un quinto de la longitud de tramo efectiva, se deberá considerar que solamente un ancho igual a un quinto de la longitud de tramo efectiva es efectivo para resistir flexión.

Para las secciones tipo cajón múltiple en puentes que satisfacen los requisitos del Artículo 2.9.6.2.3 (6.11.2.3 AASHTO) el momento flexional debido a la sobrecarga viva en cada cajón se puede determinar de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.6.4.2.2.2b (4.6.2.2.2b AASHTO). El corte debido a la torsión de Saint-Venant y las tensiones de flexión transversal y alabeo longitudinal debidas a la distorsión de la sección transversal también se pueden despreciar para las secciones de estos puentes que tengan alas totalmente efectivas. La sección de un elemento exterior que se supone resiste cargas de viento horizontales mayoradas en estos puentes se puede tomar como el ala inferior del cajón actuando como un alma y 12 veces el espesor del alma actuando como alas.

Los requisitos del Artículo 2.6.4.2.2.2b (4.6.2.2.2b AASHTO) no se aplicarán a:

- *Para secciones tipo cajón simple en puentes rectos o curvos horizontalmente*
- *Para secciones tipo cajón múltiple en puentes rectos que no satisfacen los requisitos del Artículo 2.9.6.2.3 (6.11.2.3 AASHTO), o*
- *Para secciones tipo cajón múltiple en puentes curvos horizontalmente*

Para estas secciones, y para las secciones tipo cajón que no tienen alas totalmente efectivas, se deberán considerar los efectos tanto del corte flexional como del corte por torsión de Saint-Venant. En las alas de las secciones tipo cajón, la tensión de corte por torsión de Saint-Venant debido a las cargas factoradas en Estado Límite de Resistencia no deberá ser mayor que la resistencia factorada al corte torsional del ala, F_{vr}, tomada como:

$$F_{vr} = 0.75\phi_v \frac{F_{yf}}{\sqrt{3}} \qquad \text{2.9.6.1.1-1} \quad \text{(6.11.1.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ_v = *factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO)*

F_{yf} = *mínima resistencia a la fluencia especificada de un ala (ksi); (MPa)*

Además, los esfuerzos transversales de flexión debidas a la distorsión de la sección transversal se deberán considerar tanto para analizar la fatiga tal como se especifica en el Artículo 2.9.6.5. (6.11.5 AASHTO) como en el Estado Límite de Resistencia. Los esfuerzos transversales de flexión debidas a las cargas factoradas no deberán ser mayores que 20.0 ksi (135 MPa) en el Estado Límite de Resistencia. Los esfuerzos de alabeo longitudinales debidas a la distorsión de la sección transversal se deberán considerar para analizar la fatiga tal como se especifica en el Artículo 2.9.6.5. (6.11.5 AASHTO), pero estos esfuerzos se podrán ignorar en el Estado Límite de Resistencia. Los esfuerzos transversales de flexión y los esfuerzos de alabeo longitudinales se deberán determinar por medio de un análisis estructural racional conjuntamente con la aplicación de los principios de resistencia de materiales. Los rigidizadores transversales unidos a las almas o alas de las secciones tipo cajón se deberían considerar efectivos para resistir flexión transversal.

2.9.6.1.2 Apoyos

(6.11.1.2 AASHTO)

Se podrán utilizar apoyos simples o dobles. Se pueden colocar apoyos dobles ya sea del lado interior o exterior de las almas de la sección tipo cajón. Si se utilizan apoyos simples de menor ancho que el ala inferior, éstos se deberán alinear con el centro de corte de la sección tipo cajón, y los demás apoyos deberán ser adecuados para asegurar que ninguna combinación de cargas provoque un vuelco. Si se utilizan apoyos de amarre las solicitaciones resultantes se deberán considerar en el diseño.

2.9.6.1.3 Uniones entre Ala y Alma

(6.11.1.3 AASHTO)

A menos que se especifique lo contrario, el espesor efectivo total de las soldaduras entre un ala y un alma no deberá ser menor que el espesor del alma o del ala, cualquiera sea el valor que resulte menor.

Cuando en cada tramo se provean dos o más diafragmas internos intermedios estará permitido utilizar soldaduras de filete para realizar las uniones entre un ala y un alma. El tamaño de las soldaduras no deberá ser menor que el tamaño que que soporte las fuerzas debidoa las cargas factoradas sin exceder la resistencia factorada. Si se utilizan soldaduras de filete, éstas se deberán ubicar a ambos lados de la placa de unión del ala o el alma.

2.9.6.1.4 Bocas de Acceso y Drenaje

(6.11.1.4 AASHTO)

Las bocas de acceso de las secciones tipo cajón, cuyas dimensiones permitan el ingreso para realizar inspecciones, deberían estar ubicadas en el ala inferior en zonas de bajo esfuerzo. Se debería investigar en todos los Estados Límites, el efecto de las bocas de acceso sobre los esfuerzos en las alas a fin de determinar si se requieren refuerzos. Las bocas de acceso en las alas del cajón sujetas a compresión, la resistencia nominal a la flexión del resto del ala a cada lado de la abertura en el Estado Límite de Resistencia será determinado de acuerdo a los requisitos del Artículo 2.9.5.0.8.2.2 (6.10.8.2.2 AASHTO) con λ_f tomado como el ancho de la proyección del ala sobre el lado de la boca dividido por el espesor del ala, incluyendo cada refuerzo. Se debería prever la ventilación y el drenaje del interior de las secciones tipo cajón.

2.9.6.2 Límites aplicables a las Dimensiones de la Sección Transversal

(6.11.2 AASHTO)

2.9.6.2.1 Dimensiones del Alma

(6.11.2.1 AASHTO)

2.9.6.2.1.1 Disposiciones Generales

(6.11.2.1.1 AASHTO)

Las almas podrán ser inclinadas o verticales. La inclinación de las placas de alma respecto de un plano normal al ala inferior no debería ser mayor que 1 en 4. En el caso de las almas inclinadas, para verificar todos los requisitos de diseño se deberá utilizar la distancia medida a lo largo del alma. Las almas unidas a las alas superiores de las secciones tipo omega invertida (tub-sections) se deberán unir a la mitad del ancho de las alas.

2.9.6.2.1.2 Almas sin Rigidizadores Longitudinales

(6.11.2.1.2 AASHTO)

Las almas se deberán dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \qquad \text{2.9.6.2.1.2-1 (6.11.2.1.2-1 AASHTO)}$$

2.9.6.2.1.3 Almas con Rigidizadores Longitudinales

(6.11.2.1.3 AASHTO)

Las almas se deberán dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \qquad \text{2.9.6.2.1.3-1 (6.11.2.1.3-1 AASHTO)}$$

2.9.6.2.2 Dimensiones de las Alas

(6.11.2.2 AASHTO)

Las alas de las secciones tipo omega invertida (tub sections) sujetas a compresión o tracción se deberán diseñar de manera que:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0, \qquad \text{2.9.6.2.2-1 (6.11.2.2 -1 AASHTO)}$$

$$b_f \geq D/6, \qquad 2.9.6.2.2\text{-}2 \text{ (6.11.2.2 -2 AASHTO)}$$

y

$$t_f \geq 1.1 t_w \qquad 2.9.6.2.2\text{-}3 \text{ (6.11.2.2 -3 AASHTO)}$$

2.9.6.2.3 Restricciones Especiales Aplicables al uso del Factor de Distribución de las Sobrecargas Vivas en el Caso de las Secciones Tipo Cajón Múltiple.

(6.11.2.3 AASHTO)

Las secciones transversales de los puentes rectos que consisten en dos o más secciones tipo cajón de una sola celda, para las cuales el momento flector en cada cajón debido a la sobrecarga viva se determina de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.6.4.2.2.2b (4.6.2.2.2b AASHTO) deberán satisfacer las restricciones geométricas aquí especificadas. Además, las líneas de apoyo no deberán ser oblicuas.

La distancia entre los centros de las alas de dos cajones adyacentes, a, medida a la mitad del tramo, no deberá ser mayor que 120 por ciento ni menor que 80 por ciento de la distancia entre los centros de las alas de cada uno de los cajones adyacentes, w, tal como se ilustra en la Figura 2.9.6.2.3-1 (6.11.2.3-1 AASHTO). Además de este requisito que se debe satisfacer a la mitad del tramo, cuando se utilicen secciones tipo cajón no paralelas, en los apoyos la distancia entre los centros de las alas de los cajones adyacentes no deberá ser mayor que 135 por ciento ni menor que 65 por ciento de la distancia entre los centros de las alas de cada uno de los cajones adyacentes. Las distancias entre los centros de las alas de cada uno de los cajones individuales deberán ser iguales.

La inclinación de las placas de alma respecto de un plano normal al ala inferior no deberá ser mayor que 1 en 4.

El voladizo del tablero de concreto, incluyendo el cordón y el parapeto, no deberá ser mayor que 60 por ciento de la distancia promedio entre los centros de las alas de acero superiores de las secciones tipo cajón adyacentes, a, ó 6.0 ft. (1800 mm), cualquiera sea el valor que resulte menor.

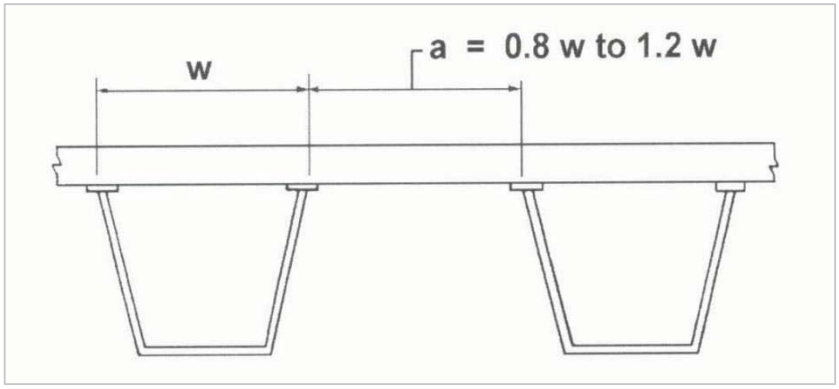


Figura 2.9.6.2.3-1 *Distancia entre los centros de las alas*

(6.11.2.3-1 AASHTO)

2.9.6.3 Construibilidad

(6.11.3 AASHTO)

2.9.6.3.1 Disposiciones Generales

(6.11.3.1 AASHTO)

A menos que se especifique lo contrario, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.5.0.3 (6.10.3. AASHTO)

La geometría de las secciones tipo cajón individual se deberá mantener durante todas las etapas de la construcción. Se deberá investigar si es necesario utilizar diafragmas o marcos transversales internos

intermedios, diafragmas o marcos transversales externos, arriostramiento lateral superior u otros elementos temporarios o permanentes para asegurar que se controle la deformación de la sección tipo cajón.

2.9.6.3.2 Flexión

(6.11.3.2 AASHTO)

Para las etapas críticas de la construcción, los requisitos de los Artículos 2.9.5.0.3.2.1 a 2.9.5.0.3.2.3 (6.10.3.2.1 a 6.10.3.2.3 AASHTO) se deberán aplicar solamente a las alas superiores de las secciones tipo omega invertida (tub- sections). La longitud no arriostrada se debería tomar como la distancia entre los marcos transversales o diafragmas interiores. Los requisitos del Artículo A6.3.3 (Apéndice A6) no se deberán aplicar al determinar la resistencia al pandeo lateral torsional de las alas superiores de las secciones tipo omega invertida (tub- sections) con almas compactas o no compactas.

Para las etapas críticas de la construcción, las alas comprimidas de las secciones tipo cajón deberán satisfacer los siguientes requisitos:

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \qquad \text{2.9.6.3.2-1 (6.11.3.2-1 AASHTO)}$$

y

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{crw} \qquad \text{2.9.6.3.2-2 (6.11.3.2-2 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ_f = *factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO)*

f_{bu} = *esfuerzo longitudinal en el ala debida a las cargas factoradas en la sección considerada calculada sin considerar el alabeo longitudinal (ksi); (MPa)*

F_{crw} = *resistencia nominal al pandeo flexional del alma especificado en el Artículo 2.9.5.0.1.9 (6.10.1.9 AASHTO) (ksi); (MPa)*

F_{nc} = *resistencia nominal a la flexión de un ala de compresión de una sección tipo cajón determinada como se especifica en el Artículo 2.9.6.8.2 (6.11.8.2 AASHTO) (ksi);(MPa). Al calcular F_{nc} para determinar la construibilidad el factor de balanceo de las cargas, R_b, se deberá tomar igual a 1.0.*

Para las secciones con almas compactas o no compactas no será necesario verificar la Ecuación 2.9.6.3.2-2 (6.11.3.2-2 AASHTO)

Para las etapas críticas de la construcción, las alas de las secciones tipo cajón no compuestas traccionadas y las alas de las secciones tipo cajón con apoyo lateral continúo traccionadas o comprimidas deberán satisfacer el siguiente requisito:

$$f_{bu} \leq \phi_f R_h F_{yf} \Delta \qquad \text{2.9.6.3.2-3 (6.11.3.2-3 AASHTO)}$$

En el cual:

$$\Delta = \sqrt{1 - 3\left(\frac{f_v}{F_{yf}}\right)^2} \qquad \text{2.9.6.3.2-4 (6.11.3.2-4 AASHTO)}$$

f_v = *esfuerzo de corte por torsión de Saint-Venant en el ala debida a las cargas factoradas en la sección considerada (ksi); (MPa)*

$$= \frac{T}{2A_o t_f} \qquad \text{2.9.6.3.2-5 (6.11.3.2-5 AASHTO)}$$

y

Donde:

A_o = *área encerrada dentro de la sección tipo cajón (in²); (mm²).*

R_h = *factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10.1* ***(6.10.1.10.1 ASSHTO).***

T = *par torsor interno debido a las cargas factoradas (kip-in); (N-mm).*

Para las cargas que se aplican al ala de una sección tipo cajón compuesta antes que el concreto se haya endurecido o vuelto compuesto, el ala se deberá diseñar como un ala no compuesta. La máxima deflexión vertical del ala no compuesta debida a las cargas permanentes no factoradas, incluyendo el peso propio del ala, y las cargas constructivas no factoradas no deberá ser mayor que 1/360 por la separación transversal entre las almas. La tensión de flexión en la dirección del espesor del ala no compuesta debida a las cargas permanentes factoradas y las cargas constructivas factoradas no deberá ser mayor que 20.0 ksi (135 MPa). El peso del concreto húmedo y otras cargas temporales o permanentes aplicadas sobre el ala no compuesta se podrán considerar suponiendo que el ala de la sección tipo cajón actúa como una viga simple entre las almas. Las alas se podrán rigidizar cuando sea necesario para controlar la deflexión de las alas y las tensiones debidas a las cargas que se aplican antes que el concreto se haya endurecido o vuelto compuesto.

2.9.6.3.3 Corte

(6.11.3.3 AASHTO)

Al verificar el requisito sobre corte especificado en el Artículo 2.9.5.0.3.3 ***(6.10.3.3 AASHTO)*** *también se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.6.9* ***(6.11.9 AASHTO)*** *según corresponda.*

2.9.6.4 Estado Límite de Servicio

(6.11.4 AASHTO)

A menos que se especifique lo contrario, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.5.0.4 ***(6.10.4 AASHTO).***

En la Ecuación 2.9.5.0.4.2.2-2 ***(6.10.4.2.2-2 AASHTO)*** *el término f_ℓ se deberá tomar igual a cero. No se aplicará la Ecuación 2.9.5.0.4.2.2-3* ***(6.10.4.2.2-3 AASHTO)*** *Excepto para las secciones en flexión positiva en las cuales el alma satisface los requisitos del Artículo 2.9.6.2.1.2* ***(6.11.2.1.2 AASHTO),*** *todas las secciones deberán satisfacer la Ecuación 2.9.5.0.4.2.2-4* ***(6.10.4.2.2-4 AASHTO).***

No se deberá aplicar la redistribución del momento negativo debido a las cargas correspondientes a Estado Límite de Servicio II en las secciones sobre pilas interiores de los elementos flexionales continuos usando los procedimientos especificados en el Apéndice B6.

2.9.6.5 Estado Límite de Fatiga y Fractura

(6.11.5 AASHTO)

A menos que se especifique lo contrario, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.5.0.5 ***(6.10.5 AASHTO)***

Para verificar la fatiga en los conectores de corte también se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.6.10 ***(6.11.10 AASHTO)*** *según corresponda. Los requisitos para fatiga en los conectores de corte especificados en el Artículo 2.9.5.10.3* ***(6.10.10.3 AASHTO)*** *no se aplicarán.*

Al verificar el requisito sobre corte especificado en el Artículo 2.9.5.0.5.3 ***(6.10.5.3 AASHTO)*** *también se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.6.9* ***(6.11.9 AASHTO)*** *según corresponda.*

Los esfuerzos de alabeo longitudinales y los esfuerzos de flexión transversales debidas a la distorsión de la sección transversal serán considerados para:

- *Secciones tipo cajón simple para puentes rectos o curvos horizontalmente*

- *Secciones tipo cajón múltiple en puentes rectos que no satisfacen los requisitos del Artículo 2.9.6.2.3 (6.11.2.3 AASHTO)*
- *Secciones tipo cajón múltiple en puentes curvos horizontalmente, o*
- *Secciones tipo cajón simple o tipo cajón multiple con alas que no son totalmente efectivas de acuerdo a los requisitos del Artículo 2.9.6.1.1 (6.11.1.1 AASHTO).*

Al verificar la resistencia a la fatiga del metal base en todos los detalles de la sección tipo cajón de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.4.6.1 (6.6.1 AASHTO) se deberá considerar el rango de tensiones debidas al alabeo longitudinal. Al evaluar la resistencia a la fatiga del metal base adyacente a las soldaduras de filete entre un ala y un alma y adyacente a la terminación de las soldaduras de filete que conectan elementos transversales a las almas y alas de las secciones tipo cajón, el rango de tensiones de flexión transversal se deberá considerar separadamente. Para determinar el rango de tensiones de flexión transversales, un ciclo de tensión se definirá como 75 por ciento del rango de tensiones determinado por el paso de la carga de fatiga en dos posiciones transversales diferentes. En ningún caso el rango de tensiones calculado de este modo podrá ser menor que el rango de tensiones debido a un único paso de la carga de fatiga factorada.

Para las secciones tipo cajón simple, las alas traccionadas se deberán considerar de fractura crítica, a menos que un análisis estadístico demuestre que luego de sufrir una fractura total del ala en cualquier punto la sección puede soportar la totalidad de la carga permanente y una apropiada parte de la sobrecarga después de sostener una hipotética fractura del ala y alma en cualquier punto.

2.9.6.6 Estado Límite de Resistencia

(6.11.6 AASHTO)

2.9.6.6.1 Disposiciones Generales

(6.11.6.1 AASHTO)

Para los propósitos del presente artículo se deberán aplicar las combinaciones de cargas para Estado Límite de Resistencia especificadas en la Tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1.-1 AASHTO)

2.9.6.6.2 Flexión

(6.11.6.2 AASHTO)

2.9.6.6.2.1 Disposiciones Generales

(6.11.6.2.1 AASHTO)

Si en la sección considerada hay orificios en el ala de tracción también deberá satisfacer el requisito especificado en el Artículo 2.9.5.0.1.8 (6.10.1.8 AASHTO)

2.9.6.6.2.2 Secciones en Flexión Positiva

(6.11.6.2.2 AASHTO)

Secciones de vigas metálicas curvas en puentes curvos horizontalmente serán consideradas como secciones no compactas y debe satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.6.7.2 (6.11.7.2. AASHTO)

Las secciones en puentes rectos que satisfacen los siguientes requerimientos serán considerados como secciones compactas:

- *La mínima resistencia a la fluencia especificada de las alas y del alma no excederán los 70.0 ksi (485 MPa)*
- *El alma satisface el requisito del Artículo 2.9.6.2.1.2 (6.11.2.1.2 AASHTO)*
- *La sección es parte de un puente que satisface los requisitos del Artículo, 2.9.6.2.3 (6.11.2.3 AASHTO)*

- *El ala de la sección cajón es totalmente efectiva como se especifica en el Artículos 2.9.6.1.1 (6.11.1.1 AASHTO) y*
- *La sección satisface el límite de esbeltez para el alma:*

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{2.9.6.6.2.2-1 (6.11.6.2.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

D_{cp} = *profundidad del alma en compresión cuando se produce el momento plástico determinado como se especifica en el artículo D6.3.2, Apéndice D6, (in.); (mm).*

Las secciones compactas deberán satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.6.7.1 (6.11.7.1 AASHTO). Caso contrario, la sección se deberá considerar no compacta y deberá satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.6.7.2 (6.11.7.2. AASHTO)

Tanto las secciones compactas como las secciones no compactas deberán satisfacer los requisitos de ductilidad especificados en el Artículo 2.9.5.0.7.3 (6.10.7.3. AASHTO)

2.9.6.6.2.3 Secciones en Flexión Negativa

(6.11.6.2.3 ASHTO)

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.6.8 (6.11.8 AASHTO). No se deberán aplicar los requisitos del Apéndice A6. No se deberá aplicar la redistribución del momento negativo debido a las cargas factoradas en las secciones sobre pilas interiores de los elementos flexionales continuos usando los procedimientos especificados en el Apéndice B6.

2.9.6.6.3 Corte

(6.11.6.3 AASHTO)

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.6.9 (6.11.9 AASHTO).

2.9.6.6.4 Conectores de Corte

(6.11.6.4 AASHTO)

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.5.10.4 (6.10.10.4 AASHTO). También se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.6.10 (6.11.10 AASHTO) según corresponda.

2.9.6.7 Resistencia a la Flexión-Secciones en Flexión Positiva

(6.11.7 AASHTO)

2.9.6.7.1 Secciones Compactas

(6.11.7.1 AASHTO)

2.9.6.7.1.1 Disposiciones Generales

(6.11.7.1.1 AASHTO)

En el estado Límite de Resistencia la sección deberá satisfacer:

$$M_u \leq \phi_f M_n \qquad \text{2.9.6.7.1.1-1 (6.11.7.1.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ_f = *factor de resistencia para la flexión especificada en Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2AASHTO)*

M_n = *resistencia nominal a la flexión de la sección determinada como se especifica en el Artículo 2.9.6.7.1.2 (6.11.7.1.2 AASHTO) (kip-in); (N-mm)*

M_u = *momento flector respecto del eje mayor de la sección transversal debido a las cargas factoradas en la sección considerada (kip-in); (N-mm).*

2.9.6.7.1.2 Resistencia Nominal a la Flexión

(6.11.7.1.2 AASHTO)

La resistencia nominal a la flexión de la sección se deberá tomar como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.7.1.2 (6.10.7.1.2 AASHTO) excepto que para los tramos continuos la resistencia nominal a la flexión siempre deberá estar sujeta a la limitación impuesta por la Ecuación 2.9.5.0.7.1.2-3 (6.10.7.1.2-3. AASHTO).

2.9.6.7.2 Secciones No Compactas

(6.11.7.2 AASHTO)

2.9.6.7.2.1 Disposiciones Generales

(6.11.7.2.1 AASHTO)

En el Estado Límite de Resistencia las alas de compresión deberán satisfacer:

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \qquad \text{2.9.6.7.2.1-1 (6.11.7.2.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ_f = *factor de resistencia para la flexión especificada en Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO).*

f_{bu} = *esfuerzo longitudinal en el ala en la sección considerada calculada sin considerar la flexión lateral del ala ni el alabeo longitudinal, según corresponda (ksi); (MPa).*

F_{nc} = *resistencia nominal a la flexión del ala de compresión determinada como se especifica en el Artículo 2.9.6.7.2.2 (6.11.7.2.2 AASHTO) (ksi); (MPa).*

El ala de tracción deberá satisfacer:

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nt} \qquad \text{2.9.6.7.2.1-2 (6.11.7.2.1-2 AASHTO)}$$

Donde:

F_{nt} = *resistencia nominal a la flexión del ala de tracción determinada como se especifica en el Artículo 2.9.6.7.2.2 (6.11.7.2.2 AASHTO) (ksi); (MPa).*

La máxima esfuerzo de compresión longitudinal en el tablero de concreto en el Estado Límite de Resistencia, determinada como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.1.1d (6.10.1.1.1.d AASHTO) no deberá ser mayor que 0.6f´c.

2.9.6.7.2.2 Resistencia Nominal a la Flexión

(6.11.7.2.2 AASHTO)

La resistencia nominal a la Flexión de las alas de compresión de las secciones tipo omega invertida se deberá tomar como:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \qquad \text{2.9.6.7.2.2-1 (6.11.7.2.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

R_b = *factor de balanceo de las cargas del alma determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10.2 (6.10.1.10.2 AASHTO).*

R_h = *factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10.1 (6.10.1.10.1 AASHTO).*

La resistencia nominal a la flexión del ala de compresión de las secciones tipo cajón cerrado se deberá tomar como:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \Delta$$ 2.9.6.7.2.2-2 (6.11.7.2.2-2 AASHTO)

Donde:

$$\Delta = \sqrt{1 - 3\left(\frac{f_v}{F_{yc}}\right)^2}$$ 2.9.6.7.2.2-3 (6.11.7.2.2-3 AASHTO)

f_v = *esfuerzo de corte por torsión de Saint-Venant en el ala debida a las cargas factoradas en la sección considerada (ksi); (MPa).*

$$= \frac{T}{2A_o t_{fc}}$$ 2.9.6.7.2.2-4 (6.11.7.2.2-4 AASHTO)

y

Donde:

A_o = *área encerrada dentro de la sección tipo cajón (in²); (mm²).*

T = *par torsor interno debido a las cargas factoradas (kip-in), (N-mm).*

La resistencia nominal a la flexión del ala de tracción de las secciones tipo cajón cerrado y omega invertida (tub sections) se deberá tomar como:

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \Delta$$ 2.9.6.7.2.2-5 (6.11.7.2.2-5 AASHTO)

En el cual:

$$\Delta = \sqrt{1 - 3\left(\frac{f_v}{F_{yt}}\right)^2}$$ 2.9.6.7.2.2-6 (6.11.7.2.2-6 AASHTO)

f_v = *esfuerzo de corte por torsión de Saint-Venant en el ala debida a las cargas factoradas en la sección considerada (ksi); (MPa).*

$$= \frac{T}{2A_o t_{ft}}$$ 2.9.6.7.2.2-7 (6.11.7.2.2-7 AASHTO)

2.9.6.8 Resistencia a la Flexión- Secciones en Flexión Negativa

(6.11.8 AASHTO)

2.9.6.8.1 Disposiciones Generales

(6.11.8.1 AASHTO)

2.9.6.8.1.1 Alas de Secciones Tipo Cajón Solicitadas a Compresión

(6.11.8.1.1 AASHTO)

En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc}$$ 2.9.6.8.1.1-1 (6.11.8.1.1-1 AASHTO)

Donde:

ϕ_f = *factor de resistencia para la flexión especificada en Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO).*

f_{bu} = *esfuerzo longitudinal en el ala debido a las cargas factoradas en la sección considerada calculada sin considerar el alabeo longitudinal (ksi); (MPa).*

F_{nc} = *resistencia nominal a la flexión del ala determinada como se especifica en el Artículo 2.9.6.8.2 (6.11.8.2 AASHTO) (ksi), (MPa).*

2.9.6.8.1.2 Alas con Apoyo Lateral Continuo Solicitadas a Tracción

(6.11.8.1.2 AASHTO)

En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nt} \qquad \textit{2.9.6.8.1.2-1 (6.11.8.1.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

F_{nt} = *resistencia nominal a la flexión del ala determinada como se especifica en el Artículo 2.9.6.8.3 (6.11.8.3 AASHTO) (ksi); (MPa).*

2.9.6.8.2 Resistencia a la Flexión de las Alas de las Secciones Tipo Cajón Solicitadas a Compresión

(6.11.8.2 AASHTO)

2.9.6.8.2.1 Disposiciones Generales

(6.11.8.2.1 AASHTO)

La resistencia nominal a la flexión de las alas de las secciones tipo cajón solicitadas a compresión que no tienen rigidizadores de ala longitudinales se deberá determinar como se especifica en el Artículo 2.9.6.8.2.2 (6.11.8.2.2 AASHTO). La resistencia nominal a la flexión de las alas de las secciones tipo cajón solicitadas a compresión que si tienen rigidizadores de ala longitudinales se deberá determinar como se especifica en el Artículo 2.9.6.8.2.3 (6.11.8.2.3 AASHTO).

2.9.6.8.2.2 Alas No Rigidizadas

(6.11.8.2.2 AASHTO)

La resistencia nominal a la flexión del ala de compresión se deberá tomar como:

$$F_{nc} = F_{cb}\sqrt{1-\left(\frac{f_v}{\phi_v F_{cv}}\right)^2} \qquad \textit{2.9.6.8.2.2-1 (6.11.8.2.2-1 AASHTO)}$$

En el cual:

F_{cb} = *resistencia del ala al pandeo por compresión axial nominal, calculada como sigue:*

- *Si* $\lambda_f \leq \lambda_p, entonces$:

$$F_{cb} = R_b R_h F_{yc} \Delta \qquad \textit{2.9.6.8.2.2-2 (6.11.8.2.2-2 AASHTO)}$$

- *Si* $\lambda_p < \lambda_f \leq \lambda_r, entonces$:

$$F_{cb} = R_b R_h F_{yc}\left[\Delta - \left(\Delta - \frac{\Delta - 0.3}{R_h}\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)\right] \qquad \textit{2.9.6.8.2.2-3 (6.11.8.2.2-3 AASHTO)}$$

- *Si* $\lambda_f > \lambda_r, entonces$:

$$F_{cb} = \frac{0.9 E R_b k}{\lambda_f^2} \qquad \textit{2.9.6.8.2.2-4 (6.11.8.2.2-4 AASHTO)}$$

F_{cv} = *resistencia del ala al pandeo por corte nominal, calculado como sigue:*

- *Si* $\lambda_f \leq 1.12\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}}, entonces$:

$$F_{cv} = 0.58 F_{yc} \qquad \textit{2.9.6.8.2.2-5 (6.11.8.2.2-5 AASHTO)}$$

- *Si* $1.12\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}} < \lambda_f \leq 1.40\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}}, entonces$:

$$F_{cv} = \frac{0.65\sqrt{F_{yc}Ek_s}}{\lambda_f}$$ *2.9.6.8.2.2-6* (6.11.8.2.2-6 AASHTO)

- *Si* $\lambda_f > 1.40\sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}}, entonces$:

$$F_{cv} = \frac{0.9Ek_s}{\lambda_f^2}$$ *2.9.6.8.2.2-7* (6.11.8.2.2-7 AASHTO)

λ_f = *relacion de esbeltez para ala en compresión.*

$$= \frac{b_{fc}}{t_{fc}}$$ *2.9.6.8.2.2-8* (6.11.8.2.2-8 AASHTO)

$$\lambda_p = 0.57\sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}\Delta}}$$ *2.9.6.8.2.2-9* (6.11.8.2.2-9 AASHTO)

$$\lambda_r = 0.95\sqrt{\frac{Ek}{F_{yr}}}$$ *2.9.6.8.2.2-10* (6.11.8.2.2-10 AASHTO)

$$\Delta = \sqrt{1 - 3\left(\frac{f_v}{F_{yc}}\right)^2}$$ *2.9.6.8.2.2-11* (6.11.8.2.2-11 AASHTO)

f_v = *esfuerzos de corte torsional en el ala , saegun St Venant, debido a las cargas factoradas en la sección considerada (Ksi)*

$$= \frac{T}{2A_o t_{fc}}$$ *2.9.6.8.2.2-12* (6.11.8.2.2-12 AASHTO)

F_{yr} = *menor valor entre los esfuerzos del ala de compresión cuando se inicia la fluencia nominal, incluyendo los efectos de los esfuerzos residuales, y la mínima resistencia a la fluencia especificada del alma (ksi)*

$$= (\Delta - 0.3)F_{yc}$$ *2.9.6.8.2.2-13* (6.11.8.2.2-13 AASHTO)

k = *coeficiente de pandeo de placas para esfuerzos normales uniformes.*

= *4.0*

k_s = *coeficiente de pandeo de placas para esfuerzos de corte*

= *5.34*

Donde:

ϕ_f = *factor de resistencia para flexión especificada en Artículo 2.9.4.4.2* (6.5.4.2 AASHTO)

ϕ_v = *factor de resistencia para corte especificada en Artículo 2.9.4.4.2* (6.5.4.2 AASHTO)

b_{fc} = *ancho del ala de compresión entre las almas (in).*

A_o = *área encerrada dentro de la sección tipo cajón (in²).*

R_b = *factor de balanceo de las cargas del alma determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10.2* (6.10.1.10.2 AASHTO)

R_h = *factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10.1* (6.10.1.10.1 AASHTO)

T = *torque interno debido a las cargas factoradas (kip-in)*

2.9.6.8.2.3 Alas Rigidizadas Longitudinalmente

(6.11.8.2.3 AASHTO)

La resistencia nominal a la flexión del ala de compresión se deberá tomar igual la resistencia nominal a la flexión del ala de compresión sin rigidizadores longitudinales, determinada como se especifica en el Artículo 2.9.6.8.2.2 (6.11.8.2.2 AASHTO), con las siguientes substituciones:

- *W será substituido por b_{fc} El coeficiente de pandeo de placas para esfuerzo normal uniforme, k , se deberá tomar como:*
- *Si n=1, entonces:*

$$k = \left(\frac{8I_s}{wt_{fc}^3}\right)^{\frac{1}{3}}$$ *2.9.6.8.2.3-1 (6.11.8.2.3-1 AASHTO)*

- *Si n=2, entonces:*

$$k = \left(\frac{0.894I_s}{wt_{fc}^3}\right)^{\frac{1}{3}}$$ *2.9.6.8.2.3-2 (6.11.8.2.3-2 AASHTO)*

1.0 ≤ k ≤ 4.0 y

- *El coeficiente de pandeo de placas para esfuerzo de corte, k_s, se deberá tomar como:*

$$k_s = \frac{5.34 + 2.84\left(\frac{I_s}{wt_{fc}^3}\right)^{\frac{1}{3}}}{(n+1)^2} \leq 5.34$$ *2.9.6.8.2.3-3 (6.11.8.2.3.-3 AASHTO)*

Donde:

I_s = *momento de inercia de un único rigidizador longitudinal de ala respecto de un eje paralelo al ala y tomado en la base del rigidizador (in⁴); (mm⁴)*

n = *número de rigidizadores de ala longitudinales igualmente espaciados*

w = *mayor valor entre el ancho del ala entre los rigidizadores de ala longitudinales y la distancia entre un alma y el rigidizador de ala longitudinal más próximo (in.), (mm)*

Los rigidizadores longitudinales de las alas de compresión deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 2.9.6.11.2 (6.11.11.2 AASHTO)

2.9.6.8.3 Resistencia a la Flexión del Ala de Tracción

(6.11.8.3 AASHTO)

La resistencia nominal a la flexión de las alas de tracción de las secciones tipo omega invertida (tub sections) se deberá tomar como:

$$F_{nt} = R_h F_{yt}$$ *2.9.6.8.3- 1 (6.11.8.3-1 AASHTO)*

Donde:

R_h = *factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.0.1.10.1 (6.10.1.10.1 AASHTO)*

La resistencia nominal a la flexión del ala de tracción de las secciones tipo cajón cerrado se deberá determinar en base a la ecuación 2.9.6.7.2.2-5 (6.11.7.2.2-5 AASHTO)

2.9.6.9 Resistencia al Corte

(6.11.9 AASHTO)

A menos que se especifique lo contrario, para determinar la resistencia al corte de un alma simple se deberán utilizar los requisitos del Artículo 2.9.5.0.9 (6.10.9 AASHTO). Para el caso de las almas inclinadas, en el Artículo 6.10.9 se deberá tomar D como la profundidad de la placa de alma medida sobre la pendiente.

Para el caso de las almas inclinadas, cada alma se deberá diseñar para un corte, V_{ui}, debido a las cargas factoradas tomado como:

$$V_{ui} = \frac{V_u}{cos\theta} \qquad \text{2.9.6.9-1 (6.11.9-1 AASHTO)}$$

Donde:

V_u = *corte vertical debido a las cargas factoradas en una alma inclinada (kip); (N)*

θ = *ángulo de inclinación de la placa de alma respecto de la Vertical*

Para las secciones tipo cajón simple, y para las secciones tipo cajón múltiple en puentes que no satisfacen los requisitos del Artículo 2.9.6.2.3 (6.11.2.3 AASHTO) o con alas que no son totalmente efectivas de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.6.1.1 (6.11.1.1 AASHTO) V_u se deberá tomar como la sumatoria delos cortes por flexión y torsión de Saint-Venant.

Para las alas de las secciones tipo cajón, al verificar la Ecuación 2.9.5.0.9.3.2-1 (6.10.9.3.2-1 AASHTO), b_{fc} o b_{ft}, según corresponda, se deberá tomar como un medio del ancho de ala entre las almas.donde el ancho efectivo del ala se tomará como se especifica en el Artículo 2.9.6.1.1 (6.11.1.1 AASHTO), pero no excederá $18f_t$ donde f_t es el espesor del ala del cajón.

Los rigidizadores de alma deberán satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.6.11.1 (6.11.11.1 AASHTO)

2.9.6.10 Conectores de Corte

(6.11.10 AASHTO)

A menos que se especifique lo contrario, los conectores de corte se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.5.10 (6.10.10. AASHTO)

Se deberán proveer conectores de corte en las regiones de flexión negativa.

Para las secciones tipo cajón simple y para las secciones tipo cajón múltiple en puentes que no satisfacen los requisitos del Artículo 2.9.6.2.3 (6.11.2.3 AASHTO) o con alas que no son totalmente efectivas de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.6.1.1 (6.11.1.1 AASHTO) los conectores de corte se deberán diseñar para la sumatoria de los cortes por flexión y torsión de Saint-Venant. El rango de corte longitufinal de fatiga por unidad de longitud, V_{fat}, para un ala superior de una viga tipo omega invertida (tub section) se deberá calcular para el alma en la cual los cortes por flexión y torsión son aditivos. La separación de los conectores de corte resultante también se deberá utilizar para la otra ala superior. El rango de fatiga radial por corte debido a la curvatura, V_{fat1}, dado por la ecuación 2.9.5.10.1.2-4 (6.10.10.1.2-4 AASHTO) puede ser ignorada en el diseño de las secciones tipo cajón en tramos rectos o curvos horizontalmente o segmentados.

Para verificar que el número de conectores de corte resultante satisfaga el Estado Límite de Resistencia, al determinar P mediante las Ecuaciones 2.9.5.10.4.2-2, 2.9.5.10.4.2-3, 2.9.5.10.4.2-7 y 2.9.5.10.4.2-8 (6.10.10.4.2-2, 6.10.10.4.2-3, 6.10.10.4.2-7 y 6.10.10.4.2-8 AASHTO) se deberá utilizar el área de la sección transversal de la sección tipo cajón de acero bajo consideración más el área del tablero concreto asociado con dicha sección tipo cajón.

En las alas de las secciones tipo cajón compuesto los conectores de corte se deberán distribuir uniformemente en el ancho del ala. La máxima separación transversal, S_t, entre los conectores de corte de las alas de las secciones tipo cajón compuesto deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$\frac{s_t}{t_f}\sqrt{\frac{F_{yf}}{kE}} \leq R_1 \qquad \text{2.9.6.10-1 (6.11.10-1 AASHTO)}$$

Donde

k = *coeficiente de pandeo de placas para esfuerzo normal uniforme determinado como se especifica en el Artículo 2.9.6.8.2 (6.11.8.2 AASHTO)*

R_1 = *relación de esbeltez límite para el ala de la sección tipo cajón determinada mediante la ecuación 2.9.6.8.2.2-8 (6.11.8.2.2.-8 AASHTO)*

Para las alas de las secciones tipo cajón compuestas en el Estado Límite de Fatiga, V_{sr} de la Ecuación 2.9.5.10.1.2-1 (6.10.10.1.2-1 AASHTO) se deberá determinar como la suma vectorial del rango de corte horizontal de fatiga dado por la Ecuación 2.9.5.10.1.2-3 (6.10.10.1.2-3 AASHTO) y el rango de corte torsional de fatiga en el tablero de concreto. El número de conectores de corte requerido para satisfacer el Estado Límite de Resistencia se deberá determinar de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.5.10.4 (6.10.10.4 AASHTO) Además, para cada conector de corte individual la suma vectorial de los cortes longitudinales y torsionales debidos a las cargas factorasa en el tablero de concreto no deberá ser mayor que el valor de Q_r determinado en base a la Ecuación 2.9.5.10.4.1-1 (6.10.10.4.1-1 AASHTO).

2.9.6.11 Rigidizadores

(6.11.11 AASHTO)

2.9.6.11.1 Rigidizadores de Alma

(6.11.11.1 AASHTO)

Los rigidizadores de alma transversales intermedios sedeberán diseñar de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.5.11.1 (6.10.11.1.AASHTO)

Los rigidizadores de alma longitudinales se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.5.11.3 (6.10.11.3. AASHTO)

A menos que se especifique lo contrario, los rigidizadores de apoyo se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos del Artículo (6.10.11.2 AASHTO) Los rigidizadores de apoyo se deberían unir a los diafragmas antes que a las almas inclinadas. En el caso de los rigidizadores de apoyo unidos a un diafragma, los requisitos del Artículo 2.9.5.11.2.4b (6.10.11.2.4b AASHTO) se deberán aplicar al diafragma antes que al alma. En los apoyos de expansión, los rigidizadores de apoyo y diafragmas se deberían diseñar considerando la excentricidad debida a los movimientos de origen térmico.

2.9.6.11.2 Rigidizadores Longitudinales de las Alas de Compresión

(6.11.11.2 AASHTO)

Los rigidizadores longitudinales de las alas de compresión de las secciones tipo cajón deberán estar igualmente espaciados sobre el ancho del ala. La resistencia a la fluencia mínima especificada de los rigidizadores no deberá ser menor que la resistencia a la fluencia mínima especificada del ala a la cual están unidos.

El ancho saliente, b_ℓ, del rigidizador longitudinal del ala deberá satisfacer a:

$$b_\ell \leq 0.48 t_s \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{2.9.6.11.2-1 (6.11.11.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

t_s = *espesor del saliente del rigidizador longitudinal (in.); (mm)*

El momento de inercia, I_ℓ, de cada rigidizador respecto de un eje paralelo al ala y tomado en la base del rigidizador deberá satisfacer:

$$I_\ell \geq \Psi w t_{fc}^3 \qquad \text{2.9.6.11.2-2 (6.11.11.2-2 AASHTO)}$$

Donde:

Ψ = *0.125k³ para n=1*

= *1.120k³ para n=2*

k = *coeficiente de pandeo de placas para esfuerzo normal uniforme*

= *1.0 ≤ k ≤ 4.0*

n = *número de rigidizadores de ala longitudinales igualmente espaciados.*

w = *mayor valor entre el ancho del ala entre rigidizadores de ala longitudinales y la distancia entre un alma y el rigidizador de ala longitudinal más próximos (in); (mm)*

2.9.7 Diversos Miembros Solicitados a Flexión

(6.12 AASHTO)

Ver el contenido en el capitulo (6.12 AASHTO)

2.9.8 Uniones y Epalmes

(6.13 AASHTO)

Ver el contenido en el capitulo (6.13 AASHTO).

2.9.9 Requisitos para Diferentes Tipos de Estructuras

(6.14 AASHTO)

2.9.9.1 Puentes de Vigas con Tablero Inferior

(6.14.1 AASHTO)

Cuando las vigas constituyan los elementos principales de un puente de vigas con tablero inferior, dichos elementos se deberán rigidizar contra la deformación lateral mediante placas de empalme o esquineras de alma maciza conectadas a los rigidizadores de los elementos principales y las vigas de tablero. El diseño de las placas de empalme deberá satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.9.2.8 (6.14.2.8. AASHTO).

2.9.9.2 Puentes Celosía (Reticulados)

(6.14.2 AASHTO)

2.9.9.2.1 Disposiciones Generales

(6.14.2.1 AASHTO)

Los montantes extremos de las celosías deberían ser inclinados. Las juntas entre el cordón superior y el montante extremo inclinado deberán tener apoyo lateral.

La separación entre los centros de las celosías principales deberá ser suficiente para evitar el vuelco.

Las profundidades efectivas de la celosía se deberán tomar de la siguiente manera:

- *La distancia entre los centros de gravedad de los cordones empernados,y*
- *La distancia entre los centros de las articulaciones*

2.9.9.2.2 Elementos de las Celosías

(6.14.2.2 AASHTO)

Los elementos deberán ser simétricos respecto del plano central de la celosía.

Si la forma de la celosía lo permite, los cordones de compresión deberán ser continuos.

Si los elementos del alma están sujetos a inversión de tensiones, las conexiones de sus extremos no deberán ser articuladas.

Se deberían evitar las contradiagonales auxiliares o diagonales de contratensión

2.9.9.2.3 Esfuerzos Secundarios

(6.14.2.3 AASHTO)

El diseño y los detalles deberán ser tales que las tensiones secundarias sean tan pequeñas como sea posible. Se deberán considerar los esfuerzos debidos al momento por carga permanente del elemento, así como aquellas provocadas por la excentricidad de las uniones o líneas de trabajo. En los elementos cuyo ancho, medido en forma paralela al plano de distorsión, sea menor que un décimo de su longitud no será necesario considerar los esfuerzos secundarios debidas a la distorsión de las celosías (reticulados) o la deflexión de las vigas de tablero.

2.9.9.2.4 Diafragmas

(6.14.2.4 AASHTO)

El las celosías (reticulados) se deberán proveer diafragmas de acuerdo con los requisitos especificados en el Artículo 2.9.4.7.4.4 (6.7.4.4 AASHTO).

2.9.9.2.5 Contraflecha

(6.14.2.5 AASHTO)

La longitud de los elementos de las celosías se deberá ajustar de manera tal que la contraflecha sea mayor o igual que la deflexión provocada por la carga permanente.

Para calcular las deflexiones de las celosías se deberá usar el área bruta de cada uno de sus elementos. Si se utilizan placas perforadas, el área efectiva de la placa perforada se deberá calcular como el volumen neto entre los centros de las perforaciones divididas por la longitud entre los centros de las perforaciones.

Los requisitos de diseño para las placas perforadas deberán satisfacer los especificados en el Artículo 2.9.9.2.5.1 (6.8.5.2 AASHTO) que a continuación se desarrolla y en el Artículo 2.9.4.9.4.3.2. (6.9.4.3.2 AASHTO).

2.9.9.2.5.1 Placas Perforadas

(6.8.5.2 AASHTO)

La relación entre la longitud de los orificios en la dirección de los esfuerzos y su acho no deberá ser mayor que 2.0.

La distancia libre entre orificios en la dirección del esfuerzo no deberá ser menor que la distancia transversal entre la línea más próxima de bulones o soldaduras de unión. La distancia libre entre el extremo de la placa y el primer orificio no deberá ser menor que 1.25 veces la distancia transversal entre bulones o soldaduras.

La periferia de los orificios deberá tener un radio mínimo de 1.5 in (38 mm).

Se podrá asumir que los anchos sin apoyo en los bordes de los orificios contribuyen al área neta del elemento. Si los orificios están alternados en placas perforadas opuestas, el área neta del elemento se deberá considerar igual que para una sección con orificios en el mismo plano transversal.

2.9.9.2.6 Líneas de Trabajo y Ejes de Gravedad

(6.14.2.6 AASHTO)

Los elementos principales se deberán dimensionar de manera que en lo posible sus ejes de gravedad coincidan con el centro de la sección.

En los elementos comprimidos de las secciones no simétricas, como por ejemplo en los cordones cuya sección está formada por segmentos laterales y un cubrejuntas, en lo posible el eje de gravedad de la sección deberá coincidir con la línea de trabajo, excepto que se podrá introducir excentricidad para contrarrestar la flexión debida a la carga permanente. En los cordones inferiores o elementos diagonales formados por dos perfiles angulares, la línea de trabajo se puede tomar como la línea de calibre más próxima a la parte posterior del perfil o, en el caso de las celosías soldadas, en el centro de gravedad.

2.9.9.2.7 Arriostramiento Transversal y Contravientos

(6.14.2.7 AASHTO)

2.9.9.2.7.1 Disposiciones Generales

(6.14.2.7.1 AASHTO)

Se deberá investigar la necesidad de utilizar marcos transversales en las celosías como arriostramiento transversal. Cualquier análisis estructural consistente con o sin arriostramiento transversal intermedio será aceptable, siempre que se satisfagan las condiciones de equilibrio, compatibilidad y estabilidad para todos los estados límites aplicables.

2.9.9.2.7.2 Puentes de Celosía con Tablero Inferior

(6.14.2.7.2 AASHTO)

Los puentes de vigas con tablero inferior deberán tener contravientos o bien se deberá demostrar que la resistencia y la rigidez del sistema de celosía sin contravientos son adecuadas. Si se utilizan contravientos, estos deberían ser de tipo doble plano o cajón, también estar rígidamente conectados al montante extremo y a las alas del cordón superior, y ser tan profundos como sea posible. Si se utiliza unos contravientos de un solo plano, éste debería estar ubicado en el plano transversal central de los montantes extremos, con diafragmas entre las almas de los montantes para permitir una distribución de las tensiones de los contravientos.

El contraviento, con o sin arriostramiento, se deberá diseñar para que tome la totalidad de la reacción del sistema lateral del cordón superior, y los montantes de extremo se deberán diseñar para transferir esta reacción a los apoyos de la celosía.

2.9.9.2.7.3 Puentes de Celosía con Tablero Superior

(6.14.2.7.3 AASHTO)

Los puentes de celosía con tablero superior deberán tener arriostramiento transversal en el plano de los montantes extremos, o bien se deberá demostrar que la resistencia y los rigidizadores del sistema de celosía son adecuados. Cuando se utilice arriostramiento transversal, éste se deberá extender en la totalidad de la profundidad de las celosías por debajo del sistema de piso, y el arriostramiento transversal del extremo se deberá dimensionar para que soporte la totalidad de la carga lateral superior hacia los apoyos a través de los montantes extremos de la celosía.

2.9.9.2.8 Placas de Empalme

(6.14.2.8 AASHTO)

Ver el contenido en el Artículo 6.14.2.8 del AASHTO del 2014 y en el Apéndice R de este Manual de Puentes

2.9.9.2.9 Puentes de Armadura Rebajada (Reticulados)

(6.14.2.9 AASHTO)

En los puentes de armadura rebajada, los elementos verticales de los reticulados y las vigas de tablero y sus conexiones se deberán dimensionar para resistir una fuerza lateral no menor que 0.3 klf (4.38 N/mm) aplicada en los puntos de panel del cordón superior de cada reticulado, considerada como una

carga permanente para la Combinación de Cargas para Estado Límite de Resistencia I y factorada según corresponda.

El cordón superior se deberá considerar como una columna con apoyos laterales elásticos en los puntos de panel.

2.9.9.2.10 Resistencia Factorada

(6.14.2.10 AASHTO)

La resistencia factorada de los elementos traccionados deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 2.9.4.8.2 (6.8.2. ASSHTO)

La resistencia factorada de los elementos comprimidos deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 2.9.4.9.2 (6.9.2 AASHTO)

La resistencia nominal a la flexión de los elementos cuya resistencia factorada es determinada mediante ecuaciones de interacción, especificadas en los Artículos 2.9.4.8.2.3 ó 2.9.4.9.2.2 (6.8.2.3 o 6.9.2.2 AASHTO), se deberá evaluar como se especifica en el Artículo 2.9.7 (6.12 AASHTO)

2.9.9.3 Superestructuras con Tableros Ortótropos

(6.14.3 AASHTO)

2.9.9.3.1 Disposiciones Generales

(6.14.3.1 AASHTO)

Los requisitos de este artículo se deberán aplicar al diseño de puentes de acero que utilizan una placa de acero rigidizada como tablero.

Un tablero ortótropo se deberá considerar parte integral de la superestructura del puente y deberá participar para resistir las solicitaciones globales que actúan sobre el puente. Las uniones entre el tablero y los elementos estructurales principales se deberán diseñar para los efectos de interacción especificados en el Artículo (9.4.1 AASHTO) que establece lo siguiente para la acción en las interfaces:

"Excepto en el caso de los tableros de madera y los pisos consistentes en emparrillados abiertos, los tableros se deberán hacer compuestos con los elementos que los soportan, a menos que existan razones de peso que indiquen lo contrario. Los tableros no compuestos deberánestar conectados a los elementos que los soportan de manera de evitar la separación vertical."

"Los conectores de corte y demás conexiones entre un tablero, excepto los tableros de madera y pisos consistentes en emparrillados abiertos, y los elementos que lo soporta se deberán diseñar para solicitaciones calculadas considerando acción compuesta plena, ya sea que al dimensionar los elementos primarios se considere o no dicha acción compuesta. Los detalles que permitirán transmitir corte a través de la interfase a elementos de apoyo metálicos deberán satisfacer los requisitos aplicables del Artículo 2.9.4.6 (6.6 AASHTO).

"Se deberán considerar las solicitaciones entre el tablero y los accesorios del tablero u otros componentes"

Los efectos combinados de fuerzas globales y locales serán considerados cuando se analicen tableros ortotropicos. El efecto de distorsión por torsión de la forma de la sección transversal será tomado en cuenta para un análisis de tablero de placas y vigas de puentes con vigas cajón ortotropicas.

2.9.9.3.2 Ancho Efectivo del Tablero

(6.14.3.3 AASHTO)

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.6.4.2.6.4 (4.6.2.6.4 AASHTO)

2.9.9.3.3 Superposición de Efectos Globales y Locales

(6.14.3.4 AASHTO)

Al calcular las solicitaciones extremas en el tablero se deberán superponer los efectos globales y los locales. Estas solicitaciones combinadas se deberán calcular para la misma configuración y posición de las sobrecargas.

2.9.9.3.4 Tableros en Compresión Global

(6.14.3.2 AASHTO)

A menos que se pueda demostrar mediante un análisis riguroso que no se producirá pandeo global del tablero como resultado de la combinación de la compresión global con las fuerzas de compresión por flexión local en los nervios longitudinales, los nervios longitudinales, incluyendo el ancho efectivo de la placa de tablero, se deberán diseñar como columnas individuales supuestas simplemente apoyadas en las vigas transversales.

2.9.9.3.4.1 Generalidades

(6.14.3.2.1 AASHTO)

Los siguientes comportamientos potanciales de la placa ortototropica, relacionados con la estabilidad deben ser evaluados: pandeo local de la placa del tablero entre los nervios pandeo local de los nervios, y pandeo del panel ortotropico entre vigas de piso.

2.9.9.3.4.2 Pandeo Local

(6.14.3.2.2 AASHTO)

Para el pandeo local, se considerarán las esbelteces de cada componente: la relación de los espesores del tablero a los espaciamientos de los nervios, relación de los espesores del tablero en espacios encerrados (para nervios cerrados), y la relación del alto al espesor de los nervios.El ancho efectivo para componente se tomará de acuerdo con el Artículo 2.9.4.9.4.2 ***(6.9.4.2 AASHTO).***

2.9.9.3.4.3 Pandeo de Panel

(6.14.3.2.3 AASHTO)

*Cada panel entre vigas de piso puede ser simplificado para analisisi como un puntal (Strut) comprimido aislado del nervio y con un ancho efectivo del tablero especificado en la figura 2.9.9.3.4.3.-1 (****6.14.3.2.3-1.AASHTO).***

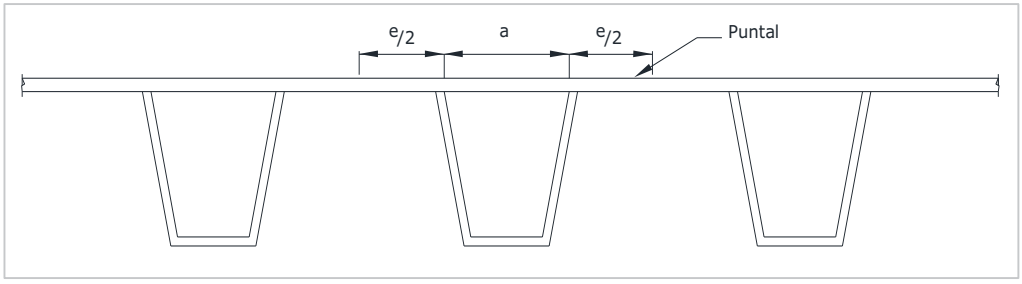


Figura 2.9.9.3.4.3-1 *Puntal idealizado para la Evaluación de la Resistencia de Compresión.*
(6.14.3.2.3-1.AASHTO)

Donde:

a = ancho del nervio cerrado en la placa del tablero, que va centro a centro de las paredes laterales del nervio cerrado. (in.)

e = es el espaciamiento libre, centro a centro, entrte nervios adyacentes (in)

El esfuerzo de pandeo crítico del puntal será determinado de acuerdo con el Artículo 2.9.4.9.4 (6.9.4 AASHTO) o por métodos de análisis refinados definidos en el Artículo 4.6.3.2.3 AASHTO que indica lo siguiente:

Cuando se utiliza el modelo de placa ortótropa, la rigidez flexional de los elementos se puede distribuir uniformemente en toda la sección transversal del tablero. Si la rigidez torsional del tablero no es atribuible exclusivamente a una placa maciza de espesor uniforme, la rigidez torsional se debería establecer mediante ensayos físicos, análisis tridimensionales o aproximaciones comprobadas y de aceptación generalizada.

2.9.9.3.5 Flexion Transversal (6.14.3.4 AASHTO 2010 Anulado en AASHTO 2012)

2.9.9.3.6 Diafragmas (6.14.3.5 AASHTO 2010 anulado en AASHTO 2012)

2.9.9.4 Arcos de Alma Maciza

(6.14.4 AASHTO)

2.9.9.4.1 Amplificación de Momentos para Considerar las Flechas

(6.14.4.1 AASHTO)

Para la amplificación de los momentos se deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 2.6.3.2.3c (4.5.3.2.2c AASHTO)

2.9.9.4.2 Esbeltez de las Almas

(6.14.4.2 AASHTO)

La esbeltez de las almas de las nervaduras de los arcos deberá satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{D}{t_w} \le k\sqrt{\frac{E}{f_a}} \qquad \text{2.9.9.4.2-1 (6.14.4.2 -1 AASHTO)}$$

Donde:

f_a = *esfuerzo axial debido a las cargas factoradas (ksi); (MPa)*

k = *factor de estabilidad de placas especificado en la tabla 2.9.9.4.2-1 (6.14.4.2-1 AASHTO).*

***Tabla 2.9.9.4.2-1** Esbeltez de placa de los arcos*

(6.14.4.2-1 AASHTO)

CONDICIÓN	k	I_s
Sin igidizador longitudinal	1.25	-
Un rigidizador longitudinal	1.88	$I_s = 0.75Dt_w^3$
Dos rigidizador longitudinales	2.51	$I_s = 2.2Dt_w^3$

El momento de inercia de los rigidizadores respecto de un eje paralelo al alma en la base del rigidizador no deberá ser menor que lo especificado en la Tabla 2.9.9.4.2-1

La relación entre el ancho y el espesor de los rigidizadores deberá satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{b}{t_s} \le 0.408\sqrt{\frac{E}{f_a + \frac{f_b}{3}}} \le 12 \qquad \text{2.9.9.4.2-2 (6.14.4.2 -2 AASHTO)}$$

Donde:

f_b = *máximo esfuerzo debido a las cargas factoradas, incluiyendo la amplificación del momento. (ksi); (MPa)*

t_s = *espesor de un rigidizador de la nervadura del arco.*

2.9.9.4.3 Estabilidad de las alas

(6.14.4.3 AASHTO)

La relación del ancho a espesor de las alas deberá satisfacer:

- *Para el ancho entre las almas*

$$\frac{b}{t} \leq 1.06\sqrt{\frac{E}{f_a + f_b}} \qquad \text{2.9.9.4.3-1 (6.14.4.3 -1 AASHTO)}$$

- *Para los anchos de los voladizos:*

$$\frac{b}{t} \leq 0.408\sqrt{\frac{E}{f_a + f_b}} \leq 12 \qquad \text{2.9.9.4.3-2 (6.14.4.3 -2 AASHTO)}$$

2.9.10 Pilotes

(6.15 AASHTO)

2.9.10.1 Disposiciones Generales

(6.15.1 AASHTO)

Los pilotes se deberán diseñar como elementos estructurales capaces de soportar todas las cargas impuestas de forma segura.

En el caso de un grupo de pilotes compuesto exclusivamente por pilotes verticales y sujeto a una carga lateral, el análisis estructural de los pilotes deberá considerar explícitamente los efectos de la interacción suelo-estructura como se especifica en el Artículo 2.8.2.1.1.6.7 (10.7.3.9 AASHTO).

2.9.10.2 Resistencia Estructural

(6.15.2 AASHTO)

Los factores de resistencia, ϕ_c y ϕ_f para el Estado Límite de Resistencia se deberán tomar como se especifica en el Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO) Los factores de resistencia para resistencia axial de los pilotes comprimidos que están sujetos a daños debido al hincado se deberán aplicar solamente a las secciones del pilote que probablemente experimentarán daños. Por lo tanto, los factores ϕ_c para resistencia axial iguales a 0.50 y 0.70 especificados para pilotes en compresión sin flexión se deberán aplicar solamente a la capacidad axial del pilote. Los factores ϕ_c iguales a 0.70 y 0.80 y el factor ϕ_f, igual a 1.00 se deberán aplicar a la resistencia combinada a carga axial y flexión del pilote en la ecuación de interacción para los términos de compresión y flexión, respectivamente.

Comentario al Artículo 2.9.10.2

(C6.15.2 AASHTO)

Debido a la naturaleza del hincado de los pilotes, al seleccionar los factores de resistencia es necesario considerar factores adicionales que normalmente no se toman en cuenta en los elementos de acero. Los factores considerados al desarrollar los factores de resistencia especificados incluyen:

- *La excentricidad no intencional de la carga aplicada respecto del eje del pilote,*
- *Las variaciones de las propiedades materiales del pilote, y*
- *Los daños que puede sufrir el pilote debido al hincado.*

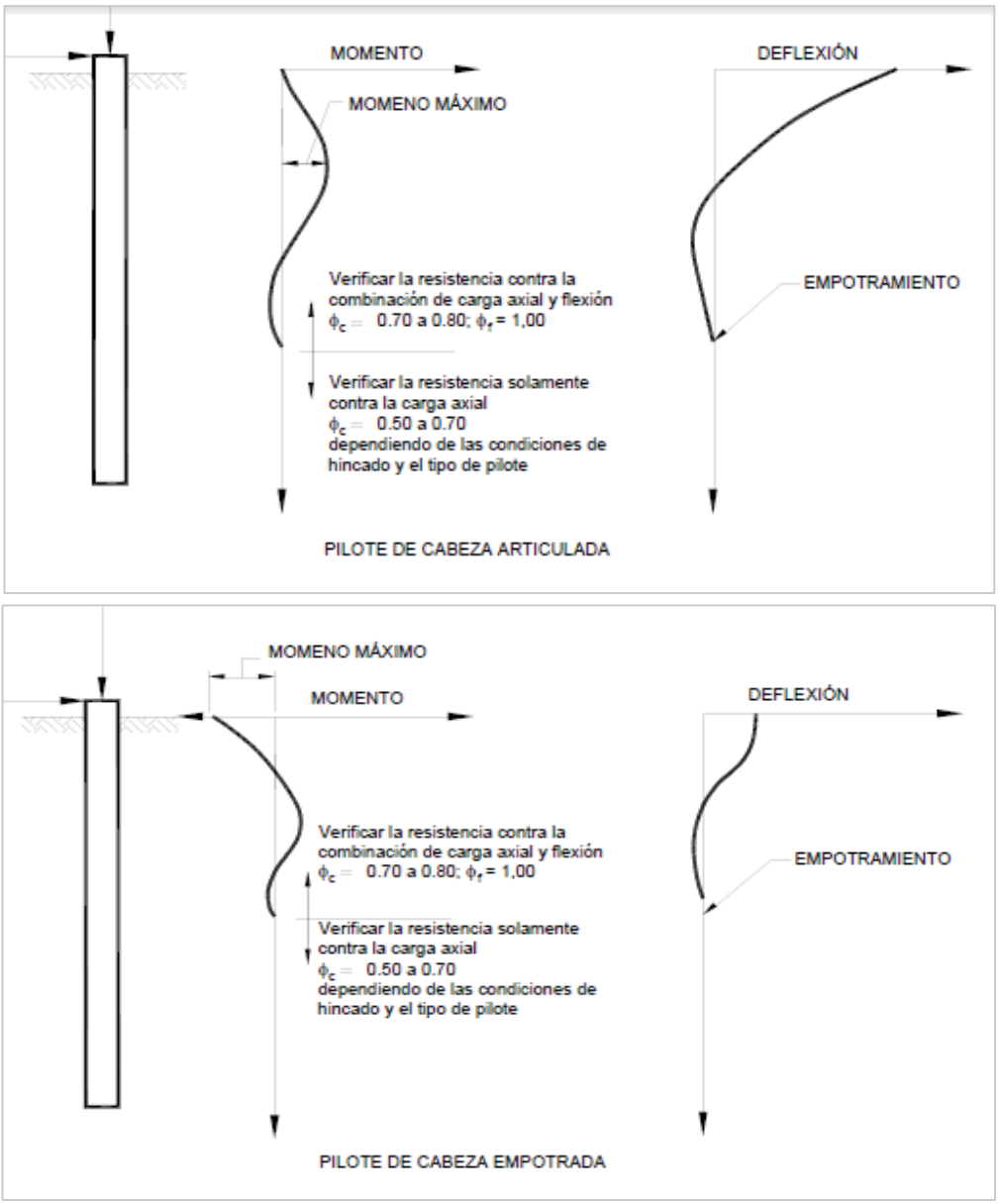


Figura C 2.9.10.2-1 *Distribución del Momento y Deflexión en Pilotes Verticales sujetos a Cargas Laterales.*

(Fig. C6.15.2-1 AASHTO)

La resistencia a la compresión mayorada, p_r , incluye factores de reducción para considerar excentricidades no intencionales de las cargas y variaciones en las propiedades de los materiales, además de una reducción para considerar el potencial daño que pueden sufrir los pilotes durante su hincado, que más probablemente ocurrirá cerca de la punta del pilote. Los factores de resistencia para calcular la capacidad de punta mayorada cerca de la punta del pilote son 0.50 a 0.60 y 0.60 a 0.70 para condiciones de hincado adversas y buenas, respectivamente. Estos factores incluyen un factor de resistencia a la compresión axial ϕ_c igual a 0.90, modificado aplicando factores de reducción iguales a 0.78 y 0.87 para carga excéntrica en pilotes en H y pilotes en forma de tubo, respectivamente, y factores de reducción iguales a 0.75 y 0.875 para condiciones de hincado difíciles y moderadamente difíciles.

En los pilotes de acero, la flexión ocurre fundamentalmente hacia la cabeza del pilote. Es menos probable que esta zona superior del pilote sufra daños durante el hincado. Por lo tanto, en relación con la combinación de compresión axial y flexión, el rango del factor de resistencia para resistencia axial ϕ_c = 0.70 a 0.80 toma en cuanta tanto la excentricidad no intencional de la carga como las variaciones de las propiedades de los materiales del pilote, mientras que el factor de resistencia para resistencia a

la flexión ϕ_f = 1.00 toma en cuenta solamente la resistencia básica a la flexión. Este enfoque de diseño se ilustra en la Figura C2.9.10.2-1, la cual muestra la profundidad hasta el empotramiento determinado mediante un análisis P-Δ.

2.9.10.3 Resistencia a la Compresión

(6.15.3 AASHTO)

2.9.10.3.1 Resistencia a la Compresión Axial

(6.15.3.1 AASHTO)

Para los pilotes bajo carga axial, la resistencia factorada de los pilotes en compresión, Pr, se deberá tomar como se especifica en el Artículo 2.9.4.9.2.1 (6.9.2.1 AASHTO) usando el factor de resistencia, ϕ_c, especificado en el Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO).

2.9.10.3.2 Combinación de Compresión Axial y Flexión

(6.15.3.2 AASHTO)

Los pilotes sujetos a carga axial y flexión se deberán diseñar de acuerdo con el Artículo 2.9.4.9.2.2. (6.9.2.2 AASHTO) usando los factores de resistencia, ϕ_c y ϕ_f, especificados en el Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO).

2.9.10.3.3 Pandeo

(6.15.3.3 AASHTO)

La inestabilidad de los pilotes que atraviesan las agua o aire se deberá considerar como se especifica en el Artículo 2.9.4.9 (6.9 AASHTO). Los pilotes que atraviesan agua o aire se deberán suponer empotrados a una cierta profundidad debajo de la superficiedel terreno. La estabilidad se deberá determinar de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.4.9 (6.9. AASHTO) para elementos comprimidos, usando una longitud equivalente del pilote igual a la longitud sin apoyo lateral más una profundidad embebida hasta el empotramiento. La profundidad hasta el empotramiento se deberá determinar de acuerdo con el Artículo 2.8.2.1.2.1a (10.7.3.13.4 AASHTO) en el caso de los pilotes inclinados o mediante un análisis P-Δ en el caso de los pilotes verticales.

2.9.10.4 Maximos Esfuerzos Admisibles en el Hincado de Pilotes

(6.15.4 AASHTO)

Los máximos esfuerzos de hincado admisibles para los pilotes de acero, concreto armado, concreto pretensado y madera, se deberá tomar como se especifica en el Artículo (10.7.8 AASHTO) que establece lo siguiente:

El esfuerzo de hincado, σ_{dr}, en cualquier parte del pilote, determinado mediante el análisis con la ecuación de onda será menor que los siguientes límites:

- *Pilotes de acero, compresión y tracción:*

$$\sigma_{dr} = 0.9\varphi_{da} f_y \qquad \text{2.9.10.4-1 (10.7.8-1 AASHTO)}$$

Donde:

f_y = *mínima resistencia especificada a la fluencia del acero. (ksi)*

φ_{da} = *factor de resistencia especificado, Tabla 2.8.2.1.1.6.6.3a-1 (10.5.5.2.3-1 AASHTO)*

- *Pilotes de Concreto:*

$\sigma_{dr} = \varphi_{da} 0.85 f_c'$, *en compresión* 2.9.10.4-2 (10.7.8-2 AASHTO)

$\sigma_{dr} = 0.7\varphi_{da} f_y$, *en tracción, considerando solo el acero de refuerzo.* 2.9.10.4-3 (10.7.8-3 AASHTO)

Donde:

f_c' = *resistencia a la compresión del concreto no confinado. (ksi)*

f_y = *mínima resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo. (ksi)*

- *Pilotes de concreto postensado, medio ambiente normal:*

  $\sigma_{dr} = \varphi_{da}(0.85f_c' - f_{pe})$, *en compresión* 2.9.10.4-4 (10.7.8-4 AASHTO)

  $\sigma_{dr} = \varphi_{da}\left(0.095\sqrt{f_c'} + f_{pe}\right)$, *en tracción* 2.9.10.4-5 (10.7.8-5 AASHTO)

  Donde:

  f_{pe} = *esfuerzo efectivo del pretensado en el concreto (ksi)*

- *Pilotes del concreto postensado, medio ambiente severamente corrosivo:*

  $\sigma_{dr} = \varphi_{da} f_{pe}$, *en tracción* 2.9.10.4-6 (10.7.8-6 AASHTO)

- *Pilotes de madera en compresión y tracción:*

  $\sigma_{dr} = \varphi_{da}(F_{co})$ 2.9.10.4-7 (10.7.8-7 AASHTO)

  Donde:

F_{co} = *resistencia básica de la madera en compresión paralela a la veta (ksi).*

2.9.11 Disposiciones para Diseño Sísmico

(6.16 AASHTO)

2.9.11.1 Generalidades.

(6.16.1 AASHTO)

Las disposiciones del Artículo 2.9.11 (6.16 AASHTO) se aplicarán solamente para el diseño de las superestructuras de puentes con losas apoyadas en vigas metalicas en el estado límite de eventos extremos.

En adicion a los requerimientos especificados aquí, se aplicará lo especificado en el Artículo 2.6.5.4.4. (4.7.4.4 AASHTO) para determinar la longitud mínima de soporte del puente.

Una ruta de carga sísmica clara se establecerá dentro de la superestructura para trasmitir las fuerzas de inercia a la subestructura basado sobre las características de rigidez de la losa de concreto, marcos transversales o diafragmas, y apoyos. El flujo de las fuerzas sisimicas se adaptarán a través de todos los componentes y uniones afectados de la superestructura de acero dentro de la ruta de la carga prescrita, incluyendo, pero no limitado a, las vigas longitudinales, marcos transversales o diafragmas, uniones de acero a acero, contacto de tablero con acero, apoyos y pernos de anclaje.

2.9.11.2 Materiales

(6.16.2 AASHTO)

El acero estructural usado dentro de la ruta de carga sísmica reunirá los requisitos del Artículo 2.5.3.1 (6.4.1 AASHTO), excepto como se modifica aquí.

Cuando un miembro o unión está justificado por diseño de capacidad, la resistencia nominal requerida del miembro o unión se determinará basada en la resistencia de fluencia esperada, R_yF_y, de los miembros adyacentes donde F_y es la mínima resistencia a la fluencia del acero usado en los miembros adyacentes y R_y es la relación de la esperada resistencia de fluencia a la mínima resistencia a la fluencia. Para AASHTO M 270M/M 270(ASTM A709/A709M) Grado 36, R_y se tomará igual a 1.5 para formas estructurales roladas en caliente y 1.3 para placas. Para AASHTO M 270M/M 270(ASTM A709/A709M) Grado 50, 50S y 50W, R_y será tomado igual a 1.1.

2.9.11.3 Requerimientos de Diseño para Zona Sismica 1

(6.16.3 AASHTO)

Para puentes con vigas de acero, localizados en Zona Sismica 1, definido como se especifica en el Artículo 2.4.3.11.5 (3.10.6 AASHTO), el diseño de todos los miembros y sus uniones de soporte como los marcos transversales, diafragmas y también las conexiones de la superestructura a la subestructura deberán satisfacer los requisitos mínimos especificados en el Artículo 2.4.3.11.8 y 2.6.5.4.4 (3.10.9 y 4.7.4.4. AASHTO).

2.9.11.4 Requerimientos de Diseño para Zona Sismicas 2, 3 o 4

(6.16.4 AASHTO)

2.9.11.4.1 Generalidadaes

(6.16.4.1 AASHTO)

Los componentes de la losa sobre las vigas metálicas de los puentes localizados en las zonas sísmicas 3 o 4 ,definidas como se especifica en el Artículo 2.4.3.11.5 (3.10.6 AASHTO), se diseñarán usando lo especificados en este artículo. Uno de los dos tipos de estrategia de respuesta será considerado para el diseño de puentes localizados en la Zona Sismica 2:

- *Tipo A - Diseño de una superestructura elástica, Artículo 2.9.11.4.4 (6.16.4.4 AASHTO), con una subestructura ductil de acuerdo a estas especificaciones*
- *Tipo B - Con la aprobación del propietario incluyendo la metodología de diseño, Diseñar una superestrctura elástica, Artículo 2.9.11.4.4 (6.16.4.4 AASHTO), y subestructura con un mecanismo fusible en el contacto entre la superestructura y la subestructura.*

El tablero y conectores de corte en puentes localizados en Zonas Sísmicas 3 o 4 tambien satisfarán los requerimientos de los Artículos 2.9.11.4.2 y 2.9.11.4.3 (6.16.4.2 y 6.16.4.3 AASHTO), respectivamente. Si las estrategias tipo A o B son invocadas para puentes ubicados en la Zona Sísmica 2, las disposiciones de los Artículos 2.9.11.4.2 y 2.9.11.4.3 (6.16.4.2 y 6.16.4.3 AASHTO) serán considerados.

Los miembros marcos transversales de soporte en puentes localizados en Zonas Sismicas 3 o 4 serán considerados miembros principales para diseño sísmico.

El Analisis estructural para cargas sísmicas considerará la rigidez relativa del tablero de concreto, vigas, marcos transversales de soporte o diafragmas, y la subestructura.

2.9.11.4.2 Tablero

(6.16.4.2 AASHTO)

Los tableros de concreto armado unidos por conectores de corte que cumplan con los requerimientos del Artículo 2.9.11.4.3 (6.16.4.3 AASHTO), serán diseñados para proporcinar una acción de diafragma horizontal para transferir la fuerza sismica a los soportes como se especifica en este artículo.

Cuando el tablero tenga una relación de longitud a ancho de 3.0 o menos y el desplazamiento lateral neto del centro del tramo de la superestructura es menor que dos veces el promedio del desplazamiento lateral de los apoyos sísmicos adyacentes, el tablero dentro del tramo puede ser asumido que actua como un diafragma horizontal rígido diseñado a resistir solamente el corte resultante de las fuerzas sísmicas.De otro modo, el tablero será asumido a actuar como un diafragma horizontal flexible diseñado a resistir corte y flexión , según corresponda, resultante de las fuerzas sísmicas.

La fuerza de corte transversal por sísmo sobre el tablero, F_{px}, dentro del tramo en consideración será determinado como:

$$F_{px} = \frac{W_{px}}{W} F \qquad \text{2.9.11.4.2-1} \quad \text{(6.16.4.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

F = fuerza (kip) determinada como sigue:

- *Para estructuras en Zona Sismica 2 diseñadas usando la estrategia Tipo A, los cortes base transversales elásticos en el soporte en consideración dividido por un factor de modificación de respuesta, R, igual a 1.0.*
- *Para estructuras en Zonas Sismica 3 o 4 diseñadas usando estrategia Tipo A, el menor de:*
  - *Los cortes base transversales elásticos en el soporte bajo consideración dividida por un factor de modificación de respuesta, R, igual a 1.0.*
  - *Determinada la fuerza en la articulación inelástica como se especifica en el Artículo 2.4.3.11.8.4.3* ***(3.10.9.4.3 AASHTO)***.
- *Para estructuras en Zonas Sismicas 2, 3, o 4 diseñadas usando la estrategia Tipo B, la resistencia lateral esperada del mecanismo fusible multiplicado por un adecuado factor de sobreresistencia.*

W = peso total del tablero, vigas metálicas, y, donde sea aplicable, cabezal de viga, mas la mitad del peso de la columna dentro del tramo en estudio (kip).

W_{px} = peso del tablero más la mitad del peso de las vigas de acero en el tramo bajo consideración (kip).

2.9.11.4.3 Conectores de Corte

(6.16.4.3 AASHTO)

Se proveerán pernos de corte a lo largo del contacto del tablero con las vigas metálicas o entre el tablero y la parte superior de los marcos transversales o diafragmas, o ambos, como sea necesario para transferir las fuerzas sísmicas. Si diafrgagmas de concreto reforzado que son conectados íntegramente con el tablero del puente son usados en la ubicación de soporte, entonces los conectores de corte sobre las vigas de acero en esas ubicaciones no necesita ser diseñadas de acuerdo a las disposiciones de este artículo.

Los conectores de corte sobre las vigas asumidas efectivas en el soporte bajo consideración se tomarán como aquellas espaciadas no más que $9t_w$ sobre cada lado de la proyección externa de los rigidizadores del apoyo en el soporte.

El diámetro de los conectores de corte dentro de esta región no será mayor que 2.5 veces el espesor del cordon superior del marco transversal o del ala superior del diafragma.

De acuerdo con la ubicación de los soportes, los conectores de corte sobre las vigas, o sobre los marcos transversales soporte o diafragmas, o ambos, como sea necesario, serán diseñados para resistir la combinación de corte y carga fuerzas axiales correspondientes a la transvesal fuerza de corte sismica, F_{px}, determinada como se especifica en el Artículo 2.9.11.4.2 (***6.16.4.2 AASHTO)***

La resistencia de los pernos (stud) conectores sujetos a la combinación de corte y fuerzas axiales será evaluada de acuerdo a la ecuación de interacción corte-tensión, dada como sigue:

$$\left(\frac{N_u}{N_r}\right)^{\frac{5}{3}} + \left(\frac{Q_u}{Q_r}\right)^{\frac{5}{3}} \leq 1.0 \qquad \textit{2.9.11.4.3-1 (6.16.4.3-1 AASHTO)}$$

En el cual

$$h_{eff} - d_h \geq \frac{w_h}{3} \qquad \textit{2.9.11.4.3-2 (6.16.4.3-2 AASHTO)}$$

N_r = *Resistencia a la tracción factorada de un simple perno conector (kip)*

$$= \phi_{st} N_n \qquad \textit{2.9.11.4.3-3 (6.16.4.3-3 .AASHTO)}$$

N_n = *Resistencia a la tracción nominal de un simple perno conector al corte (kip)*

$$= \Psi_g \Psi_{ed} \frac{A_{nc}}{A_{nco}} N_b \leq A_{sc} F_u \qquad \textit{2.9.11.4.3-4 (6.16.4.3-4 AASHTO)}$$

Ψ_g = *factor de modificación del efecto de grupo tomado como sigue:*

- *Para espaciamiento transversal:*

Ψ_g = *0.95 para dos pernos*

Ψ_g = *0.90 para tres pernos*

- *Para espaciamiento longitudinal:*

Ψ_g = *0.95 para dos pernos* ≤ $3h_{eff}$

Ψ_g = *0.90 para tres pernos* > $3h_{eff}$

$\Psi_{ed} = 0.7 + 0.3\frac{C_a}{1.5h_h} \leq 1.0$ *2.9.11.4.3-5* *(6.16.4.3-5. AASHTO)*

A_{nco} = *área proyectada de la falla de concreto por un único perno conector de corte basado en la resistencia de rotura de concreto a tracción in²).*

$= 9h_h^2$ *2.9.11.4.3-6* *(6.16.4.3-6 AASHTO)*

N_b = *resistencia de rotura de concreto a tracción por un unico perno conector a corte en concreto agrietado (kip).*

$= 0.76\sqrt{f_c'}\ h_h^{1.5}$ *2.9.11.4.3-7* *(6.16.4.3-7 AASHTO)*

Donde:

ϕ_{st} = *factor de resistencia para conectores de corte en tracción, especificado en el Artículo 2.9.4.4.2* *(6.5.4.2 AASHTO).*

A_{nc} = *área proyectada de concreto para un simple conector de corte tipo perno(stud) o grupo de conectores que tiene una figura geométrica rectilínea que resulta de la proyección de la superficie fallada al exterior* $1.5h_h$ *del centro del conector simple o, en el caso de un grupo de conectores, de una línea a través de una fila de conectores adyacentes (in²).*

A_{sc} = *área de la sección transversal de un conector de corte perno (stud) (in²).*

C_a = *distancia más pequeña del centro del stud al borde del concreto (in).*

d_h = *profundidad de cartela (in).*

F_u = *resistencia a la tracción mínima especificada de un conector de corte (stud) determinado como se especifica en el Artículo 2.5.3.4* *(6.4.4 AASHTO)* *(ksi)*

h_{eff} = *profundidad efectiva embebida de un conector de corte tipo stud (in).*

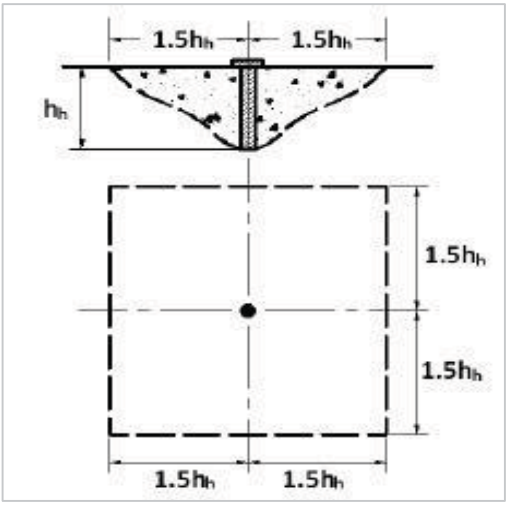
h_h = *altura efectiva del stud de corte desde la parte superior de la cartela a la parte de abajo de la cabeza (in.)*

N_u = *fuerza axial sísmica que toma el stud en el marco transversal o diafragma en la ubicación bajo consideración (kip).*

Q_u = *corte por sismo tomado por el stud del marco transversal o diafragma, en la ubicación bajo consideración, debido a la combinación ortogional que predomina de los cortantes por sismos (kip).*

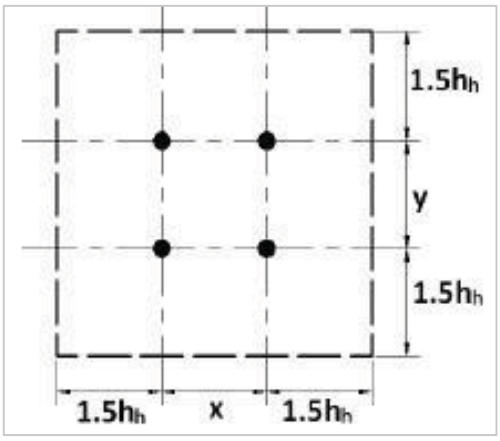
Q_r = *resistencia factorada de corte de un simple conector de corte stud, determinado como se especifica en el Artículo 2.9.5.10.4.1* *(6.10.10.4.1 AASHTO)* *(kip).*

w_h = *ancho de la cartela perpendicular al eje del tramo del puente (in).*



$$A_{nco} = (1.5h_h + 1.5h_h)(1.5h_h + 1.5h_h) = 9h_h^2$$

Figura 2.9.11.4.3-1 *Cálculo de* A_{nco} (C 6.16.4.3-1 AASHTO)



$$A_{nc} = (3h_h + x)(3h_h + y)$$

Figura 2.9.11.4.3-2 *Cálculo de* A_{nc} *para un grupo de cuatro studs (dos filas con dos studs por fila)* (C 6.16.4.3-2 AASHTO)

2.9.11.4.4 Superestructuras Elásticas

(6.16.4.4 AASHTO)

Para una superestructura elástica, los marcos transversales de soporte o diafragmas de soporte se diseñaran de acuerdo a los requisitos aplicables de los Artículos 2.9.4.7, 2.9.4.8, 2.9.4.9 y 2.9.5.10 (6.7, 6.8, 6.9 y 6.10.10 AASHTO), o alguna combinación de estos, para que la superestructura permanezca elástica durante la solicitación sísmica.

La fuerza lateral, F, para el diseño de los marcos transversales de soporte o los diafragmas de soporte serán determinados como se especifica en el Artículo 2.9.11.4.2 (6.16.4.2 AASHTO) para estructuras que son diseñadas utilizando las estrategias tipo A ó B según corresponda.

2.10 REQUISITOS PARA APOYOS

(14.6 AASHTO)

2.10.1 Generalidades

(14.6.1 AASHTO)

Los apoyos puede ser fijos o móviles según se requieran para el diseño del puente.Los apoyos móviles pueden contar con guías para controlar la dirección de la traslación.Los apoyos fijos y asi los móviles con guías serán diseñados para resistir todas las cargas apropiadas y restringir las traslaciones no adecuadas.

A menos que se indique lo contrario, el factor de resistencia para los apoyos, ϕ, se tomará como 1.0

Los apoyos sujetos a fuerzas de levantamiento en cualquier estado límite serán asegurados con tirantes o anclajes.

La magnitud y dirección de los movimientos y cargas a ser usadas en el diseño de los apoyos serán claramente definidas en el contrato.

Las combinaciones de diferentes tipos de apoyos fijos o móviles no serán usadas en la misma junta de expansión, mismo cabezal, o pilar a no ser que los efectos de las diferentes defelexiones y características de la rotación sobre los apoyos y la estructura sean tomados en cuenta en el diseño.

Las disposiciones conformadas para apoyos multirotacionales en esta sección no serán usadas cuando las cargas verticales son menores que el 20 porciento de la capacidad vertical del apoyo.

Todos los apoyos serán calculados para los elementos componentes, resistencia de uniones y estabilidad del apoyo

Cuando dos apoyos son usados para soportar una viga cajón, la reacción vertical será evaluada en la consideración de un torque resistido por el par de apoyos.

2.10.2 Caracteristicas

(14.6.2 AASHTO)

Los apoyos escogidos para una aplicación particular tendrán las cargas adecuadas y la capacidad de movimiento. La tabla 2.10.2-1 (14.6.2-1 AASHTO) y la figura 2.10.2-1 (14.6.2-1 AASHTO) pueden ser usadas como guía cuando se comparen los sistemas de apoyos diferentes.

La siguiente terminología se aplicará en la tabla 2.10.2-1 (14.6.2-1 AASHTO):

S = *apropiado.*

U = *no apropiado.*

L = *apropiado para aplicaciones limitadas.*

R = *puede ser apropiado, pero requiere consideraciones especiales o elementos adicionales como cursores o guías.*

Long. = *ejes longitudinales.*

Trans. = *ejes transversales.*

Vert. = *ejes verticales.*

Tabla 2.10.2-1 *Conveniencia de los Apoyos*

(Tabla 14.6.2-1 AASHTO)

Tipo de apoyo	Movimiento		Rotacion alrededor de los ejes del puente indicados.			Resistencia a las cargas		
	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Vert.	Long.	Trans.	Vert.
Bloc (pad) elastomérico simple	S	S	S	S	L	L	L	L
Bloc(pad) reforzado con fibra de vidrio	S	S	S	S	L	L	L	L
Bloc (pad) reforzado de lona-algodon.	U	U	U	U	U	L	L	S
Apoyo elastomerico con refuerzo de acero.	S	S	S	S	L	L	L	S
Apoyo plano deslizante	S	S	U	U	S	R	R	S
Apoyo esferico curvo deslizante	R	R	S	S	S	R	R	S
Apoyo cilindrico curvo deslizante	R	R	U	S	U	R	R	S
Apoyo disco	R	R	S	S	L	S	S	S
Apoyo cilindrico doble	R	R	S	S	U	R	R	S
Apoyo tipo olla	R	R	S	S	L	S	S	S
Apoyo balancin	S	U	U	S	U	R	R	S
Apoyo con visagra de pines	U	U	U	S	U	S	R	S
Apoyo de rodillo simple	S	U	U	S	U	U	R	S
Poyo de rodillo multiple.	S	U	U	U	U	U	U	S

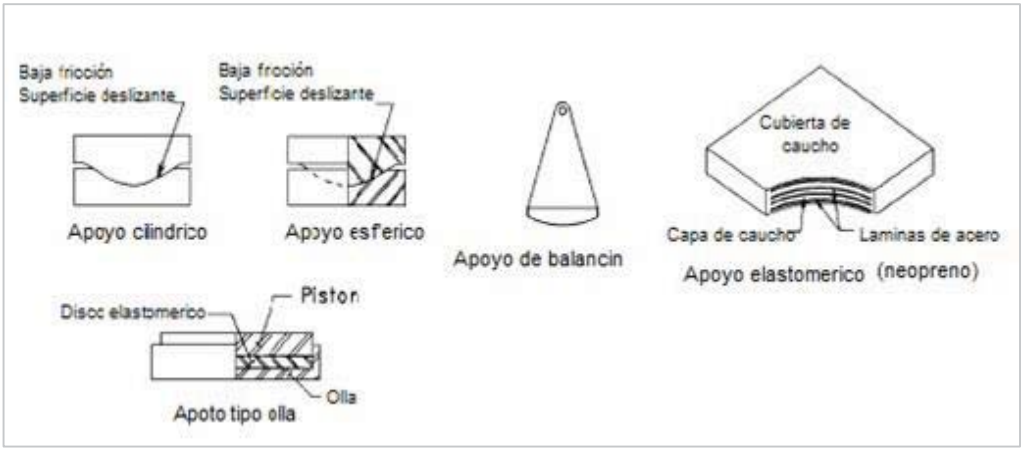


Figura 2.10.2-1 *Tipos de apoyos comunes*

(Figura 14.6.2-1 AASHTO)

2.10.2.1 Solicitaciones a Consecuencia de la Restricción del Movimiento en el Apoyo

(14.6.3 AASHTO)

2.10.2.1.1 Fuerza Horizontal y Movimiento

(14.6.3.1 AASHTO).

Las fuerzas horizontales y momentos inducidos en el puente por las restricciones de movimiento en los apoyos, será determinado usando los movimientos y caracteristicas de los apoyos especificados en el Artículo (14.7AASHTO). Para apoyos con elementos elastoméricos, estas caracteristicas deberian incluirse, pero no esta lmitada a ,la consideración de incrementar el módulo de corte, G ,a temperaturas por debajo de $73°F$.

Los apoyos de expansión y sus soportes se diseñarán de manera tal que la estructura pueda experimentar movimientos que admitan el sísmo y otros desplazamientos por eventos extremos,determinados usando las disposiciones indicadas en la Seccion 3, sin que se produzca el colapso. Adecuar la longitud de la cajuela de soporte para todos los apoyos según lo indicado en el Artículo 2.6.5.4.4 (4.7.4.4 AASHTO).

El ingeniero determinará el número de apoyos requeridos para resistir las cargas especificadas en la Sección 3 teniendo en consideración el potencial por desigual participación debido a las tolerancias, accidental desalineamiento, la capacidad de los apoyos individualmente y el esviajamiento.

En el estado de resistencia y en los estados límites de eventos extermos,las fuerzas horizontales transmitidas a la superestructura y subestructura por los apoyos, H_{bu}, será tomado como aquellos inducidos por rozamiento de resbalamiento,fricción en rodillos,o deformación por corte de un elemento flexible en el apoyo.

La fuerza de fricción por resbalamiento se tomará como

$$H_{bu} = \mu P_u \qquad \text{2.10.2.1.1-1 (14.6.3.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

H_{bu} = *carga lateral transmitida a la superestrutura y subestructura por los apoyos,debido a la aplicación de las combinaciones de cargas de los eventos extremos y de resistencia presentados en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1.-1 AASHTO) (kip).*

μ = *coeficiente de friccion.*

P_u = *fuerza de compresión, debido a la aplicación de las combinaciones de cargas de los eventos extremos y de resistencia presentados en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1.-1 AASHTO) (kip).*

La fuerza debido a la deformación de un elemento elastomérico se tomará como:

$$H_{bu} = GA\,\frac{\Delta_u}{h_{rt}} \qquad \text{2.10.2.1.1-2 (14.6.3.1-2 AASHTO)}$$

Donde:

G = *módulo de corte del elastómero (ksi).*

A = *área plana del elemento elastomérico o apoyo (in^2).*

Δ_u = *deformación por corte debido a la aplicación de las combinaciones de cargas de los eventos extremos y de resistencia presentados en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1.-1 AASHTO) (kip).*

h_{rt} = *espesor total del elastómero (in.).*

Las fuerzas en los rodillos debidos a los estados Límites de eventos extremos y estado de resistencia se determinarán mediante pruebas.

2.10.2.1.2 Momento

(1 4.6.3.2 AASHTO)

En los estados límites de eventos extremos y de resistencia, para ambos la subestructura y superestructura serán diseñados para el mayor momento, Mu, transferido por el apoyo.

Para apoyos deslizantes curvos sin superficie de deslizamiento plano acompañante, Mu se tomará como:

$$M_u = \mu P_u R \qquad \text{2.10.2.1.2-1 (14.6.3.2-1 ASSHTO)}$$

Para apoyos deslizantes curvos con superficie de deslizamiento plano acompañante, M_u se tomará como:

$$M_u = 2\mu P_u R \qquad \text{2.10.2.1.2-2 (14.6.3.2-2 ASSHTO)}$$

Donde:

M_u = *momento transmitido a la superestructura y a la subestructura por los apoyos debido a la aplicación de las combinaciones de cargas de los eventos extremos y de resistencia indicados en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO) (kip).*

R = *radio de la superficie de deslizamiento curvo (in.).*

Para apoyos elastoméricos y blocs (pads) no confinados, Mu será tomado como:

$$M_u = 1.60(0.5E_cI)\frac{\theta_s}{h_{rt}}$$ *2.10.2.1.2-3 (14.6.3.2-3 ASSHTO)*

Donde:

I = *momento de inercia de la forma plana del apoyo (in⁴).*

E_c = *módulo efectivo del apoyo elastomérico en compresión (ksi).*

θ_s = *ángulo de rotación de diseño en el estado límite de servicio máximo, especificado en el Artículo 2.10.3.3.3.1 (14.4.2.1 AASHTO) (rad.).*

h_{rt} = *espesor total del del elastómero (in.).*

Para CDP, M_u, se tomará como:

$$M_u = 1.25(4.5 - 2.2S + 0.6\sigma_s)\frac{E_cI}{t_p}\theta_s$$ *2.10.2.1.2-4 (14.6.3.2-4 ASSHTO)*

Donde:

$\boldsymbol{E_c}$ = *rigidez a la compresión uniaxial del apoyo blocs (pad) CDP.Puede ser tomado como 30 ksi en vez de resultados de pruebas especificas de blocs (pad) (ksi).*

$\boldsymbol{t_p}$ = *espesor total de blocs (pad) CDP (in.).*

$\boldsymbol{s}$ = *factor de forma del blocs (pad) CDP calculado en base a la ecuación 2.10.3.1-1 (14.7.5.1-1 AASHTO) y basado tambien sobre el espesor total del blocs (pad).*

$\boldsymbol{\sigma_s}$ = *esfuerzo de compresión promedio debido a la carga total asociada con la máxima rotación como resultado de la aplicación de las combinaciones de las cargas de servicio indicadas en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO). (Ksi).*

$\boldsymbol{\theta_s}$ = *maxima rotación del blocs (pad) CDP debido a la aplicación de las combinaciones de las cargas de servicio estipuladas en tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1.-1 AASHTO) (rad).*

2.10.3 Apoyos Elastoméricos Reforzados con Láminas de Acero: Método B

(14.7.5 AASHTO)

2.10.3.1 Generalidades

(14.7.5.1 AASHTO)

Los apoyos elastoméricos reforzados con acero pueden ser diseñados usando uno u otro método conmumente referidos como Método A y Método B. Cuando las disposiciones de este artículo son usados, el elemento será tomado para cumplir con los requisitos del Método B. Cuando las disposiciones del Artículo 2.10.4 (14.7.6 AASHTO) son usados, el elemento será tomado para cumplir con los requisitos del Método A.

Los esfuerzos límites asociados con el método A, dan como resultado un apoyo con baja capacidad comparado con un apoyo diseñado con el Método B. Este incremento de capacidad resultante del uso del Método B requiere de pruebas adicionales y control de calidad.

El apoyo elastomérico con laminas de acero de refuerzo consiste en capas alternadas de laminas de acero y caucho (neopreno) adheridos juntamente. En adición a cualquier refuerzo interno los apoyos pueden tener láminas de acero adheridos tanto en la parte superior como en la parte inferior de las capas de caucho externas del paquete que constituye el apoyo.

No se usarán capas elastomericos ahusados.Todas las capas internas de elastomeros serán del mismo espesor. La capa de cubierta superior e inferior no será más gruesa que el 70 por ciento de las capas internas.

El factor de forma de una capa de un apoyo elastomérico, S_i, será tomada como el área plana de la capa dividida por el área del perímetro libre a sobresalir. A menos que se determine otra cosa, los valores de S_i y h_{ri} a ser usados en los Artículos 2.10.3 (14.7.5 AASHTO) y Artículo 2.10.4 (14.7.6 AASHTO) para diseño de apoyo elastomérico reforzado con acero será para una capa interna. Para apoyos rectangulares sin agujeros, el factor de forma de una capa puede ser tomada como:

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} \qquad \text{2.10.3.1-1 (14.7.5.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

L = *dimensión plana del apoyo, perpendicular a los ejes de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje longitudinal del puente) (in.).*

W = *dimensión plana del apoyo paralela a los ejes de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje transversal del puente) (in.).*

h_{ri} = *espesores de las capas de elastomericos (in.).*

Para apoyos circulares sin agujeros, el factor de forma de la capa se puede tomar como:

$$S_i = \frac{D}{4h_{ri}} \qquad \text{2.10.3.1-2 (14.7.5.1-2 AASHTO)}$$

Donde:

D = *diámetro de la proyección de la superfice cargada del apoyo en el plano horizontal (in).*

2.10.3.2 Propiedades del Material

(14.7.5.2 AASHTO)

El módulo de corte de los elastomeros a 73°F (23°C) será usado como base para el diseño.

El elastómero tendrá un módulo de corte específico entre 0.080 y 0.175 ksi.Se adecuarán a los requisitos de la Sección 18.2 de las Especificaciones de Construcción de Puentes AASHTO LRFD y AASHTO M 251.

El criterio de aceptación en AASHTO M251 será el siguiente:

- *Permitir una variación de ± 15 por ciento del valor especificado para módulos de corte de acuerdo al primer y segundo párrafo de este artículo, y*
- *No permitir un módulo de corte por debajo de 0.080 ksi.*

Para propósitos de diseño, el módulo de corte se tomará como el mas pequeño favorable de los valores dentro de los rangos descritos anteriormente.

Otras propiedades tales como la deflexión lenta, se obtendrán de la tabla 2.10.3.3.6-1 (14.7.6.2-1 ASSHTO) o de pruebas llevadas a cabo usando AASHTO M 251.

2.10.3.3 Requisitos de Diseño

(14.7.5.3 AASHTO)

2.10.3.3.1 Alcance

(14.7.5.3.1 AASHTO)

El diseño de los apoyos que se realicen con las estipulaciones contenidas aquí será probado de acuerdo con los requisitos para apoyos elastomericos con refuerzos de acero tal como se especifica en el Artículo 18.2 de las Especificaciones de Construcción de Puentes AASHTO LRFD y AASHTO M 251.

2.10.3.3.2 Deformaciones por Corte

(14.7.5.3.2 AASHTO)

El desplazamiento horizontal máximo de la superestructura del puente, Δ_O, se tomará como el 65 por ciento del rango de movimiento térmico diseñado, Δ_T, calculado de acuerdo con el Artículo 2.4.3.9.2 (3.12.2 AASHTO), combinado con los movimientos causados por deformación por fluencia lenta (creep), contracción (shrinkage) y por postensado.

La máxima deformación por corte del apoyo, en el estado límite de servicio, Δ_S, se tomará como Δ_O, modificación a tener encuenta para la rigidez de la superestructura y los procedimientos de construcción. Si una superficie resbaladiza de baja fricción es instalada, Δ_s, no necesita ser tomada para ser más grande que la deformación correspondiente al primer deslizamiento.

El apoyo satisfará:

$$h_{rt} \geq 2\Delta_s \qquad \text{2.10.3.3.2-1 (14.7.5.3.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

h_{rt} = *espesor total del elastómero (in.)*

Δ_s = *máximo total de deformación por corte del elastómero, debido a la aplicación de la combinación de las cargas de servicio de la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO) (in.)*

2.10.3.3.3 Combinación de Compresión, Rotación,y Corte

(14.7.5.3.3 ASHTO)

La combinación de carga axial, rotación, y corte en el estado límite de servicio deberá satisfacer:

$$\left(\gamma_{a,st} + \gamma_{r,st} + \gamma_{s,st}\right) + 1.75\left(\gamma_{a,cy} + \gamma_{r,cy} + \gamma_{s,cy}\right) \leq 5.0 \qquad \text{2.10.3.3.3-1 (14.7.5.3.3-1 AASHTO)}$$

La componente estática de γ_a también satisfará:

$$\gamma_{a,st} \leq 3.0 \qquad \text{2.10.3.3.3-2 (14.7.5.3.3-2 AASHTO)}$$

Donde:

γ_a = *deformación por corte causado por carga axial*

γ_r = *deformación por corte causado por rotación*

γ_s = *deformación por corte causado por desplazamiento de corte.*

Los subindices "st" y "cy" indican cargas estáticas y cíclicas, respectivamente.Las cargas cíclicas son las inducidas por el tráfico.Todas las otras cargas se pueden considerar estáticas. En los apoyos rectangulares las deformaciones por corte serán evaluadas por rotación alrededor del eje el cual es paralelo al eje transversal del puente. Igualmente se evaluaran las deformaciones por corte debido a la rotación alrededor del eje el cual es paralelo al eje longitudinal del puente, seria también considerado. Para apoyos circulares, la rotación alrededor de dos ejes principales ortogonales serán sumados vectorialmente y las deformaciones por corte serán evaluadas usando la suma mayor.

Las deformaciones por corte γ_a, γ_r y γ_s serán establecidas por análisis racional, pero en vez de eso se pueden aceptar las siguientes aproximaciones:

La deformación por corte debido a la carga axial se puede tomar como:

$$\gamma_a = D_a \frac{\sigma_s}{GS_i} \qquad \text{2.10.3.3.3-3 (14.7.5.3.3-3 AASHTO)}$$

En el cual para un apoyo rectangular

D_a =1.4 *2.10.3.3.3-4 (14.7.5.3.3-4 AASHTO)*

Y, para un apoyo circular:

$$D_a = 1.0$$ *2.10.3.3.3-5 (14.7.5.3.3-5 AASHTO)*

Donde:

D_a = *coeficiente adimensional usado para determinar la deformación por corte debido a la carga axial.*

G = *módulo de corte del elastómero (ksi).*

S_i = *factor de forma de las capas internas de un apoyo elastomerico.*

σ_s = *esfuerzo promedio de compresión debido a la carga total estatica o a la carga total cíclica, es decir por aplicación de las combinaciones de las cargas de servicio de la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1.-1 AASHTO).*

El esfuerzo de corte debido a rotacion para un apoyo rectangular puede ser tomado como:

$$\gamma_r = D_r \left(\frac{L}{h_{ri}}\right)^2 \frac{\theta_s}{n}$$ *2.10.3.3.3-6 (14.7.5.3.3-6 AASHTO)*

En el cual:

D_r = *0.5* *2.10.3.3.3-7 (14.7.5.3.3-7 AASHTO)*

Y para un apoyo circular:

$$\gamma_r = D_r \left(\frac{L}{h_{ri}}\right)^2 \frac{\theta_s}{n}$$ *2.10.3.3.3-8 (14.7.5.3.3-8 AASHTO)*

En el cual:

D_r = *0.375* *2.10.3.3.3-9 (14.7.5.3.3-9 AASHTO)*

Donde:

D = *diámetro del apoyo (in.).*

D_r = *coeficiente adimensional usado para determinar la deformación por corte debido a la rotación.*

h_{ri} = *espesor de las capas internas elastometricas (in.).*

L = *dimensión plana del apoyo perpendicular a los ejes de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje longitudinal del puente) (in.).*

n = *número de capas interiores de elastomeros, donde las capas interiores son definidas como aquellas capas las cuales están adheridas en cada cara.Las capas exteriores se definen como aquellas que están adheridas tan solo por una cara.*

*Cuando los espesores de las capas exteriores elastometricas es igual o mas grande que la mitad del espesor de las capas interiores, el parámetro, **n,** puede ser incrementado por 1/2 de cada capa exterior.*

θ_s = *diseño del ángulo de rotación, en el estado límite de servicio máximo estático o cíclico, de los elastomeros, especificados en el Artículo 2.10.3.3.3.1 (14.4.2.1 AASHTO) (radianes).*

La deformación por corte debido al desplazamiento por corte de cualquier apoyo puede ser tomado como:

$$\gamma_s = \frac{\Delta_s}{h_{rt}}$$ *2.10.3.3.3-10 (14.7.5.3.3-10 AASHTO)*

Donde:

h_{rt} = *espesor total del elastomerico (in.).*

Δ_s = *deformación por corte debido a la carga total estatica o a la carga total cíclica del elastomerico por aplicación de las combinaciones de las cargas de servicio de la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO) (in.)*

*En cada caso, los componentes de la estatica y cíclica deformación por corte será considerada separadamente usando la ecuación combinada 2.10.3.**3.3-1** (14.7.5.3.3-1 AASHTO).*

En apoyos con planchas de acero adheridas sobre su parte superior e inferior, el esfuerzo hidrostatico pico satisfará:

$$\sigma_{hyd} \leq 2.25G$$ *2.10.3.3.3-11 (14.7.5.3.3-11 AASHTO)*

En el cual:

$$\sigma_{hyd} = 3GS_i^3 \frac{\theta_s}{n} C_\alpha$$ *2.10.3.3.3-12 (14.7.5.3.3-12 AASHTO)*

$$C_\alpha = \frac{4}{3}\left[\left(\alpha^2 + \frac{1}{3}\right)^{1.5} - \alpha(1-\alpha^2)\right]$$ *2.10.3.3.3-13(1.4.7.5.3.3-13 AASHTO)*

$$\alpha = \frac{\varepsilon_a}{S_i}\frac{n}{\theta_s}$$ *2.10.3.3.3-14 (14.7.5.3.3-14 AASHTO)*

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_s}{3B_a G S_i^2}$$ *2.10.3.3.3-15 (14.7.5.3.3-15 AASHTO)*

Para apoyos rectangulares:

B_a = 1.6 *2.10.3.3.3-16 (14.7.5.3.3-16 AASHTO)*

Para apoyos circulares:

B_a = 1.6 *2.10.3.3.3-17 (14.7.5.3.3-17 AASHTO)*

Donde:

B_a = *coeficiente adimensional usado para determinar el esfuerzo hidrostático pico.*

ε_a = *deformación promedio axial para la carga total estatica o cíclica, tomada como positiva para compresión en la cual el componente cíclico es multiplicado por 1.75 para la aplicación de las combinaciones de las cargas de servicio en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1.-1 AASHTO) (ksi.)*

θ_s = *diseño del ángulo de rotación, en el estado límite de servicio máximo total estatico y cíclico, de los elastomeros, especificados en el Artículo 2,10.3.3.3.1 (14.4.2.1 AASHTO) (radianes) en el cual el componente cíclico es multiplicado por 1.75 (rad.)*

σ_s = *total de estáticos y cíclicos esfuerzos de compresión promedio, en los cuales el componente cíclico es multiplicado por 1.75 para la aplicación de las combinaciones de las cargas de servicio de la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1.-1 AASHTO) (ksi.)*

Para valores de α mas grande que 1/3, el esfuerzo hidrostático es compresivo, asi la ecuación 2.10.3.3.3-11 (14.7.5.3.3-11 AASHTO) es satisfecha automaticamente y no es necesario mas evaluación.

2.10.3.3.3.1 Elastoméricos Blocs (Pads) y Apoyos Elastoméricos Reforzados con Acero

(14.4.2.1 AASHTO)

En el estado limte de servicio máximo la rotación debido a la carga total, θ_s, para apoyos de dudosa experiencia de contacto firme entre los componentes de metal se tomarán como la suma de:

- *Las rotaciones para la aplicación de las cargas de servicio en las combinaciones de la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO).*
- *Una concesion para inseguridades , las cuales se tomarán como 0.005 rad., a no ser que un plan de control de calidad justifique valores mas pequeños.*

Los compónentes estaticos y ciclicos de θ_s serán considerados aparte cuando el diseño se realiza de acuerdo al Artículo 2.10.3.3.3 (14.7.5.3.3 AASHTO)

2.10.3.3.4 Estabilidad de los Apoyos Elastoméricos

(14.7.5.3.4 AASHTO)

Los apoyos serán investigados por inestabilidad con las combinaciones de cargas en el estado límite de servicio especificadas en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO).

Los apoyos que satisfagan la ecuación 2.10.3.3.4-1 (14.7.5.3.4-1.AASHTO) serán considerados estables, y no se necesita ninguna investigacion mas de estabilidad

$$2A \leq B \qquad \text{2.10.3.3.4-1 (14.7.5.3.4-1 AASHTO)}$$

En el cual:

$$A = \frac{1.92\frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1+\frac{2.0L}{W}}} \qquad \text{2.10.3.3.4-2 (14.7.5.3.4-2 AASHTO)}$$

$$B = \frac{2.67}{(S_i+2.0)\left(1+\frac{L}{4.0W}\right)} \qquad \text{2.10.3.3.4-3 (14.7.5.3.4-3 AASHTO)}$$

Donde:

G = *módulo de corte del elastómero (ksi).*

h_{rt} = *espesor total del elastómero (in).*

L = *dimensión plana del apoyo, perpendicular a los ejes de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje longitudinal del puente) (in.).*

S_i = *factor de forma de las capas internas de un apoyo elastomerico.*

W = *dimensión plana del apoyo paralela a los ejes de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje transversal del puente) (in.).*

Para un apoyo rectangular donde L es más grande que W, la estabilidad será investigada con intercambio L y W en las ecuaciones 2.10.3.3.4-2 (14.7.5.3.4-2 AASHTO) y 2.10.3.3.4-3 (14.7.5.3.4-3 AASHTO).

Para apoyos circulares, la estabilidad puede ser investigada mediante el uso de ecuaciones para apoyo cuadrado con $W= L=0.8D$.

Para apoyos rectangulares que no satisfacen la ecuación 2.10.3.3.4-1 (14.7.5.3.4-1 AASHTO), los esfuerzos debido a la carga total satisfarán la ecuación 2.10.3.3.4-4 (14.7.5.3.4-4 AASHTO). ó 2.10.3.3.4-5 (14.7.5.3.4-5 AASHTO).

- *Si el tablero del puente es libre de trasladarse horizontalmente:*

$$\sigma_s \leq \frac{GS_i}{2A-B} \qquad \text{2.10.3.3.4-4 (14.7.5.3.4-4 AASHTO)}$$

- *Si el tablero del puente es fijo impedido de traslación horizontal:*

$$\sigma_s \leq \frac{GS_i}{A-B} \qquad \text{2.10.3.3.4-5 (14.7.5.3.4-5 AASHTO)}$$

2.10.3.3.5 Refuerzo

(14.7.5.3.5 AASHTO)

El mínimo espesor del refuerzo de acero, h_s, será 0.625 in. (1.588 mm), como se especifica en el Artículo 4.5 de AASHTO M 251.

El espesor del acero de refuerzo, h_s, deberá satisfacer:

- *En el estado límite de servicio:*

$$h_s \geq \frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y}$$ 2.10.3.3.5-1 (14.7.5.3.5-1 AASHTO)

- *En el estado límite de fatiga:*

$$h_s \geq \frac{2h_{ri}\sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$ 2.10.3.3.5-2 (14.7.5.3.5-2 AASHTO)

Donde:

ΔF_{TH} = *umbral de la amplitud de la constante de fatiga para la Categoria A como se especifica en el Artículo 2.9.4.6 (6.6 AASHTO) (ksi).*

h_{ri} = *espesor de las capas internas elastometricas (in.).*

σ_L = *esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio(factor de carga =1.0) debido a carga viva (ksi).*

σ_s = *esfuerzo de compresión promedio debido a la carga total por aplicación de las combinaciones de las cargas de servicio indicadas en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO). (ksi).*

F_y = *punto de fluencia del acero de refuerzo (ksi).*

Si existen agujeros en el refuerzo, el mínimo espesor será incrementado por un factor igual a dos veces el ancho bruto dividido entre el ancho neto.

2.10.3.3.6 Deflexión por Compresión

(14.7.5.3.6 AASHTO)

Las deflexiones de los apoyos elastomericos debido a la carga muerta y solo a las cargas vivas instantáneas se considerarán separadamente.

Las cargas consideradas en este artículo serán en el estado límite de servicio con todos los factores de carga igual a 1.0.

La deflexion por cargas vivas instantáneas se tomará como:

$$\delta_L = \sum \varepsilon_{Li} h_{ri}$$ 2.10.3.3.6-1 (14.7.5.3.6-1 AASHTO)

Donde:

ε_{Li} = *deformación debido a la compresión por carga viva instantánea en las capas elastomeras*

h_{ri} = *espesor de las capas elastoméricas (in.)*

La deflexion inicial por carga muerta se tomará como:

$$\delta_d = \sum \varepsilon_{di} h_{ri}$$ 2.10.3.3.6-2 (14.7.5.3.6-2 AASHTO)

Donde:

ε_{di} = *deformación debido a la compresión inicial por carga muerta en las capas elastómeras*

h_{ri} = *espesor de las capas elastometricas (in.)*

La deflexion por carga muerta a largo plazo, incluyendo los efectos del creep, se tomará como:

$$\delta_{lt} = \delta_d + a_{cr}\delta_d$$ 2.10.3.3.6-3 (14.7.5.3.6-3 AASHTO)

Donde:

a_{cr} = *deflexión por fluencia lenta (creep) dividido por la deflexión inicial por carga muerta.*

Los valores para ε_{Li} y ε_{di} serán determinados mediante pruebas o por análisis. Los efectos de la fluencia (creep) son determinados de la información pertinente de los componentes usados en los elastomericos.Si el ingeniero no elige obtener un valor para la relación, a_{cr}, mediante resultados de

pruebas del Anexo A2 de AASHTO M251, puede utilizar los valores dados en la tabla 2.10.3.3.6-1 *(14.7.6.2-1 AASHTO)*

***Tabla 2.10.3.3.6-1** Propiedades de los materiales correlacionados*

(14.7.6.2-1 AASHTO)

	Dureza (shore A)		
	50	*60*	*70*[1]
Módulos de corte @73°F (ksi)	*0.095-0.130*	*0.130-0.200*	*0.200-0.300*
Deflexión por creep @ 25 años, dividido por la deflexión inicial	*0.25*	*0.35*	*0.45*

[1] Solamente para PEP, FGP, y apoyo elastomérico con refuerzo de acero, con un PTFE o un deslizador equivalente sobre la parte superior del apoyo.

2.10.3.3.7 Provisiones para Sísmo y Otros Eventos Extremos

(14.7.5.3.7 AASHTO)

Los apoyos elastoméricos de expansión serán provistos de anclajes adecuados para sísmos y otros eventos extremos que sirvan para resistir la fuerza horizontal en exceso de aquellas admitidas por corte en el bloc (pad) a menos que el apoyo sea previsto para actuar como un fusible o como un daño irreparable permitido.La placa de planta y las placas de base deben ser anchas para admitir los pernos de anclaje.Insertar los pernos a traves de los elastómeros no es permitido a no ser que tenga aprobación del ingeniero. Los pernos de anclaje serán diseñados para la combinación de efectos de flexión y corte para sísmo y otras cargas de eventos extremos como se especifica en el Artículo 2.10.3.3.8 ("Criterios de Diseño") *(14.6.5.3 AASHTO).* *Los apoyos elastomericos fijos serán provistos con restricciones horizontales adecuados para el total de la carga horizontal.*

2.10.3.3.8 Criterios de Diseño

(14.6.5.3 AASHTO)

La elección de diseño de apoyos con carga horizontal de sísmo u otros eventos extremos estará relacionada a las características de resistencia y rigidez tanto de la superestructura como de la subestructura.

El diseño del apoyo será consistente con el sísmo estimado u otros eventos extremos como respuesta del total sistema del puente.

Cuando los apoyos tipo rígidos son usados, las fuerzas horizontales del sísmo u otros eventos extremos de las superestructura se asumirá que serán trasmitidas a, través de diafgramas o marcos transversales y sus conexiones a los apoyos y luego a la subestructura sin reducción debido a la acción local de la inelasticidad a lo largo de la ruta de la carga. Sin embargo, las fuerzas pueden ser reducidas en situaciones donde los diafragmas extremos en la superestructura han sido específicamente diseñados y detallados para acción inelástica, en concordancia con las generalmente aceptadas provisiones para diafragmas extremos ductiles.

Como mínimo, los apoyos, las restricciones, y anclajes serán diseñados para resistir las fuerzas especificadas en el Artículo 2.4.3.11.8 *(3.10.9 AASHTO).*

2.10.3.4 Anclajes para Apoyos Sin Placas Externas Adheridas

(14.7.5.4 AASHTO)

En apoyos sin placas metálicas externas adheridas, se usará un sistema de restricción para asegurar al apoyo contra el movimiento horizontal si:

$$\frac{\theta_s}{n} \geq \frac{3\varepsilon_a}{S_i}$$ *2.10.3.3.4-1* *(14.7.5.4-1 AASHTO*

Donde:

n = *número de capas interiores de elastómeros, definiéndose como interiores aquellas que están adheridas en cada cara .Capas exteriores son aquellas que están adheridas solamente por una cara .Cuando el espesor de la capa exterior es igual o superior que la mitad del espesor de una capa interior, el parámetro, n, puede ser incrementado por la mitad de cada capa exterior de ese tipo.*

S_i = *factor de forma de capa interna de un apoyo elastomerico.*

ε_a = *deformación promedio axial para la carga total estatica o cíclica tomada como positiva para compresión en la cual el componente cíclico es multiplicado por 1.75 para la aplicación de las combinaciones de las cargas de servicio en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO) (ksi.)*

θ_s = *diseño del ángulo de rotación, en el estado límite de servicio máximo total estatico y cíclico, de los elastómeros, especificados en el Artículo 14.4.2.1 AASHTO (radianes) en el cual el componente cíclico es multiplicado por 1.75 (rad.)*

2.10.4 Blocs Elastomericos y Apoyos Elastomericos con Refuerzo de Acero- Método A

(14.7.6 AASHTO)

2.10.4.1 Generalidades

(14.7.6.1 AASHTO)

Las disposiciones de este artículo se tomarán para aplcarlas al diseño de:

- *Blocs (Pads) elastoméricos Planos , PEP;*
- *Blocs (Pads) reforzados con capas discretas de fibra de vidrio, FGP;*
- *Apoyos elastoméricos con refuerzos de acero en los cuales $S_i^2/n < 22$, y para lo cual la rotación principal es elrededor del eje x paralelo al eje transversal de el puente; y*
- *Blocs (Pads) de algodón-lona (CDP) con capas de algodón-lona espaciadas estrechamente, manufacturadas y probadas bajo compresión.*

Donde:

n = *número de capas interiores de elastómeros, definiéndose como interiores aquellas que están adheridas en cada cara .Capas exteriores son aquellas que están adheridas solamente por una cara .Cuando el espesor de la capa exterior es igual o superior que la mitad del espesor de una capa interior, el parámetro, n, puede ser incrementado por la mitad de cada capa exterior de ese tipo*

S_i = *factor de forma de capa interna de un apoyo elastomérico.*

Los espesores de las capas en FGP pueden ser diferentes uno a otro. Para los apoyos elastoméricos diseñados de acuerdo a las indicaciones de esta sección, las capas internas serán del mismo espesor, y las capas de cobertura no serán mayores al 70% del espesor de las capas internas.

El factor de forma para blocs (pads) PEP, FGP y apoyos elastoméricos comprendidos en este artículo serán determinados como se especifica en el Artículo 2.10.3.1 (14.7.5.1 AASHTO). El factor de forma para CDP será basado sobre el total espesor del bloc (pad).

2.10.4.2 Propiedades de los Materiales

(14.7.6.2 AASHTO)

Los materiales tipos elastoméricos para PEP, FGP, y apoyos elastoméricos con refuerzo de acero cumplirán con los requisitos del Artículo 2.10.3.2 (14.7.5.2 AASHTO), excepto lo indicado enseguida:

- *Escala de Dureza (shore A), ver Tabla 2.10.3.3.6-1 (14.7.6.2-1 AASHTO), puede ser usada como una base para las especificaciones del material de apoyo.*
- *El módulo de corte especificado para PEP, FGP, y apoyos elastoméricos reforzados con acero, con PTFE (material de deslizamiento) o un deslizador equivalente sobre la parte superior del apoyo, será entre 0.080 ksi y 0.250 ksi o la dureza nominal estará entre 50 y 70 shore A, y*
- *El módulo de corte especificado para apoyos de elastoméricos con refuerzo de acero sin PTFE o un deslizador equivalente sobre la parte superior del apoyo diseñado de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.10.4 (14.7.6 AASHTO) estarán entre 0.080 y 0.175 ksi, o la nominal dureza estará entre 50 y 60 shore A.*

Los blocs (pads) PEP, FGP, y los apoyos elastoméricos con acero de refuerzo, con o sin PTFE o un deslizador equivalente sobre la parte superior del apoyo se ejecutarán conforme a los requisitos del Artículo 18.2 del AASHTO LRFD Bridge Construcción Specifications y AASHTO M 251.

Si los materiales son determinados por su dureza, el módulo de corte será tomado, para propósitos de diseño, el valor menos favorable del rango para esa dureza dado en la tabla 2.10.3.3.6-1 (14.7.6.2-1 AASHTO). Para valores intermedios se obtendrán mediante interpolación.

Si los materiales son determinados por módulo de corte , serán tomados para propósito de diseño como el menos favorable de los valores especificados de acuerdo a los rangos dados en el Artículo 2.10.3.2 (14.7.5.2 AASHTO). Otras propiedades, tales como defleccion por creep son también dadas en la tabla 2.10.3.3.6-1 (14.7.6.2-1 AASHTO)

La fuerza de corte sobre la estructura, inducida por la deformación del elastóméro en PEP, FGP y apoyos elastoméricos reforzados con acero, estará basada en un valor G (módulo de corte del elastoméro) no menor que el del elastómero a 73° F.

2.10.4.3 Requisitos para Diseño

(14.7.6.3 AASHTO)

2.10.4.3.1 Alcance

(14.7.6.3.1 AAS HTO)

Los apoyos elastoméricos con refuerzo de acero pueden ser diseñados de acuerdo con este artículo, en el cual ellos califican para los apropiados requerimientos para pruebas para blocs (pads) elastomericos.Para este propósito, ellos serán tratados como FGP.

Las disposiciones para FGP se aplican solamente a blocs (pads) cuando la fibra de vidrio es colocada en dobles capas, separadas 0.125 in.

Las propiedades físicas del neopreno y caucho natural usados en estos apoyos se tomarán conforme al AASHTO M 251.

2.10.4.3.2 Esfuerzos de Compresión

(14.7.6.3.2 AASHTO)

En el estado límite de servicio, el promedio del esfuerzo compresivo, σ_s y σ_L, en cualquier capa deberá satisfacer:

- *Para PEP :*

  $\sigma_s \leq$ *1.00 GS y* — *2.10.4.3.2-1 (14.7.6.3.2-1 AASHTO)*

  $\sigma_s \leq$ *0.80. Ksi* — *2.10.4.3.2-2 (14.7.6.3.2-2 AASHTO)*

- *Para FGP :*

  $\sigma_s \leq$ *1.25* GS_i *y* — *2.10.4.3.2-3 (14.7.6.3.2-3 AASHTO)*

$\sigma_s \leq 1.0$ *ksi* *2.10.4.3.2-4 (14.7.6.3.2-4 AASHTO)*

- *Para CDP :*

$\sigma_s \leq 3.0$ *ksi y* *2.10.4.3.2-5 (14.7.6.3.2-5 AASHTO)*

$\sigma_L \leq 2.0$ *ksi* *2.10.4.3.2-6 (14.7.6.3.2-6 AASHTO)*

Donde:

σ_s = *esfuerzo de compresión promedio debido a la carga total por aplicación de las combinaciones de las cargas de servicio indicadas en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1.-1 AASHTO). (ksi).*

S = *factor de forma para PEP.*

σ_L = *esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio (factor de carga =1.0) debido a carga viva (ksi).*

En FGP, el valor de S_i usado se basará sobre un h_{ri} capa gruesa, la cual iguala a la mayor distancia entre los medios puntos de dos dobles capas de refuerzo de fibra de vidrio.

Para apoyos elastomericos reforzados con acero serán diseñados de acuerdo con los requisitos de este artículo:

$\sigma_s \leq 1.25\, GS_i$ *y* *2.10.4.3.2-7 (14.7.6.3.2-7 AASHTO)*

$\sigma_s \leq 1.25$ *ksi* *2.10.4.3.2-8 (14.7.6.3.2-8 AASHTO)*

Donde el valor de S_i usado será aquel de una capa interna del apoyo.

Los esfuerzos límites pueden ser incrementados por 10 por ciento, donde la deformación por corte es prevenida.

En FGP, el valor de S_i usado será basado sobre un h_{ri} capa gruesa, la cual iguala a la mayor distancia entre los medios puntos de dos dobles capas de refuerzo de fibra de vidrio.

2.10.4.3.3 Deflexión por Compresión

(14.7.6.3.3 AAS HTO)

En adición a las disposiciones del Artículo 2.10.3.3.6 (14.7.5.3.6 AASHTO), lo que sigue será también aplicado.

En lugar de venir usando datos de productos específicos, la deflexión por compresión de un FGP se tomará como 1.5 veces la deflexión estimada para apoyos reforzados con acero, con el mismo factor de forma en Artículo 2.10.3.3.6 (14.7.5.3.6 ASSHTO).

La deflexión por compresión bajo cargas vivas instantaneas y carga muerta inicial de un PEP, o una capa interna de un apoyo elastomérico con refuerzo de acero, en el estado límite de servicio sin impacto no excederá 0.09 h_{ri}, donde hri, es el espesor de un PEP, o el espesor de una capa interna de un apoyo elastomérico reforzado con acero (in.).

Para CDP, el cómputo de la deformación, ε_s, puede ser tomado como

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_c}$$ *2.10.4.3.3-1 (14.7.6.3.3-1AASHTO)*

Donde:

E_c = *rigidez de compresión uniaxial del bloc (pad) de apoyo CDP. Puede ser tomado como 30 ksi en lugar de información de pruebas de bloc- específico (ksi).*

σ_s = *esfuerzo de compresión promedio debido a la aplicación de la carga total resultante de las combinaciones de las cargas de servicio indicadas en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO). (ksi).*

2.10.4.3.4 Cortante

(14.7.6.3.4 AASHTO)

El máximo desplazamiento horizontal de la superestructura será computada de acuerdo con el Artículo 14.4 AASHTO. La máxima deformación por corte del blocs (pad) en el estado límite de servicio, Δ_s, se tomará como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura, reducido para tomar en cuenta la flexibilidad del pilar y modificado por los procedimientos de construcción.Si una superficie deslizante de baja fricción es utilizada, Δ_s, no necesita ser tomada mas grande que la deformación correspondiente al primer deslizamiento.

Las disposiciones del Artículo 2.10.3.3.2 (14.7.5.3.2 AASHTO) serán aplicadas, excepto que el bloc (pad) será diseñado como sigue:

- *Para PEP, FGP y apoyos elastomericos con refuerzo de acero:*

$$h_{rt} \geq 2\Delta_s \qquad \textit{2.10.4.3.4-1 (14.7.6.3.4-1 AASHTO)}$$

- *Para CDP :*

$$h_{rt} \geq 10\Delta_s \qquad \textit{2.10.4.3.4-2 (14.7.6.3.4-2 AASHTO)}$$

Donde;

h_{rt} = *el menor del total de elastomeros o espesor de apoyo (in)*

Δ_s = *máxima deformación por corte del apoyo debido a la aplicación de la combinación de cargas de servicio indicadas en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO). (in.)*

El módulo de corte; G, para la CDP determinación de las fuerzas de apoyo en el Artículo 2.10.2.1.1 (14.6.3.1 AASHTO) pueden ser conservadoramente estimadas como:

G = $2\sigma_s \geq 2.0$ *ksi* *2.10.4.3.4-3 (14.7.6.3.4-3 AASHTO)*

Donde:

σ_s = *esfuerzo de compresión promedio debido a la aplicación de la carga total resultante de las combinaciones de las cargas de servicio indicadas en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1.-1 AASHTO). (ksi).*

2.10.4.3.5 Rotación

(14.7.6.3.5 AASHTO)

2.10.4.3.5a Generalidades

(14.7.6.3.5a AAS HTO)

Las disposiciones de estos artículos se aplicarán en el estado límite de servicio.La rotación se tomará como la máxima suma de los efectos de la falta inicial de paralelismo y subsecuente rotación de la viga extrema debido a las cargas impuestas y movimientos.. El esfuerzo será el máximo esfuerzo asociado con las condiciones de carga que inducen la máxima rotación.

2.10.4.3.5b Rotación de CDP

(14.7.6.3.5b AASHTO)

La máxima deformación por compresión debido a la combinación de compresión y rotación de CDP, en el estado límite de servicio, ε_t, no excederá:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_c + \frac{\theta_s L}{2t_p} < 0.20 \qquad \textit{2.10.4.3.5b-1 (14.7.6.3.5b-1 AASHTO)}$$

Donde:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_s}{E_c}$$ *2.10.4.3.5b-2 (14.7.6.3.5b-2 AASHTO)*

La máxima rotación será limitada a:

$$\theta_s \leq 0.80 \frac{2t_p\varepsilon_c}{L} \quad y$$ *2.10.4.3.5b-3 (14.7.6.3.5b-3 AASHTO)*

$$\theta_L \leq 0.20 \frac{2t_p\varepsilon_c}{L}$$ *2.10.4.3.5b-4 (14.7.6.3.5b-4 AASHTO)*

Donde:

E_c = *rigidez de compresión uniaxial del bloc (pad) de apoyo CDP. Puede ser tomado como 30 ksi en lugar de información de pruebas de blocs (pads) específicos (ksi).*

L = *longitud de un bloc (pad) de apoyo de un CDP en el plano de rotación (in.)*

t_p = *espesor total de un bloc (pad) de CDP (in.)*

ε_c = *deformación máxima uniaxial debido a la compresión bajo la carga total como resultado de la aplicación de las combinaciones de las cargas de servicio presentadas en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO). (in.)*

ε_t = *deformación máxima uniaxial debido a la combinación de compresión y rotación y por aplicación de las combinaciones de las cargas de servicio presentadas en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO). (in.)*

σ_s = *esfuerzo de compresión promedio debido a la carga total asociada con la máxima rotación como resultado de la aplicación de las combinaciones de las cargas de servicio indicadas en tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO). ksi).*

θ_L = *máxima rotación del bloc (pad) CDP en el estado límite de servicio (factor de carga = 1.0) debido a carga viva (rad.)*

θ_s = *maxima rotación del bloc (pad) CDP debido a la aplicación de las combinaciones de las cargas de servicio indicada en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO). (rad.)*

2.10.4.3.6 Estabilidad

(14.7.6.3.6 AASHTO)

Para la seguridad de la estabilidad, el total de los espesores de bloc (pad) no excederán al menor de L/3, W/3, o D/4

Donde:

L = *la dimensión plana del apoyo perpendicular a los ejes de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje longitudinal del puente) (in.)*

n = *número de capas interiores de elastómeros, donde las capas interiores se definen como las que son adheridas en cada cara. Las capas exteriores son definidas como aquellas que están adheridas en una sola cara. Cuando el espesor de la capa exterior del elastómero es superior a la mitad del espesor de una capa interior, el parámetro, n, puede ser incrementado pór la mitad por cada capa exterior de ese tipo.*

W = *dimensión plana del apoyo paralela a los ejes de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje transversal del puente) (in.)*

D = *diámetro del bloc (pad) (in.).*

2.10.4.3.7 Refuerzo

(14.7.6.3.7 AAS HTO)

El refuerzo en FGP será fibra de vidrio con una resistencia en cada dirección plana de un mimino 2.2 h_{ri} en kip/in. Para el propósito de este artículo, si las capas de elastómeros son de distinto espesor, h_{ri}, se tomará como el espesor medio de las dos capas del elastómero adherido al mismo refuerzo. Si el refuierzo de fibra de vidrio tiene agujeros, la resistencia será incrementada sobre sobre el valor mínimo que se ha especificado aquí por dos veces el ancho bruto dividido por el ancho neto.

El refuerzo para el apoyo elastomérico reforzado con acero diseñado de acuerdo con las disposiciones de este artículo deben ser concordantes con los requisitos del Artículo 2.10.3.3.5 (14.7.5.3.5 AASHTO).

2.10.4.3.8 Disposiciones para Sísmos y Otros Eventos Extremos

(14.7.6.3.8 AASHTO)

El diseño de apoyos expansivos segun el Artículo 2.10.4 (14.7.6 AASHTO) serán provistos con adecuados anclajes resistentes para sísmos y otros eventos extremos. Deberán resistir las fuerzas horizontales en exceso de aquellas admitidas por corte en el pad, a menos que el apoyo a propósito se le haga actuar como un fusible o sea permitido como daño irreparable. Las disposiciones del Artículo 2.10.3.3.7 (14.7.5.3.7 AASHTO) serán también aplicadas, según corresponda.

2.11 DISEÑO DE BARRERAS DE SONIDO

(15 AASHTO)

2.11.1 Alcance

(15.1 AASHTO)

Esta Sección se aplica al diseño estructural de barreras de sonido, ya sea montada en tierra o montada en estructura y al diseño de las bases de barreras de sonido montadas en suelo.

2.11.2 Notación

(15.3 AASHTO)

S = *distancia de la barrera de sonido a la baranda metalica o de concreto 2.11.7.4.* ***(15.8.4 AASHTO)***

V_o = *velocidad de fricción; un viento meteorológico característico para varios vientos caracteristicos sobre la superficie (mph) 2.11.7.2* ***(15.8.2 AASHTO).***

V_{30} = *velocidad del viento a 30.0 ft sobre la parte baja del terreno o el nivel del agua (mph) 2.11.7.2* ***(15.8.2 AASHTO).***

Z_o = *longitud de la fricción buscada aguas arriba; un viento metereologico característico (ft) 2.11.7.2* ***(15.8.2 AASHTO).***

φ = *ángulo de friccion interna del suelo (grados) 2.11.3.2* ***(C15.4.2 AASHTO)***

γ_P = *factor de carga para cargas permanentes 2.11.8.9* ***(15.9.9 AASHTO)***

2.11.3 Caracteristicas Generales

(15.4 AASHTO)

2.11.3.1 Requerimientos Funcionales

(15.4.1 AASHTO)

2.11.3.1.1 Generalidades

(15.4.1.1 AASHTO)

Consultar a un especialista de carreteras para vista de distancia y los requisitos para la altura de la barrera y la longitud.

2.11.3.1.2 Distancia Libre Lateral

(15.4.1.2 AASHTO)

A no ser que por las condiciones del lugar y aprobado por el propietario, las barreras de sonido serán ubicadas fuera de la zona libre o, cuando la zona libre es más ancha que la distancia entre el borde de los carriles de tráfico y el borde del derecho via disponible, justo dentro del derecho de vía.

2.11.3.2 Drenaje

(15.4.2 AASHTO)

Un adecuado drenaje se proveerá a lo largo de la barrera.

Comentario:

Es importante tener un buen drenaje a lo largo de la barrera de sonido para asegurar la estabilidad del suelo. Los suelos con un ángulo de fricción interna, φ, de 25 grados o menos pueden desarrollar características de flujo cuando esté saturado. Se especificarán límites sobre el fino, especialmente arcillas y turba.

2.11.3.3 Servicios de Emergencia y Mantenimiento de Accesos

(15.4.3 AASHTO)

Las medidas de precaución para emergencia y mantenimiento de los accesos serán provistos. Requisitos del departamento de bomberos local para manguera de incendios y el acceso de emergencia serán satisfechos,

2.11.3.4 Asentamiento Diferencial de Fundaciones

(15.4.4 AASHTO)

Para barreras de sonido de albañilería soportadas sobre zapatas extendidas, se tomaran medidas para acomodar el asentamiento diferencial.

2.11.4 Estados Límites y Factores de Resistencia

(15.5 AASHTO)

2.11.4.1 Generalidades

(15.5.1 AASHTO)

Los componentes estructurales serán proporcionados para satisfacer los requisitos en el estado de servicio adecuado, resistencia, y los estados límite de eventos extremos.

Los estados límites aplicables al diseño de la cimentación de la barrera de sonido, serán de acuerdo Artículo 2.11.8 (15.9 AASHTO). Los estados límites aplicables al diseño estructural de componentes de barrera de sonido serán los que se presentan en esta sección.

Los estados límites se aplicarán usando las aplicaciones de las combinaciones de carga de la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO) y las cargas especificadas en esta sección,

Cuando las paredes de albañilería u otra tipo son utilizadas, el propietario aprobará las especificaciones de diseño a ser utilizadas.

2.11.4.2 Estado Límite de Servicio

(15.5.2 AASHTO)

Los factores de resistencia para el estado límite de servicio para poste, paredes panel y componentes de fundación se tomarán como esta especificado en el Artículo 2.3.2.2.1 (1.3.2.1 ASSHTO). El diseño para el estado límite de servicio será de acuerdo con loos requisitos aplicables de los Artículos 2.7.1.1.2, 2.9.4.2 y 2.9.1.4.4.5.2 (5.5.2, 6.5.2, y 8.5.1 AASHTO)

2.11.4.3 Estado Límite de Resistencia

(15.5.3 AASHTO)

Los factores de resistencia para el estado límite de resistencia para poste, paredes panel y componentes de fundación se tomarán como esta especificado en el Artículo 2.7.1.1.4, 2.9.4.4 (5.5.4, 6.54 AASHTO) y 8.5.2 AASHTO

2.11.4.4 Estado Límite de Eventos Extremos

(15.5.4 AASHTO)

Los factores de resistencia para el estado límite de eventos extremos para poste, paredes panel y componentes de fundación se tomarán como esta especificado en el Artículo 2.3.2.2.1 (1.3.2.1 AASHTO).

2.11.5 Dispositivos de Expansión

(15.6 AASHTO)

2.11.5.1 Generalidades

(15.6.1 AASHTO)

El adecuado material aislante de ruido se colocará en las juntas de dilatación de las barreras de sonido.

2.11.5.2 Barrera de Sonido Montada Sobre Estructura

(15.6.2 AASHTO)

Excepto para construcción de postes y paneles, como un mínimo las juntas de dilatación serán provistas en las barreras de sonido, en la ubicación de las juntas de dilatación en los soportes de la estructura, en soportes intermedios del puente, y en el centro de los tramos del puente.

Cuando se utiliza la construcción de postes y paneles, en la pared de paneles puede ser permitido las juntas de dilatación de puentes en, o en los extremos del tablero de la estructura de soporte donde el ancho de los paneles es suficiente para aconmodar los movimientos de la junta de expansión y las tolerancias dimensionales y de instalación; de lo contrario los postes se colocarán sobre cada lado de cada junta de expansión en la estructura de soporte.

2.11.5.3 Barrera de Sonido Montada Sobre Tierra

(15.6.3 AASHTO)

Excepto para construcciones de postes y paneles, los dispositivos de expansión serán provistos del adecuado espaciamiento permitido para la expansión térmica de las barreras de sonido. Para las barreras de sonido expuestas a colisión vehicular, la deflexión relativa de la barrera de sonido a cada lado de la junta de dilatación será restringida.

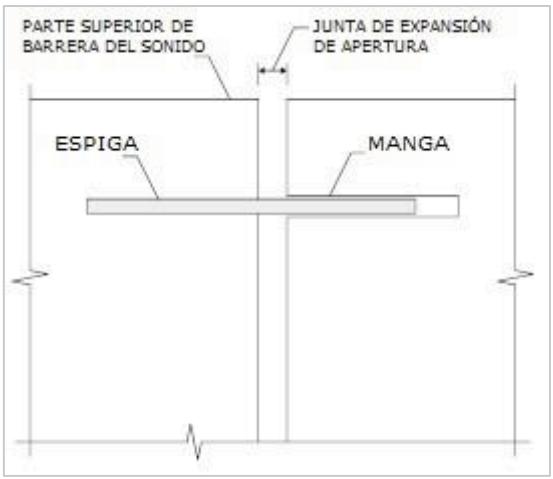


Figura 15.6.3-1 *Conexión deslizante espiga (dowel) y manga*

2.11.6 Barreras de Sonido Instaladas en Puentes Existentes

(15.7 AASHTO)

Cuando las barreras de sonido son instaladas sobre puentes existentes, los efectos de las fuerzas de la barrera de sonido sobre los componentes del puente existente deben ser investigados, incluyendo el efecto de la masa desequilibrada.

Comentario:

Las fuerzas de la barrera de sonido transmitidos al puente incluyen el peso de la barrera, las cargas de viento, cargas sísmicas, las fuerzas de colisión de vehículos, y cualesquiera otras fuerzas que pueden actuar sobre las barreras de sonido. Estas fuerzas afectan a los pasamanos, aleros del tablero del puente, vigas de piso y vigas.

Cuando se añaden barreras de sonido en un puente ya existente, el puente debe ser nuevamente analizado para determinar su capacidad de carga teniendo en cuenta las fuerzas aplicadas a las barreras de sonido. El efecto rigidizador de las barreras de sonido puede tenerse en cuenta al determinar la capacidad de carga del puente.

2.11.7 Cargas

(15.8 AASHTO)

2.11.7.1 Generalidades

(15.8.1 AASHTO)

A menos que sea modificado explícitamente a continuación, todas las cargas aplicables se aplicarán de conformidad con las disposiciones de la Sección 4 (Cargas y Factores de Cargas) ***(Seccion 3 AASHTO).***

2.11.7.2 Cargas de Viento

(15.8.2 AASHTO)

A excepción de lo modificado más adelante, las disposiciones del Artículo 2.4.3.10.1 ***(3.8.1 AASHTO)*** *serán aplicadas.*

La carga del viento se aplicará a toda la superficie de las barreras como una carga uniformemente distribuida. Donde la construcción de postes y panel se utiliza, los efectos de la carga del viento sobre los postes se determinarán mediante la aplicación de la cargas de viento resultantes de los paneles cargados uniformemente como cargas concentradas a los postes en la mitad de la altura de la elevación de la porción expuesta de la barrera de sonido.

Para barreras de sonido, la velocidad del viento de 30.0 ft por encima del nivel del suelo o del nivel de diseño del agua, V_{30}, será tomado como 1.07 veces la velocidad del viento correspondiente a la zona de ubicación del puente.

Para berreras de sonido, los factores V_0 y Z_0 séran tomados de la tabla 2.11.7.2-1 ***(15.8.2-1 AASHTO).***

Las cargas de viento sobre las barreras de sonido montada sobre estructura ubicados en zonas que tengan la característica de la Ciudad, Suburbano, Suburbano esparcido, y Campo Abierto se determinarán usando los valores de V_0 y Z_0 especificados para condiciones de campo abierto en la Tabla 2.11.7.2.-1 ***(15.8.2-1 AASHTO).***

Tabla 2.11.7.2-1 *Valores de V_0 y Z_0 para diferentes condiciones de superficie aguas arriba*

Tabla (15.8.2-1 AASHTO)

Condición	Costero	Campo Abierto	Suburbano ralo	Suburbano	Ciudad
Vo (mph)	7	8.20	9.4	10.90	12.00
Zo (ft)	0.025	0.23	0.98	3.28	8.20

2.11.7.3 Carga del Suelo

(15.8.3 AASHTO)

Se aplicarán las disposiciones del Artículo 2.4.4.1 ***(3.11 AASHTO).***

2.11.7.4 Fuerzas de Colisión Vehicular

(15.8.4 AASHTO)

El sistema de barrera de sonido que consta de una barandilla de tráfico y una barrera de sonido que han sido resistentes a choques con éxito puede ser utilizado sin ningún análisis adicional.

La profundidad de los tratamientos estéticos en la cara del tráfico de la barrera de sonido que pueden ser sometidos a colisión vehicular se mantiene al mínimo

Los materiales para la barrera de sonido serán seleccionados para limitar la destrucción de la barrera del sonido durante la colisión vehicular

En lugar de realizar pruebas de choque, la resistencia de los componentes y conexiones a efectos de fuerza de Evento II pueden ser determinados con base en un escenario de falla controlada con una

trayectoria de carga y elementos de sacrificio seleccionados para asegurar rendimiento deseable de un sistema estructural que contiene la pared sonora. Fuerzas de colisión vehicular se aplicarán a las barreras ubicadas dentro de la zona clara de la siguiente manera:

Caso 1: Para barreras de sonido con barandas de tráfico a prueba de choque y de barreras de sonido montados detrás de una baranda a prueba de choque con una barrera de sonido separada no más de 1.0 ft: las fuerzas de colisión vehicular que se especifican en la Sección 13 se aplicarán a la barrera del sonido en un punto a 4.0 ft sobre la superficie del pavimento delante de las barandas de tráfico para los niveles de prueba 3 y más bajos y 6.0 ft por encima de la superficie del pavimento delante de las barandas de tráfico para los Niveles de Prueba 4 y superiores.

Caso 2: Para barreras de sonido detrás de barandas de tráfico a prueba de choque separada 4.0 ft: se aplicará una fuerza de colisión vehicular de. 4.0 kips. Se asumirá que la fuerza de colisión actua en un punto a 4.0 ft sobre la superficie del pavimento delante de las barandas de tráfico para los niveles de prueba 3 y mas bajos y 14.0 ft encima de la superficie del pavimento delante de las barandas de tráfico para los Niveles de Prueba 4 y superiores.

Caso 3: Para barreras de sonido detrás de barandas de tráfico a prueba de choque separada entre 1.0 ft y 4.0 ft: la fuerza de colision vehicular y su punto de aplicación variará linealmente entre esos valores y las localizaciones especificadas en el Caso 1 y Caso 2.

Caso 4: Para barreras de sonido detrás de barandas de tráfico a prueba de choque separada más que 4.0 ft: la fuerza de colision vehicular no necesita ser considerada.

El revés de la barrera del sonido, S, se tomará como se muestra en la Figura 2.11.7.4-1 ***(1.15.8.4-1 AASHTO).***

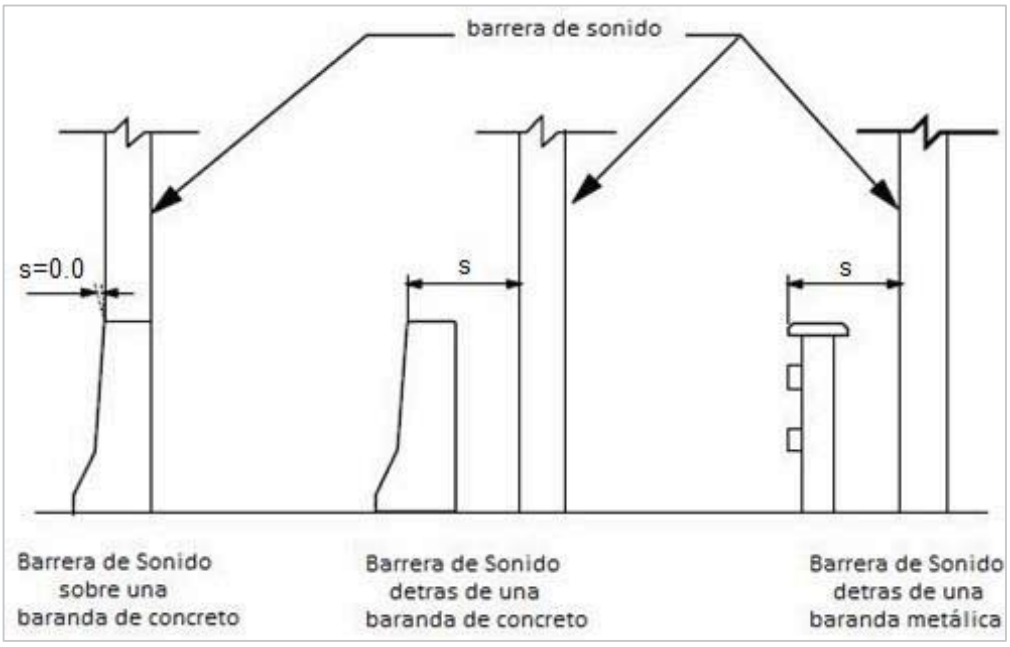


Figura 2.11.7.4-1 *El revés de la barrera del sonido, S (distancia)* *(1.15.8.4-1 AASHTO)*

Las fuerzas de colisión en las barreras de sonido deberán aplicarse como una carga lineal con una longitud igual a la longitud longitudinal de la distribución de las fuerzas de colisión, L_t, especifica en Apéndice A13 AASHTO.

Para una barrera de sonido propensa a fuerzas de colisión vehicular, los paneles de las paredes y los postes y las conexiones de los soportes de las barreras de tráfico o zapatas serán diseñadas para resistir las fuerzas de colisión de vehículos en el estado límite de Eventos Extremos II.

Para la construcción de postes y paneles, la fuerza de colisíon de diseño para la pared de paneles será la fuerza completa especificada de la colisión colocada en un panel entre dos postes en la ubicación que maximiza el efecto de carga siendo comprobado. Para postes y conexiones posteriores de los soportes de los componentes, la fuerza de colisión de diseño deberá ser la fuerza completa del impacto especificada, aplicado en el punto de aplicación especificada en los casos 1 a 3.

La parte de la baranda vehicular de la barrera de sonido / baranda sistema no necesita satisfacer cualquier requisito adicional más allá de los requisitos especificados en Sección 2.1.4.3.4.2 (13 AASHTO) para el barandas independientes, incluyendo la altura y requisitos de resistencia.

A menos que se especifique lo contrario por el propietario, las fuerzas de colisión vehicular serán consideradas en el diseño de barreras de sonido.

2.11.8 Diseño de Fundación

(15.9 AASHTO)

2.11.8.1 Generalidades

(15.9.1 AASHTO)

A menos que se especifique lo contrario por el propietario, la resistencia geotécnica de los materiales de apoyo de barreras de sonido se calcula utilizando el procedimientos presentados en el Artículo 2.8.1 (10.6 AASHTO) de zapatas corridas, 2.8.2.1 (Artículo 10.7 AASHTO) de pilotes hincados, y en el Artículo 2.8.2.1.4 (10.8 ASHTO) de pilotes perforados.

2.11.8.2 Determinación de las Propiedades de los Suelos y Roca

(15.9.2 AASHTO)

Las disposiciones del Artículo (2.4 AASHTO) y 2.8.0.1 (10.4 AASHTO) serán aplicados.

2.11.8.3 Estados Límites

(15.9.3 AASHTO)

Las barreras de sonido deben estar diseñadas para soportar viento lateral y presiones de tierra, peso propio de la pared, cargas de colisiones vehiculares y cargas sísmicas de conformidad con los principios generales especificados en esta Sección y en las Secciones 2.8 (10 AASHTO y 11 AASHTO)

Se investigarán las barreras de sonido para desplazamientos vertical y lateral desplazamiento y para total estabilidad en el estado límite de servicio I. Tolerable criterio de deformación será desarrollado basado sobre mantenimiento del funcionamiento de la requerida barrera, obteniendo la vida de servicio y las consecuencias de movimientos inaceptables.

Las fundaciones de la barrera del sonido serán investigadas en el estado límite de resistencia usando la ecuación.2.3.2.2.1-1 (1.3.2.1-1 AASHTO) para:

- *Falla por resistencia del apoyo*
- *Estabilidad total, y*
- *Falla estructural*

Las fundaciones de la barrera del sonido serán investigadas en el estado límite de eventos extremos usando las combinaciones de cargas aplicables y los factores de carga especificados en la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO).

2.11.8.4 Requisitos de Resistencia

(15.9.4 AASHTO)

La resistencia factorada, $R_{R,}$ calculada para cada estado límite aplicable, será la resistencia nominal, R_n, multiplicada por un factor de resistencia apropiado,ϕ, especificado en los Artículos 10.5.5.1, 10.5.5.2, 10.5.5.3, 11.5.6 ó 11.5.7 del AASHTO.

2.11.8.5 Factores de Resistencia

(15.9.5 AASHTO)

Los factores de resistencia para el diseño geotecnico de las fundaciones será como se especifica en la Tabla 2.8.1.1.12.6-1 (10.5.5.2.2-1 AASHTO) para fundaciones con zapatas extendidas, Tabla 2.8.2.1.1.6.6.3a-1 (10.5.5.2.3-1 AASHTO) para fundaciones con pilotes hincados 2.8.2.1.4.1.5-1 (10.5.5.2.4-1 AASHTO) para fundaciones con pilotes perforados, y Tabla 11.5.7-1 para muros de contención permanentes.

Si se utilizan otros métodos para determinar la resistencia geotécnica, los factores de resistencia escogidos, por seguridad, serán iguales o mayores que los especificados en las tablas mencionadas en el párrafo anterior.

2.11.8.6 Carga

(15.9.6 AASHTO)

Los requisitos de la Seccion 2.4 (Seccion 3 AASHTO), modificados por el Artículo 2.11.7 (15.8 AASHTO) serán aplicados.

2.11.8.7 Movimiento y Estabilidad en el Estado Límite de Servicio

(15.9.7 AASHTO)

2.11.8.7.1 Movimiento

(15.9.7.1 AASHTO)

Los requisitos de los Artículos 2.8.1.2, (10.6.2, AASHTO), 2.8.2.1.1.6.5 (10.7.2 AASHTO), 2.8.2.1.4.1.7 (10.8.2 AASHTO) ó 2.8.2.1.4.1.7.1 (10.5.2.1 AASHTO) son apropiados para ser aplicados.

2.11.8.7.2 Estabilidad Total

(15.9.7.2 AASHTO)

Se aplicarán los requisitos del Artículo 11.6.2.3 AASHTO

2.11.8.8 Seguridad Contra la Falla Geotecnica en el Estado Límite de Resistencia

(15.9.8 AASHTO)

Las zapatas extendidas (poco profundas) o zapatas soportadas por dos o mas filas de pilotes hincados o pilotes perforados serán diseñadas de acuerdo con las disposiciones de los Artículos 2.8.1.3, 2.8.2.1.1.6.6, ó 2.8.2.1.4.1.8. (10.6.3, 10.7.3, ó 10.8.3 del AASHTO respectivamente).

Zapatas soportadas por una fila de pilotes hincados o por pilotes perforados o sobre un muro continuo empotrado ("zapata trinchera") serán diseñadas de acuerdo con los requisitos del Artículo 11.8.4 AASHTO usando los diagramas de presión del terreno indicados en el Artículo 3.11.5.10 AASHTO.

2.11.8.9 Diseño Sísmico

(15.9.9 AASHTO)

El efecto de la carga de sísmo se investigará usando el Estado Límite de Evento Extremo I de la tabla 2.4.5.3.1-1 (3.4.1-1 AASHTO), con factor de carga γ_P = 1.0 y una metodología aceptada.

2.11.8.10 Protección ante la Corrosión

(15.9.10 AASHTO)

El nivel y la extensión de la protección de la corrosión estarán en función de la corrosión que produce el terreno asi como una potencial consecuencia de fallas en el muro.

2.11.8.11 Drenaje

(15.9.11 AASHTO)

Donde las barreras de sonido soportan cargas de tierra o pueden impedir flujo de agua, se aplicarán los requisitos del 2.4.4.1.3 (3.11.3 AASHTO) y Artículo 11.8.8 AASHTO.

2.12 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

2.12.1 Movimiento de Tierras

2.12.1.1 Generalidades

Los trabajos de movimiento de tierras abarcan el suministro y puesta a disposición de todos los equipos, materiales y demás implementos, así como también el personal que sea necesario para realizar todos los trabajos pertinentes, en cuanto a excavaciones, acarreo y descarga del material excedente; igualmente comprende la protección de las excavaciones, todos los cortes y refines de taludes así como la preparación del fondo de las excavaciones para las obras que se van a exigir sobre él. También están incluidos los trabajos y operaciones de compactación, investigaciones de mecánica de suelos, así como todas las demás labores auxiliares y/o complementarias, no mencionadas específicamente en esta sección.

2.12.1.2 Excavaciones

2.12.1.2.1 Descripción

Las excavaciones se refieren, al movimiento de todo material y de cualquier naturaleza (material suelto, roca suelta y roca fija), que debe ser removido para proceder a la construcción de las cimentaciones y elevaciones de las subestructuras.

La profundidad de las excavaciones estará definida por las cotas del fondo de las cimentaciones indicadas en los planos, las cuales podrán ser modificadas por orden escrita del Supervisor, si tal variación fuese necesaria para asegurar la estabilidad de la obra. El ancho de las excavaciones estará determinado por las dimensiones de las cimentaciones y los requerimientos de estabilidad lateral de la excavación.

Las excavaciones incluirán todas las operaciones de perforación y voladura de bloques rocosos, la rectificación y conservación de los perfiles, así como también la carga, transporte, disposición y nivelación de los materiales en los lugares de descarga aprobados por el Supervisor.

2.12.1.2.2 Ejecución

El fondo de cimentación deberá ser nivelado rebajando los puntos por encima de la cota de cimentación. Se prohibe el relleno de los puntos debajo de dicha cota.

En cualquier tipo de suelos al ejecutar los trabajos de excavación o nivelación, se tendrá la precaución de no producir alteraciones en la consistencia del terreno natural de base.

En general, el acabado de la superficie de las excavaciones será definido directamente por el material de excavación, pero los taludes están indicados en los planos. Especialmente los taludes que queden expuestos en forma permanente serán cuidadosamente rehabilitados con retroexcavadora, tractor, o a mano, a elección del Contratista.

El fondo y los taludes de las excavaciones se ejecutará según lo mostrado en planos, debiendo el Contratista comunicar de inmediato al Supervisor cualquier situación o anómalia en la ejecución de los trabajos, ya sea por motivos ajenos a su responsabilidad, o causada por él. El Supervisor efectuará el análisis de cada situación en particular y dará instrucciones para modificar los taludes, o profundizar los niveles de cimentación en caso de encontrarse condiciones de cimentación distintas a las previstas en el diseño; o de rellenar los niveles en caso de sobre-excavaciones.

El material extraído de la excavación antes de ser utilizado, debería ser depositado en lugares convenientes que no comprometan la Estabilidad de la excavación.

Cuando la estabilidad de las paredes de las excavaciones lo requiera, deberán construirse obras de defensa necesarias para su ejecución. El Contratista preverá el drenaje adecuado para evitar inundaciones a la excavación.

Todo material extraído que no sea utilizado como relleno y que sea conveniente, con la aprobación de la Supervisión, deberá ser empleado en lo posible en la ampliación de terraplenes, taludes, defensas o nivelaciones de depresiones del terreno, de modo que no afecte la capacidad del cauce, la estética de los accesos y la construcción de la obra.

Para la ejecución de las excavaciones, se deberá tomar en cuenta la clasificación por el tipo de material, profundidad o afrontamiento, además de considerar una bonificación para casos de excavación bajo agua.

2.12.1.2.3 Sobreexcavaciones

Si por cualquier razón, las excavaciones efectuadas para la estructura sobrepasan sin previa autorización de la Supervisión, las líneas preestablecidas, el Contratista rellenará, por cuenta propia, el volumen correspondiente a la sobreexcavación con concreto o relleno de la calidad correspondiente. El Contratista no obtendrá remuneración por la sobreexcavación que no haya sido autorizada y se le pagará la excavación sólo hasta las líneas preestablecidas, de acuerdo a los precios unitarios estipulados en el Contrato.

En el caso de producirse deslizamiento durante los trabajos de excavación en tierra o en roca, todos los daños correrán por cuenta del Contratista. No se pagará por el movimiento de tierras adicional, resultante de dichos casos.

Si la Supervisión ordenase excavaciones más allá de los perfiles indicados en los planos, éstas le serán pagadas al Contratista según los precios unitarios estipulados, ya sea que se trate de relleno con concreto ciclópeo o concreto de la misma calidad de la estructura, o relleno con material granular de compensación, conforme se detalló en el numeral anterior.

2.12.1.2.4 Excavaciones en Roca

En caso de excavaciones en roca, el Contratista deberá presentar un diseño de voladuras para restringir la voladura al prisma de excavación y no alterar la estructura de la roca al nivel de cimentación. Cualquier sobreexcavación en la base de cimentación será rellenado con concreto. Si en una excavación se presentan 2 o más tipos de roca el diseño debe adecuarse a las características de las mismas en la parte que les corresponde. El Contratista deberá tomar todas las medidas de seguridad para el personal, terceros, equipos y la obra en su conjunto.

Si se previera que al llegar al nivel de fondo de excavación se podría encontrar un bolón o bolones de roca de un tamaño tal que al ser removidos originen huecos grandes que luego deban rellenarse; en este caso, el Contratista usará disparos tipo "plastas" para sólo partir la roca y evitar la formación de los huecos en el fondo de la excavación; adicionalmente, y solo para estos casos, el Contratista tendrá una tolerancia de sobrepasar hasta 0.20 m respecto a los niveles y dimensiones indicados en los planos, y en el cual podrán sobresalir bolones no destruidos del todo, hasta 0.075 m por debajo del fondo de excavación señalado en planos, y luego será rellenado con un material granular compactado con compactadora manual tipo plancha, hasta el nivel de excavación especificado, en capas no mayores de 0.15 m.

Dicho relleno de ingeniería deberá quedar a satisfacción del Supervisor, el cual deberá aprobar por Cuaderno de Obra estos trabajos previamente a su ejecución.

Al finalizar el perfilado del fondo de la excavación, el Contratista efectuará una compactación del fondo, con rodillo vibratorio o plancha vibratoria, sobre la superficie húmeda, de manera de restablecer o mejorar la condición natural preexistente antes de la excavación.

Previamente al inicio del vaciado de concreto o de la colocación del relleno permanente, la superficie de los taludes y fondo será ligeramente humedecida.

El Contratista respetará todos los reglamentos y leyes vigentes en el Perú relativos a la importación, transporte, almacenamiento y utilización de explosivos, a las advertencias antes de los disparos, a los

circuitos eléctricos, etc. En particular, el empleo de detonadores eléctricos será rigurosamente prohibido durante la ocurrencia de tempestades eléctricas.

La ubicación y el diseño de los sitios de almacenaje, los métodos de transporte y las precauciones que se tomarán para prevenir accidentes, estarán sujetos a la aprobación de la Supervisión, pero queda entendido que esta aprobación no exime al Contratista de su responsabilidad con respecto al manejo de los explosivos.

2.12.1.2.5 Control del Nivel Freático

El sistema instalado deberá garantizar que todas las aguas de escurrimiento y del nivel freático serán evacuadas a un cauce natural o dren.

El Contratista elegirá el método más conveniente para la depresión y evacuación del nivel freático en un área circundante a la ejecución de la obra. Si eligiera un sistema de pozos abiertos, con bombas y zanjas de conexión, el costo del bombeo será retribuido en función al tiempo en horas de funcionamiento y de la capacidad de las bombas, mediante las correspondientes partidas del presupuesto.

El Contratista está obligado a instalar, en cada caso, medidores de agua con el fin de controlar el caudal bombeado para la aplicación de las partidas respectivas.

El Contratista está obligado a tener en reserva una cantidad suficiente de bombas para garantizar la operación del sistema instalado, para los casos de insuficiencia o fallas.

El Contratista ejecutará la operación del sistema de contención del nivel freático respectivo, de tal manera que la velocidad y el caudal de bombeo no produzcan ningún daño en el subsuelo por variación demasiado rápida del nivel freático. Así mismo, para el caso de un ascenso brusco del nivel freático por paralización en la operación del sistema.

El Contratista llevará un "Protocolo de Bombeo" y lo presentará al Supervisor junto con los reportes diarios respectivos formando parte inseparable de estos últimos. En los reportes diarios, el Contratista deberá registrar cualquier variación de la superficie del área circundante de pozos y/o canaletas para que el Supervisor pueda tomar la decisión respectiva.

2.12.1.3 Rellenos de Ingeniería

2.12.1.3.1 Descripción

Se refiere al movimiento de tierras ejecutado para completar todos los espacios excavados y no ocupados por las cimentaciones y elevaciones de las sub - estructuras.

Los rellenos deberán construirse hasta las líneas, rasantes y secciones transversales que se muestran en los planos o como ordene el Supervisor. Las superficies definitivas del relleno deberán corresponder con las líneas estacadas en el terreno o mostradas en los planos.

2.12.1.3.2 Material de Relleno

El material usado en los rellenos deberá ser de calidad aceptable y no contendrá material orgánico ni elementos friables o de fácil alteración; el material deberá ser aprobado por el Supervisor. En las excavaciones en roca, el relleno se ejecutará únicamente con concreto. En caso de preverse material insuficiente de relleno dentro de los límites del proyecto, el Contratista hará uso de material de préstamo de zonas aprobadas por el Supervisor.

2.12.1.3.3 Ejecución

El nivel del relleno deberá ser el nivel de la superficie del terreno circundante, considerando los asentamientos que pueden producirse durante la operación constructiva. El relleno deberá ser enteramente compactado por medios apropiados y aprobados por el Supervisor, de modo que sus características mecánicas sean similares a las del terreno subyacente.

En las excavaciones en roca, los rellenos se ejecutarán únicamente con concreto.

Los taludes expuestos deberán presentar una superficie uniforme, de apariencia agradable. El Supervisor se reserva el derecho de aumentar o disminuir las pendientes de los taludes de los rellenos, o de hacer cualquier otro cambio en las estructuras, que considere necesario.

El material de relleno será colocado y acomodado sobre una superficie de terreno previamente preparada, en capas sensiblemente horizontales de espesor y granulometría gradada, de tal forma que no se formen acumulaciones o lentes de materiales que difieran substancialmente con la textura del material vecino. El espesor de las capas será el fijado en los planos o el fijado por el Supervisor.

El material de relleno a ser compactado deberá presentar el contenido de humedad óptimo para obtener la densidad especificada; en caso necesario se le añadirá la cantidad de agua que requiera o se le dejará secar lo suficiente para alcanzar la humedad de diseño.

Debe tenerse en cuenta que el material de relleno podrá ser completo y convenientemente compactado sólo si contiene la cantidad de agua correcta.

Todo material extraído que no sea utilizado como relleno, deberá ser transportado hacia otro lugar de modo que no afecte la capacidad del cauce o la estética de los accesos, ni la construcción de la obra.

2.12.1.3.4 Rellenos de Ingeniería Adyacentes a Estructuras

El relleno del terraplén detrás de los estribos y muros del ala del puente será depositado y compactado convenientemente, con tamaño máximo de piedras no mayor que 6'' en capas horizontales de espesor no mayor que 0.30m, debiendo alcanzar porcentajes de compactación del 90% del Proctor modificado.

Cuando se deba ejecutar rellenos delante de dichas estructuras, éstos deberán realizarse con anterioridad para prevenir posibles deflexiones. Se tomarán precauciones para prevenir acciones de cuña contra la albañilería, destruyendo los taludes de las excavaciones, de modo que éstos queden escalonados o rugosos.

No se colocará relleno tras los estribos y muros de ala de contención sin orden escrita del Ingeniero; se realizará preferentemente no antes de los 14 días de terminada la albañilería o cuando las pruebas del concreto arrojen cuando menos el 80 % de su resistencia especificada.

2.12.1.3.5 Enrocados de Protección

El material que conforma los enrocados será roca de buena calidad, sanas, compactas y resistentes; de preferencia bloques angulares, pero se puede aceptar bloques subangulares o redondeados.

Los enrocados diseñados estarán designados por su D_{50}, el cual corresponde a aquel tamaño de bloque, donde el 50% de todos los bloques son de menor tamaño. El enrocado considerado tiene una granulometría determinada, conforme se muestra en la tabla 2.12.1.3.5.1, donde los bloques de mayor tamaño deberán ser colocados desde el nivel de la uña hasta un tercio de la altura del cuerpo, y los menores en la parte superior hasta su corona.

La colocación del enrocado será efectuada directamente desde los volquetes "al volteo", y la colocación será ayudada por una retroexcavadora o equipo similar que el Contratista estime conveniente, de manera que los tamaños más pequeños rellenen los vacíos entre los bloques grandes y se logre una mejor trabazón entre ellos. La superficie final exterior debe quedar lo más uniforme posible.

El espesor del enrocado no debe ser menor que el tamaño del enrocado indicado en los husos granulométricos.

El enrocado que se coloque no tendrá una compactación especial excepto el paso de equipos de construcción, cuando sea posible.

Tabla 2.12.1.3.5.1 *Distribución Granulométrica de Enrocados.*

ENROCADO	
D50	
Diámetro (ft)	% acumulado que pasa
1.5D50 a 2.0=D50	100
1.2D50 a 1.4=D50	85
1.0D50 a 1.15=D50	50
0.4D50 a 0.6=D50	15

D50 lo podemos estimar con la siguiente formula:

$$D50 = \frac{1}{2}\ \frac{1.384\ V^2}{(s-1)2g}$$

Donde:

D50 = diámetro medio (en ft).

V = velocidad contra la roca en ft/s (Velocidad del flujo multiplicado por 1.5 a 2.0).

S = peso específico de la roca.

g = gravedad (32.2 ft/s²).

2.12.1.4 Eliminación de Material Excedente

2.12.1.4.1 Descripción

Consiste en el carguío y la eliminación del material procedente de las excavaciones que resulte excedente y del material inservible. El material será depositado en lugares donde no cree dificultades a terceros, considerándose para ello una distancia máxima de transporte de 1 km.

2.12.1.4.2 Ejecución

Se eliminará el material excedente, el cual será cargado y transportado (cargador frontal y volquete) a los botaderos que indique el Ingeniero Supervisor.

2.12.1.5 Material de Préstamo para Relleno de Ingeniería

2.12.1.5.1 Descripción

Todo material usado en relleno deberá ser de calidad aceptable (cantera) a juicio del Supervisor y no contendrá material orgánico ni elementos inestables o de fácil alteración.

2.12.1.5.2 Ejecución

Se refiere al trabajo de excavación, carguío y transporte de material aprobado de cantera, para completar todos los espacios excavados y no ocupados por las cimentaciones y elevaciones de las sub-estructuras.

2.12.2 Falso-Puente

2.12.2.1 Generalidades

El falso - puente será diseñado para proporcionar la rigidez y resistencia suficientes para soportar con seguridad todas las cargas impuestas y producir en la estructura final la geometría y las formas indicadas en los planos, sin que se produzcan asentamientos. Los planos del falso - puente serán diseñados y firmados por un Ingeniero Civil colegiado.

La carga de diseño del falso - puente será la suma de cargas verticales muertas y sobrecargas y la carga horizontal prevista, considerando los pesos del material de construcción por soportar, el peso propio del falso - puente, los equipos a emplear y la secuencia de construcción.

El Contratista deberá preparar los planos detallados del falso - puente para ser presentados al Supervisor, quien deberá revisarlos y aprobarlos si los encontrara conforme.

El falso - puente será construido en etapas planificadas en forma tal que permitan su asentamiento y deflexión anticipados, así como el alineamiento vertical y la curvatura indicados en los planos u ordenados por el Supervisor para la estructura permanente. Durante el llenado del concreto, deberán monitorearse con cuidado el falso - puente y sus cimientos, para controlar los asentamientos y otras deformaciones.

2.12.2.2 Material de Construcción

El falso - puente podrá ser construido de madera, acero o cualquier otro material resistente que proporcione la rigidez y resistencia requeridas. Cuando se utiliza madera para la construcción del falso puente, ésta podrá ser en bruto, de buena calidad y no presentarán nudos o fallas que disminuyan su capacidad portante. No se permitirá el uso de troncos, salvo autorización escrita del Supervisor, el cual deberá comprobar la calidad y estado de cada uno de los troncos a ser usados. En caso de utilizar acero, si los elementos han sido usados anteriormente, deberán ser revisados para verificar su condición y aprobados por el Supervisor. Se evitará la exposición de los elementos de acero al calor solar intenso, para evitar posibles deformaciones por temperatura.

2.12.2.3 Construcción

El falso - puente será construido de tal forma que se disponga la contraflecha indicada en los planos.

El Supervisor podrá exigir al Contratista el empleo de los arriostres necesarios para impedir asentamientos de las formas que pudieran ocurrir antes del llenado y la operación del desencofrado. En cualquier caso, el falso - puente deberá estar convenientemente arriostrado y apuntalado para evitar oscilaciones y corrimientos que pueda variar la geometría del puente.

2.12.2.4 Retiro del Falso - puente

El retiro del falso - puente no podrá efectuarse antes de veintiún días después de llenado el concreto, a menos que se estipule otro lapso en los planos o se usen aditivos acelerantes. En cualquiera de estos casos, la fecha del descimbrado se fijará de acuerdo al resultado de las pruebas de compresión realizadas en los testigos tomados durante el llenado y mediante autorización escrita del Supervisor.

Para estructuras tipo arco, la secuencia de retiro del falso - puente, respecto a la construcción de elementos del puente sobre el arco, deberá ser especificado en los planos y aprobado por el Supervisor.

El falso - puente de las partes post - tensadas de las estructuras no será retirado hasta que el acero de pre-esfuerzo haya sido tensado.

2.12.3 Encofrados

2.12.3.1 Generalidades

Los trabajos a ser considerados consistirán en el suministro de toda la mano de obra, materiales y equipos y en la realización de toda la obra para el diseño, provisión, fabricación, almacenamiento, transporte, instalación y desmontaje de los encofrados para la ejecución de los estribos del puente conforme a los planos, a estas especificaciones y como se requiera de la Supervisión. Los trabajos también incluyen todos los elementos de fijación, puntales, apoyos y andamios del encofrado, la preparación de los encofrados para la instalación de algunos detalles fijados al encofrado ("water-stop" u otros) y la limpieza de los encofrados para la colocación del concreto.

Los encofrados serán diseñados y construidos por el Contratista de modo tal que resistan sin deformarse el empuje del concreto al momento de su colocación y otras cargas que pudieran producirse durante la construcción.

Para dichos diseños se tomará un coeficiente aumentativo de impacto, igual al 50% del empuje del material que deba ser recibido por el encofrado. En el cálculo del empuje hidrostático a ser usado en el diseño de los encofrados, se considerará la velocidad máxima de colocación del concreto, los efectos

de la vibración, la temperatura del concreto y cualquier uso previsto de aditivos en la mezcla de concreto.

Los encofrados también harán posible la textura superficial requerida para el concreto, sin reducir la uniformidad en el color de las superficies formadas.

El Contratista realizará su propia evaluación relativa a la capacidad portante permisible en el material de cimentación, debiendo diseñar la parte inferior de los encofrados y en apuntalamientos, a fin de prevenir la sobrecarga, los asentamientos diferenciales y asentamiento totales inaceptables.

El Contratista construirá los apuntalamientos en estricta concordancia con lo indicado en los planos de apuntalamiento revisados, debiéndose disponer permanentemente en el lugar de la obra un juego de dichos Planos. Los trabajos se iniciarán luego de ser aprobados los planos por la Supervisión lo cual no exonerará al Contratista de la responsabilidad respecto a la seguridad o de cualquiera de sus obligaciones y responsabilidades a los que está obligado.

2.12.3.2 Materiales

La madera en contacto con el concreto estará libre de agujeros, nudos, hendiduras, rajaduras, alabeos y, en general, cualquier defecto que pueda atentar contra la apariencia de la estructura terminada. Las maderas que tienen defectos que atentan contra su resistencia serán rechazadas.

Los elementos internos de fijación estarán constituidos por pernos y por varillas; no se permitirá la soldadura y fijación de estos elementos al acero de refuerzo.

El alambre podrá utilizarse con autorización de la Supervisión cuando ambos lados del concreto vayan a ser recubiertos o no vayan a estar permanentemente expuestos; en estos casos, el alambre será cortado a ras con la superficie.

2.12.3.3 Construcción

La construcción de los encofrados será realizada por el Contratista, previa aprobación y autorización escrita del Supervisor.

Los encofrados deberán ser construidos de acuerdo a las líneas de la estructura y apuntalados sólidamente para que conserven su rigidez. En general, se deberán unir los encofrados por medio de pernos que puedan ser retirados posteriormente.

La organización del sistema de encofrados debe ser tal que al proceder a desencofrar queden siempre algunos puntales de seguridad, los cuales no deben ser retirados hasta que sean innecesarios.

En todo caso, deberán ser construidos de modo tal que el desencofrado sea una ejecución rápida y sencilla.

Los encofrados serán construidos en forma tal que las marcas de las juntas en las superficies de concreto estén alineadas tanto horizontal como verticalmente, y que las juntas situadas entre superficies sean suaves.

Los encofrados para ángulos entrantes deberán ser achaflanados, en tanto que aquellos para aristas serán reforzados con filetes.

Antes de vacear el concreto, los encofrados deberán ser convenientemente humedecidos y sus superficies interiores recubiertas adecuadamente con aceite, grasa o jabón, para evitar la adherencia de la mezcla.

No se podrá efectuar llenado alguno hasta que todos los trabajos de construcción del encofrado hayan sido concluidos, lo cual deberá tener la autorización escrita del Supervisor.

La remoción de las tuercas o extremos de los elementos de unión debe realizarse sin dañar la superficie del concreto y de modo tal que las cavidades dejadas por aquellas sean del menor tamaño posible. El relleno de dichas cavidades se realizará con concreto o mortero de relación agua/cemento igual o

menor que la de la estructura, sin perjudicar el aspecto o la durabilidad de la misma y asegurando completa adherencia con el concreto endurecido.

En muros y columnas angostas, donde la base del encofrado es inaccesible, una abertura de acceso será proporcionada en los encofrados con fines de limpieza del material residual inmediatamente antes de la colocación del concreto.

Se deberán tomar las precauciones necesarias para mantener los encofrados en contacto estrecho con el concreto endurecido, en las juntas de construcción, a fin de prevenir que el mortero del concreto proveniente de las filtraciones atraviese la junta para prevenir cualquier irregularidad en la junta, se podrá usar madera tosca para encofrados de juntas de construcción.

2.12.3.4 Encofrado de Superficies No Visibles

Los encofrados de superficies no visibles pueden ser construidos con madera en bruto, pero sus juntas deberán ser convenientemente tapadas para evitar fugas de las mezcla.

2.12.3.5 Encofrado de Superficies Visibles

Los encofrados de superficies visibles serán hechos de madera laminada, planchas duras de fibras prensadas, madera machihembrada, aparejada y cepillada o metal. Las juntas de unión deberán ser tapadas de modo de no permitir la fuga de la pasta. En la superficie en contacto con el concreto, las juntas deberán ser cubiertas con cintas, aprobadas por el Ingeniero Inspector, para evitar la formación de rebabas.

Dichas cintas deberán estar convenientemente sujetas para evitar su desprendimiento durante el llenado.

2.12.3.6 Encofrados Prefabricados en el Intradós

Los encofrados prefabricados colocados hacia el intradós, tales como los paneles metálicos corrugados o de concreto, pueden emplearse si están considerados en los planos o aprobados por el Supervisor. Antes del uso de los encofrados, el Contratista proporcionará el conjunto completo de detalles al Supervisor, para su revisión y aprobación. Los planos de estructuras, a menos que se indique otra cosa, son dimensionados para el uso de encofrados que serán removidos; los costos por cualquier cambio necesario en disponer los encofrados prefabricados en caso de ser aprobado, se harán por cuenta del Contratista.

2.12.3.7 Tolerancias

Los encofrados y apuntalamientos serán diseñados, construidos, instalados, apoyados y arriostrados de tal forma que las variaciones en el alineamiento, calidad, posición y dimensiones de las superficies acabadas de las estructuras de concreto mostrados en los planos estén comprendidas dentro de las tolerancias mostradas a menos que los planos o la Supervisión especifiquen algo diferente.

El Contratista realizará todas las verificaciones necesarias según sean requeridas por la Supervisión, antes y después del vacíado de concreto, a fin de determinar que las tolerancias especificadas hayan sido cumplidas. Cualquier desviación en las superficies deberá estar comprendida dentro de las tolerancias especificadas.

- *Variaciones en el alineamiento de aristas y superficies de placas y muros:*
  - *En cualquier tramo de 3 metros* — *6 mm*
  - *En todo lo largo* — *20 mm*
- *Variación en las dimensiones de las secciones de columnas y vigas y en el espesor de losas y muros:*
  - *Menos* — *6 mm*
  - *Más* — *12 mm*

- *Variaciones en las dimensiones de las cimentaciones:*
  - *Menos* *12 mm*
  - *Más* *50 mm*
  - *Si el vaciado se hace sobre la misma excavación, la tolerancia será de no más de* *75 mm*
  - *La excentricidad podrá ser hasta del 2% del ancho de la cimentación en la dirección de la excentricidad, pero no más de* *50 mm*
- *La reducción en el espesor en relación al ancho será de menos del 5%*

En el proceso de armado de los encofrados, el Contratista deberá fijar puntos de control y marcas que puedan ser utilizados como elementos de referencia para la comprobación de las tolerancias.

2.12.3.8 Desencofrado

2.12.3.8.1 Tiempos de Desencofrado

Los encofrados no serán desmontados hasta que el concreto se haya endurecido lo suficiente, de tal manera que pueda sostener su propio peso en forma segura, así como las cargas adicionales a las que esté sometida a estructura durante el período de construcción. Los encofrados serán desmontados sólo con la aprobación de la Supervisión y, en general, se deberán contemplar los siguientes lapsos entre el vacíado de concreto y el desencofrado:

- *Vigas y losas* *14 días*
- *Columnas y muros* *48 horas*
- *Concreto masivo* *45 horas*

Se procederá al desmontaje de los encofrados en forma tal que se evite la formación de grietas, el descascaramiento o la rotura de los bordes o de las superficies, o cualquier otro daño que pueda producirse en el concreto.

Si los trabajos de desencofrado no están controlados por ensayos de testigos o probetas, los encofrados no podrán ser retirados antes de los períodos siguientes, a menos que el Supervisor lo autorice por escrito:

- *Costado de vigas* *24 horas*
- *Paredes interiores de vigas - cajón* *24 horas*
- *Barandas* *24 horas*
- *Cimentaciones y elevaciones* *3 días*
- *Columnas* *7 días*
- *Losas* *14 días*
- *Fondo de vigas* *21 días*

En caso de trabajar a temperaturas menores que 5° C, éstos períodos deberán ser revisados. Si se usan cementos de alta resistencia o con aditivos acelerantes, estos periodos pueden ser reducidos de acuerdo a especificaciones particulares.

Todo encofrado para volver a ser usado no deberá presentar alabeos ni deformaciones y deberá ser limpiado con cuidado antes de ser colocado.

2.12.3.8.2 Excepciones

Todos los encofrados serán retirados, con las excepciones siguientes:

- *Zapatas cuyo retiro podría poner en peligro la seguridad de las ataguías y alguna otra obra cercana.*
- *Celdas cerradas cuyo acceso no ha sido previsto en el proyecto.*
- *Tablero en puentes con vigas - cajón, en las celdas que no interfieren con las futuras instalaciones previstas en los planos.*
- *Referencias:*

  Se sugiere los siguientes Textos:

  a) "Encofrados para Estructuras de Hormigon" Profesor R.L. Peurifoy

  b) "APA Concrete Formwork"
  c) Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino"
  d) AASHTO LRFD BRIDGE CONSTRUCTION SPECIFICATIONS.

2.12.4 Obras de Concreto

2.12.4.1 Generalidades

Las obras de concreto comprenderán el aporte de toda la mano de obra, materiales y equipos y la realización de todos los trabajos para el suministro de insumos, transporte, colocación, acabado, curado y protección del concreto, conforme a los planos, a estas especificaciones técnicas y a lo que requiera la Supervisión.

Los trabajos también incluyen el diseño de detalle de todas las instalaciones y obras asociadas con las actividades mencionadas, la preparación de las superficies de la cimentación y de las juntas para recibir el vaciado de concreto, la protección de todos los elementos o partes de equipos empotrados durante el vaciado, la preparación de muestras de concreto así como la reparación de las superficies de concreto como lo requiera la Supervisión.

El concreto consistirá en una mezcla de cemento, agregados finos y gruesos, agua, y cuando sea autorizado, aditivos. La mezcla deberá ser diseñada por el Contratista a fin de obtener un concreto de las características especificadas y de acuerdo a las condiciones necesarias de cada elemento de la estructura.

La dosificación de los componentes de la mezcla se hará preferentemente al peso, determinando previamente el contenido de humedad de los agregados para efectuar el ajuste correspondiente en la cantidad de agua de la mezcla. El Supervisor comprobará en cualquier momento la buena calidad de la mezcla, rechazando todo material defectuoso.

Es responsabilidad del Contratista el empleo de métodos y equipos para la construcción de las obras de concreto, que produzcan resultados satisfactorios bajo las condiciones establecidas en el proyecto y en la zona, sin dañar alguna parte de la obra.

2.12.4.2 Materiales

2.12.4.2.1 Cemento

Todos los tipos de concreto a emplear usarán los cementos que sean establecidos claramente en las especificaciones técnicas. El cemento deberá encontrarse en perfecto estado en el momento de su utilización.

Deberá almacenarse en construcciones o lugares con espacios apropiados que lo protejan de la humedad, ubicadas en lugares apropiados. En ningún caso la antigüedad del concreto excederá de 3 meses.

La mínima cantidad de cemento con la cual se debe realizar una mezcla, será la que se indica, a menos que se especifique otra cosa:

- *Concreto Ciclópeo y Concreto Simple para Solados* — *170 kg/m^3*
- *Concreto simple y Cimentaciones ligeramente armadas* — *250 kg/m^3*
- *Concreto Armado* — *300 kg/m^3*
- *Concreto armado en losa delgada y vigas, concreto pre - esforzado y concreto llenado bajo agua* — *400 kg/m^3*

2.12.4.2.2 Agua

El agua a emplearse en la mezcla deberá ser clara, limpia, exenta de aceites, ácidos, álcalis o materia orgánica. No deberá ser salobre. No se podrá emplear el agua sin la verificación por medios adecuados. El agua para mezclas de concreto que tendrán elementos de acero tendrá el nivel de cloruros y sulfatos tolerable para evitar los efectos de la corrosión.

A petición de la Supervisión, el Contratista efectuará a su cuenta, los análisis de agua en un laboratorio acreditado, investigando principalmente los siguientes aspectos:

- *Ph*
- *Consumo de permanganato de potasio o de oxígeno*
- *Ácido carbónico libre*
- *Sulfatos*
- *Cloruros fosfatos*

Se considerará como parte del agua de mezcla requerida en la dosificación, el contenido de humedad de los agregados. La medición del contenido de humedad de los agregados será realizada sistemáticamente por cuenta del Contratista.

La tÁrea de proporcionar y distribuir el agua en la planta de producción de concreto es tÁrea a costo del Contratista como parte del proceso de producción del concreto.

El agua se considera apta para la mezcla o el curado si sus propiedades y contenidos en sustancias disueltas están comprendidos en los siguientes límites:

- *El contenido máximo de materia orgánica expresada en oxigeno consumido será de 3 mg/l (3 ppm).*
- *El contenido de residuo sólido no será mayor de 5 gr/l (5000 ppm.)*
- *El Ph estará comprendido entre 5.5 y 8.*
- *El contenido de sulfatos expresado en sulfato ión (SO_4) será menor de 600 p.p.m.*
- *El contenido de carbonatos de cloruros expresado en ión cloruro (Cl) será menor de 1 gr/l (1000 ppm.).*
- *El contenido de carbonatos y bicarbonatos alcalinos (alcalinidad total), expresado en Na CO_3, será menor de 1 gr/l (1000 ppm).*

2.12.4.2.3 Agregados

2.12.4.2.3.1 Generalidades

El Contratista proporcionará periódicamente al Supervisor, previamente a la dosificación de las mezclas, certificados de calidad de los materiales usados como agregados, de cuyo resultado dependerá la aprobación para el empleo de éstos.

El Supervisor podrá solicitar, cuantas veces considere necesarios nuevos análisis de los materiales en uso.

Se podrá permitir el uso de agregados con granulometría diferente a la especificada, siempre y cuando se hagan estudios calificados a satisfacción de la Supervisión que aseguren la producción de concreto de la calidad requerida.

Para los agregados empleados en concretos que han de estar sometidos a humedad, se preferirán los que no presenten en su composición mineralógica elementos potencialmente reactivos con los álcalis del cemento.

Se exceptúa el caso en el que el cemento contenga menos del 0.6% de álcalis, calculado como el equivalente de óxido de sodio (Na_2 O + 0.658 K_2 O), o cuando se adicione a la mezcla materiales que han demostrado ser capaces de controlar las expansiones inconvenientes debidas a la reacción álcali - agregado.

Los criterios de aceptación de los agregados deberán estar claramente establecidos en las especificaciones técnicas correspondientes.

Los agregados se obtendrán de material seleccionado de las excavaciones de la obra o de canteras apropiadas aprobadas por el Supervisor.

2.12.4.2.3.2 Agregado Fino

El agregado fino consistirá de arena natural u otro material inerte con características similares, sujeto a aprobación previa.

Será limpio, libre de impurezas, sales y sustancias orgánicas. La arena será de granulometría adecuada, natural o procedente de la trituración de piedras.

La cantidad de impurezas no excederá los límites indicados en las especificaciones técnicas generales en la tabla 2.12.4.2.3.2.1.

***Tabla 2.12.4.2.3.2.1** Límites de Sustancias Dañinas en el Agregado Fino*

Sustancias	Porcentaje en Peso
Arcilla o terrones de Arcilla	1 %
Carbón y Lignita	1 %
Material que pasa la malla Nº 200	3 %

Otras sustancias perjudiciales, tales como esquistos, álcalis, mica, granos recubiertos, pizarra y partículas blandas y escamosas no deberán exceder de los porcentajes fijados para ellas especialmente en las especificaciones técnicas, cuando la obra las requiera.

El agregado fino será de granulometría uniforme, debiendo estar comprendida entre los límites de un huso granulométrico indicados en la tabla 2.12.4.2.3.2.2.

Tabla 2.12.4.2.3.2.2 *Granulometría del Agregado Fino*

MALLA	PORCENTAJE DE PESO (Masa) QUE PASA LA MALLA			
	LÍMITES TOTALES %	Grueso %	Medio %	Fino %
9.50 mm (3/8")	100	100	100	100
4.75 mm (Nº 4)	89 - 100	95 - 100	85 - 100	89 - 100
2.36 mm (Nº 8)	65 - 100	80 - 100	65 - 100	80 - 100
1.18mm (Nº 16)	45 - 100	50 - 85	45 - 100	70 - 100
600 µm (Nº 30)	25 - 100	25 - 60	25 - 80	55 - 100
300 µm (Nº 50)	5 - 70	10 - 30	5 - 48	5 - 70
150 µm (Nº 100)	0 -12	2 - 10	0 - 12	0 - 12

**Incrementar a 15% para agregado fino triturado*

2.12.4.2.3.3 Agregado Grueso

El agregado grueso consistirá de piedra partida, grava, canto rodado, escorias de altos hornos o cualquier otro material inerte aprobado, con características similares o combinaciones de éstos. Deberá ser duro, con una resistencia última mayor que la del concreto en que se va emplear, químicamente estable, durable, sin materias extrañas u orgánicas adheridas a su superficie.

La cantidad de sustancias dañinas no excederá de los límites indicados en las especificaciones técnicas respectivas o en la tabla 2.12.4.2.3.3.1.

Tabla 2.12.4.2.3.3.1 *Límites de Sustancias Dañinas en el Agregado Grueso*

SUSTANCIAS	PORCENTAJE EN PESO
Fragmentos blandos	5 %
Carbón y Lignita	1%
Arcilla y terrones de arcilla	0.25 %
Material que pasa la malla Nº 200	1 %
Piezas delgadas o alargadas (Longitud mayor que 5 veces el espesor promedio)	10%

El agregado grueso deberá ser bien graduado, dentro de los límites de un huso granulométrico indicado en la tabla 2.12.4.2.3.3.2.

***Tabla 2.12.4.2.3.3.2 Límites** granulométricos para agregado grueso*

	3" (75 mm)	2 ½ " (63 mm)	2" (50 mm)	1 ½ " (37.5mm)	1" (25 mm)	¾ " (19 mm)	½ " (12.5mm)	3/8 " (9.5 mm)	Nº 4 (4.75mm)	Nº 8 (1.18mm)	Nº 16 (2.36mm)
21.2" a 11.2"	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	-	0 a 5	-	-	-	-	-
(63 a 37.5mm)											
2" a 1"		100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	-	0 a 5	-	-	-	-
(50 a 25 mm)											
2" a Nº 4		100	95 a 100	-	35 a 70	-	10 a 30	-	0 a 5	-	-
(50 a 4.75 mm)											
1 ½ " a ¾ "			100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	-	0 a 5	-	-	-
(37.5 a 1.9 mm)											
1½ " a Nº 4			100	100	-	35 a 70	-	10 a 30	0 a 5	-	-
(37.5 a 4.75 mm)											
1" a ½ "				100	90 a 100	20 a 55	0 a 10	0 a 5	-	-	-
(25 a 12.5 mm)											
1" a 3.8"				100	90 a 100	40 a 85	10 a 40	0 a 15	0 a 5	-	-
(25 a 9.5 mm)											
1" a Nº 4					95 a 100	-	25 a 60	-	0 a 10	0 a 5	-
(25 a 4.75 mm)											
¾ " a 3.8"					100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	0 a 5	-	-
(19 a 95 mm)											
¾ " a Nº 4						100	90 a 100	20 a 55	0 a 10	0 a 5	-
(19 a 4.75 mm)											
½ " a Nº 4						100	90 a 100	40 a 70	0 a 15	0 a 5	
(12.5 a 4.75 mm)											
3/8 " a Nº 8							100	85 a 100	10 a 30	0 a 10	0 a 5
(9.5 a 2.36mm)											

El tamaño máximo del agregado grueso, no deberá exceder los 2/3 del espacio libre entre barras de la armadura, de acuerdo al tipo y dimensiones del elemento a llenar; en todo caso, se observará lo recomendado en las especificaciones técnicas. La abrasión deber ser como máximo 40%.

2.12.4.2.3.4 Agregado Ciclópio

El agregado ciclópeo o pedrones consistirá en piedras grandes, duras, estables y durables, con una resistencia última mayor al doble de la exigida para el concreto en que se va a emplear. Su dimensión máxima no será mayor que 1/5 de la menor dimensión a llenarse. La piedra estará libre de material de cualquier especie pegada a su superficie.

La piedra será de preferentemente de forma angulosa y tendrá una superficie rugosa, para asegurar una buena adherencia con el mortero circundante.

2.12.4.2.4 Aditivos

Las siguientes especificaciones se refieren a los aditivos empleados en el concreto vaciado que serán propuestos por el Contratista si estima conveniente:

- *Aireantes*
- *Plastificantes*
- *Retardadores de fragua*
- *Puzolanas*

Su uso está limitado por lo indicado en las Especificaciones Técnicas y por la autorización de la Supervisión.

En algunos casos, previa autorización de la Supervisión, el Contratista podrá emplear aditivos en los concretos por convenir a sus sistemas de vaciado. El uso de tales aditivos, aunque sea autorizado, no eximirá al Contratista de sus propias responsabilidades respecto a las calidades y resistencias exigidas en las especificaciones para el concreto, y su uso no implicará costo adicional a los precios pactados.

El Contratista propondrá la dosificación de los aditivos e indicará las modalidades para su utilización teniendo presente las limitaciones impuestas por las condiciones ambientales (lluvia, temperatura, etc.), las normas del fabricante de los aditivos y/o las pruebas de laboratorio ejecutadas sobre los mismos. En caso de aditivos previamente diluidos, el Contratista deberá indicar las concentraciones de dichas soluciones para los efectos de control.

Los aditivos en polvo serán medidos en peso; los plásticos o líquidos podrán ser medidos en peso o volumen, con un límite de tolerancia del 3% de su peso efectivo. La consistencia y la calidad de los aditivos deberán ser uniformes. Casa tipo de aditivo deberá tener anexo, por cada suministro, el certificado de prueba del fabricante que confirme los límites de aceptación requeridos.

Antes del uso de los aditivos, el Contratista deberá presentar los resultados de ensayos que confirmen la calidad y la eficiencia del material. Al mismo tiempo, la Supervisión podrá ejecutar pruebas sobre muestras de aditivos y podrá también extraer muestras y ejecutar pruebas después que el aditivo haya sido entregado al almacén.

Cuando en el interior del concreto se coloquen piezas de metal galvanizado, no será permitido el uso de cloruro de calcio para acelerar el fraguado.

El Contratista deberá controlar continuamente el contenido de aire de la mezcla.

2.12.4.3 Mezclado

El Contratista deberá instalar en el lugar de la obra equipos que tengan la capacidad de asegurar la calidad y la continuidad de la producción requerida de concreto.

El Contratista deberá someter a la aprobación de la Supervisión la dosificación de la mezcla para cada clase de concreto y para cada estructura.

No se harán vaciados de concreto antes de verificarse, mediante los ensayos respectivos, que los tipos de mezcla propuestos cumplen con los requerimientos de resistencia y calidad detallados en las especificaciones técnicas y que están aprobados por la Supervisión.

La aprobación de la Supervisión a cierto dosaje de mezcla no eximirá al Contratista de su completa responsabilidad de producir el concreto de la calidad especificada.

El mezclado de los componentes del concreto se hará exclusivamente a máquina. El mezclado de pequeñas cantidades de concreto a emplear en caso de emergencia o para elementos no críticos de poca magnitud podrá hacerse por medios manuales.

El equipo de mezclado a utilizarse deberá contar con la aprobación del Supervisor antes de su empleo. Deberán tomarse las provisiones necesarias para el debido control del tiempo de mezclado.

Todo el concreto de una tanda deberá ser extraído del tambor antes de introducir la siguiente tanda. Los materiales que componen una tanda se introducirán en el tambor siguiendo el orden que se indica, si no hubiera otra indicación del Supervisor:

1. *10 % del Volumen de Agua*
2. *Grava, Cemento y Arena*
3. *El resto del agua*

El concreto retemperado mediante adición de agua no será vuelto a mezclar.

2.12.4.4 Transporte

El Contratista deberá proponer e implementar los métodos adecuados y convenientes para el transporte del concreto fresco desde la zona de mezclado a la zona del vaciado final para asegurar el abastecimiento continuo en el momento requerido en condiciones normales de trabajabilidad. Se tendrá en cuenta que en ningún caso el tiempo de transporte sea mayor que 30 minutos entre su preparación y su colocación, evitando la segregación, pérdida de materiales y propiedades de la mezcla.

Todo concreto que llegue al sitio donde será colocado con indicios de haber iniciado la fragua será desechado sin que el Contratista pueda efectuar ningún reclamo, El Contratista será responsable por cualquier daño producido por estos desechos.

2.12.4.5 Colocación

2.12.4.5.1 Generalidades

Los encofrados, el acero de refuerzo y todos los elementos que estarán empotrados en el elemento estructural, deberán haber sido limpiados de todo material extraño antes de colocar el concreto.

El concreto deberá ser colocado evitando la segregación de sus componentes, permitiéndose para su transporte el uso de bombas especiales. La colocación se hará en capas horizontales de un espesor tal que no exceda la capacidad del vibrador para consolidar el concreto.

En caso de bombeo, los equipos serán instalados de manera tal de evitar que la vibración resultante altere el concreto ya vaciado. La tubería de descarga deberá ser colocada en un punto tal que evite la segregación del concreto en los encofrados.

El concreto será colocado y vibrado en el lugar correspondiente antes de que comience el proceso de fraguado del mismo.

Al interrumpirse el vaciado, las superficies expuestas del concreto deberán protegerse de la introducción de materias extrañas e igualarse a capas horizontales y/o escalonadas.

El concreto podrá ser vaciado sólo cuando la Supervisión haya concluido todas las inspecciones necesarias y dado, en base a las mismas, su autorización para este trabajo.

La operación de colocación y vibrado de la mezcla será realizada por el Contratista, hasta una junta de construcción o cualquier otra junta pre-establecida, la misma que necesitará obligatoriamente la aprobación de la Supervisión con respecto a su forma y localización.

El vibrado de las estructuras deberá realizarse con vibradores a inmersión eléctricos o neumáticos. Donde no sea posible realizar el vibrado por inmersión, deberán usarse vibradores aplicados a los encofrados, previa autorización de la Supervisión.

No se aceptarán para el llenado, concretos que tengan más de 30 minutos de preparados, haciéndose la salvedad que los que no hayan sido utilizados de inmediato deberán haberse mantenido en proceso de agitación adecuada hasta su utilización, siempre que este tiempo no sobrepase los 30 minutos citados.

Al depositar el concreto en los encofrados, inmediatamente después deberá ser convenientemente compactado, para lo cual se usarán aparatos de vibración interna o cualquier otro método conveniente para este fin. El Contratista dispondrá de un número suficiente de vibradores.

Los vibradores a inmersión de diámetro inferior a 10 cm deberán tener una frecuencia mínima de vibración de 7,000 revoluciones por minuto. Los vibradores de diámetro superior a 10 cm deberán tener una frecuencia mínima de 6,000 revoluciones por minuto. Los vibradores de encofrado deberán trabajar por lo menos con 8,000 revoluciones por minuto.

No se podrá iniciar el vaciado de una nueva capa antes que la inferior haya sido completamente vibrada. Se deberán espaciar en forma sistemática los puntos de inmersión del vibrador con objeto de asegurar que no se deje parte del concreto sin vibrar.

En caso de que durante el vaciado, la caída libre del concreto en el encofrado sea mayor de 2 m, se deberá usar embudos, cuya salida deberá siempre estar en contacto con la capa inferior, de manera tal, que el concreto salga siempre fresco, es decir, que el concreto al verterse esté siempre en contacto con el concreto recién vertido.

En estructuras ubicadas bajo el agua y otras exceptuadas especialmente, se evitará el uso de vibradores. Las medidas para este tipo de estructuras serán dadas en las especificaciones técnicas generales.

La colocación del concreto en cada sección de la estructura será hecha en forma continua, sin interrupción entre las juntas de construcción o de expansión previstas. Si en caso de emergencia es necesario suspender la colocación del concreto antes de completar una sección, será necesaria la colocación de llaves de unión adecuadas, previa aprobación del Supervisor.

Preferentemente el colocado del concreto deberá efectuarse en el día, salvo que el Contratista dote de suficiente iluminación el área de trabajo, para garantizar la buena ejecución de los trabajos, lo cual deberá ser aprobado por el Supervisor.

La temperatura del concreto durante su puesta en obra no deberá superar los 32ºC ni ser inferior a los 5ºC.

Para respetar estos límites en condiciones climáticas desfavorables, el Contratista, previa autorización de la Supervisión, deberá emplear sistemas adecuados, a fin de evitar pérdida por asentamiento, fragua instantánea, o juntas frías, o, para enfriar los agregados, el agua.

No se podrá realizar el vaciado de concreto al aire libre durante las lluvias continuas cuya intensidad sea mayor de 4 mm/hora, lo cual será precisado a criterio de la Supervisión.

En cualquier caso se podrá efectuar el vaciado de estructuras al cubierto, siempre que en los vehículos de transporte en concreto no sea afectado por la lluvia.

Se tomarán las previsiones del caso a fin de eliminar el agua circundante en el área de trabajo.

Durante y después de la colocación del concreto, se tomarán las medidas para no dañar el concreto o alterar la unión con el acero de refuerzo.

2.12.4.5.2 Cimentaciones

Las cimentaciones se construirán estrictamente de acuerdo a los planos, después de alcanzar la cota de cimentación y con la aprobación escrita del Supervisor.

Todas las cimentaciones serán encofradas para su llenado; en el caso del llenado de excavaciones el concreto no será vertido contra las paredes de las excavaciones. En roca se permitirá no emplear encofrados.

La altura de los cuerpos parciales en que se efectuará el llenado no deberá exceder de 3 m, debiendo asegurarse el compactado del concreto especialmente en las partes inferiores de las formas.

La cota de cimentación indicada en los planos no es definitiva, debiendo ésta ser confirmada en obra por el Supervisor.

2.12.4.5.3 Superestructuras

Cada elemento de la superestructura, sea la losa del tablero, vigas-losa o vigas cajón, se constituirá estrictamente de acuerdo a los planos, debiendo efectuarse el llenado por tramos y por los frentes que sean dispuestos en las especificaciones constructivas.

Antes de la colocación del concreto, deberán ser inspeccionados los encofrados y la armadura de refuerzo para cerciorarse que estén en su ubicación correspondiente y para que la losa de concreto resultante sea de las dimensiones estipuladas en los planos, con las consideraciones de bombeo y contraflechas.

En caso de vigas T con más de 1.20 m y vigas-cajón, la losa superior no será llenada hasta que el alma de las vigas tenga al menos 5 días de llenado.

2.12.4.5.4 Arcos

El concreto en las estructuras de arco será colocado de modo tal que se observe la uniformidad y simetría en las cargas de los elementos. La disposición de los elementos del arco y la secuencia de colocación deberá evitar la formación de esfuerzos iniciales en el refuerzo. La secuencia constructiva deberá ser aprobada por el Supervisor.

Los elementos del arco serán unidos en conjunto mediante llaves adecuadas o dowels, según se considere conveniente.

2.12.4.6 Juntas de Construcción

Las juntas de construcción estarán localizadas donde se indique en los planos respectivos o en su defecto donde sea indicado por el Supervisor. Las juntas deberán ser perpendiculares a las líneas principales de fatiga y en general estarán localizadas en los puntos donde el esfuerzo cortante sea mínimo.

En juntas de construcción horizontales, se colocarán listones alineadores de 4 cm de espesor dentro de los encofrados a lo largo de todas las caras cubiertas para dar líneas rectas a la junta. No se emplearán llaves de corte, a menos que sean indicados en los planos.

En juntas de construcción verticales, las barras de refuerzo deberán ser extendidas a través de la junta, de tal manera que la estructura resulte monolítica, además de haber dejado en tales casos llaves de corte formados por endentaduras de las superficies.

Antes de colocar el nuevo concreto fresco, las superficies de las juntas de construcción deberán ser enteramente picadas con una herramienta adecuada aprobada por el Supervisor para eliminar natas y materiales sueltos e indeseables, deberán ser limpiadas y luego empapadas en agua hasta su saturación, conservándolas saturadas hasta colocar el concreto nuevo.

El concreto de las subestructuras será colocado de tal manera que todas las juntas de construcción sean horizontales y, si es posible, no queden visibles en la estructura terminada.

2.12.4.7 Curado y Protección

Antes de comenzar el desencofrado el Contratista deberá tener listo para su instalación, todo el equipo necesario para curar y proteger adecuadamente el concreto. Las superficies del concreto deberán ser protegidas si es preciso del agua, vibraciones y otros factores perjudiciales que puedan alterar su integridad y calidad.

Toda superficie de concreto será conservada húmeda por lo menos durante 7 días, después de la colocación del concreto, si se ha usado cemento Portland Normal, y durante 3 días si se ha usado cemento de alta resistencia inicial.

El agua para el curado deberá estar limpia y libre de elementos que puedan manchar o decolorar el concreto, de manera objetable.

El curado se iniciara tan pronto se haya iniciado el endurecimiento del concreto y siempre que no sirva de lavado de la lechada de cemento.

En todo caso, se conservará estos materiales mojados por todo el periodo de curado. Todas las demás superficies que no hayan sido protegidas por encofrados, serán conservadas completamente mojadas, ya sea rociándolas con agua o por medio de esteras de algodón o tejidos adecuados hasta el final del periodo de curado.

Las superficies horizontales y las superficies acabadas que deban ser curadas con arena saturada, deberán cubrirse con una capa no menor de 5 cm de este material, la cual deberá mantenerse distribuida uniformemente y saturada continuamente durante el período de curado correspondiente.

2.12.4.8 Control de Calidad

2.12.4.8.1 Agregados

Los ensayos para el control de calidad de los agregados deberán llevarse a cabo de acuerdo a las N.T.N. ITINTEC. La Supervisión ordenará y fiscalizará la ejecución de los ensayos de rutina para el control y los análisis de los agregados en las varias etapas de las operaciones de tratamiento, transporte, apilamiento, recuperación y dosificación, ejecutándose los siguientes ensayos:

- *Análisis granulométrico (N.T.N. ITINTEC 400.012)*
- *Impurezas orgánicas en la arena (N.T.N. ITINTEC 400.013)*
- *Peso específico y absorción de las gravas (N.T.N. ITINTEC 400.021)*
- *Peso específico y absorción de las arenas (N.T.N. ITINTEC 400.022)*
- *Ensayos de abrasión Los Angeles (N.T.N. ITINTEC 400.019 u 400.020 Agregado grueso)*
- *Ensayos de inalterabilidad al sulfato de sodio (N.T.N. ITINTEC 400.016)*
- *Peso unitario de los agregados (N.T.N. ITINTEC 400.017)*
- *Determinación de humedades naturales (N.T.N. ITINTEC s/n).*
- *Reactividad potencial alcalina de combinaciones cemento - agregado (N.T.N. ITINTEC 334.067)*

El Contratista, con un mínimo de 30 días de anticipación a la fecha programada para comenzar los trabajos de concreto, colocará a disposición de la Supervisión un laboratorio para los ensayos de calidad del concreto incluyendo todos los aparatos necesarios y los materiales para los ensayos, como aparatos para pruebas de rigidez, resistencia a la compresión y permeabilidad y también para los ensayos del cemento, en especial los que tienen que ver con finura de los materiales, constancia de volumen, fraguado, resistencia a la flexo-tracción y resistencia a la compresión.

Los aparatos instalados por el Contratista deben también incluir equipo para el ensayo de los agregados, como granulometría, forma de partículas, elementos perjudiciales y en especial la reactividad potencial alcalina de combinaciones cemento/agregado.

Los ensayos que requieran de un equipo demasiado grande pueden ser ejecutados por un laboratorio reconocido aprobado por la Supervisión, a costo del Contratista.

2.12.4.8.2 Concreto

Es responsabilidad del Contratista, preparar la mezcla de forma tal que se obtenga un concreto homogéneo y de calidad.

A más tardar 3 semanas después de instalado en el sitio, el Contratista realizará un número suficiente de ensayos para distintas composiciones de mezcla, en conformidad con las prescripciones que se detallan a continuación.

Para todas las variantes de mezcla, el Contratista suministrará a la Supervisión todos los detalles y pruebas referentes a las mismas, y en general, todos los detalles que la Supervisión requiera, reservándose esta el derecho de pedir al Contratista otras pruebas o de ejecutarlas directamente y a costo del Contratista.

El factor agua/cemento, incluyendo el agua contenida en los agregados, aprobado por la Supervisión para cada clase de concreto no se podrá aumentar por el Contratista en ninguna circunstancia.

Sobre muestras de concreto tomadas directamente de la mezcladora, se efectuarán las pruebas de revenimiento (SLUMP) que la Supervisión considere necesaria. Estas pruebas efectuarán por cada 50 m^3 de concreto producido y/o cada cambio de la calidad y/o composición del concreto y sus resultados deberán ser conformes a los valores indicados en los planos.

Las pruebas para verificar la resistencia se efectuarán para cada 50 m^3 de cada clase de concreto producido. Cuando el volumen de concreto a producir en un día sea menor de 50 m^3 se efectuará una prueba por cada clase de concreto, o como lo ordene la Supervisión.

Los moldes para la toma de muestras, la preparación y curado de los testigos y la prueba de resistencia del concreto a la compresión se realizará según las N.T.N ITINTEC 339.033, 339.034 y 339.036.

De los seis cilindros que comprenden una prueba se ensayarán tres a los 7 días y los otros 3 a los 28 días.

El resultado de las probetas ensayadas a los 7 días servirá de referencia de la resistencia esperada a los 28 días y cuando sus resultados hagan presumir bajas resistencias, el Supervisor indicará las medidas correctivas que deberá adoptar el Contratista.

En el caso de no alcanzarse la resistencia requerida y cuando los resultados de las pruebas no cumplan las condiciones especificadas, la Supervisión ordenará variaciones de dosificación y las eventuales siguientes medidas, siempre a cargo del Contratista:

a. *Extracción de un número suficiente de testigos del concreto en obra correspondiente a la prueba o grupo de pruebas no satisfactoria. Los mismos serán extraídos y probados de acuerdo con las Normas ASTM C-42 con el fin de establecer si las pruebas que no reúnen las condiciones son representativas o no.*

b. *Ejecución de pruebas de carga u otros ensayos sobre la parte de estructura correspondiente a la prueba que no resulte satisfactoria.*

En el caso que la Supervisión considere que los resultados de las investigaciones adicionales mencionadas no han sido satisfactorios, podrá ordenar el refuerzo o la demolición de la estructura correspondiente. Los trabajos de reparación y reconstrucción correrán a cargo del Contratista y serán sometidos a la aprobación de la Supervisión.

2.12.5 Armadura de Refuerzo

2.12.5.1 Generalidades

Los trabajos comprendidos en esta sección consistirán en el suministro de toda la mano de obra, materiales y equipos y en la realización de toda la obra para la provisión, almacenamiento, transporte, de listas detalladas por cada tipo para su habilitación en obra, limpieza, instalación y fijación en la posición indicada del acero de refuerzo y mallas soldadas de acero de refuerzo, conforme a los planos, a estas especificaciones y como lo requiera la Supervisión.

El acero estará formado por barras corrugadas de diámetros establecidos en el proyecto, debiendo estar conforme a lo establecido para barras de acero usualmente en la práctica y en las especificaciones técnicas generales. El Contratista deberá presentar la certificación de calidad proporcionado por el fabricante para su aprobación por el Supervisor.

2.12.5.2 Transporte y Almacenamiento

El acero de refuerzo será despachado en atados debidamente rotulados y marcados debiendo, además, acompañar a cada envío lo informes de ensayo certificados por la fábrica, que se entregarán a la Supervisión antes de ingresar el material al Sitio. El acero de refuerzo deberá almacenarse por encima del nivel del suelo, sobre plataformas, largueros u otros soportes y deberá ser protegido hasta donde sea posible, de daños mecánicos y deterioro superficial.

2.12.5.3 Lista de Materiales

Todas las listas de materiales y diagramas de doblado de las barras de refuerzo serán preparadas por el Contratista, y presentadas con la debida anticipación a la puesta en obra para su aprobación por la Supervisión. No se deberá cortar ni doblar el material hasta que las listas no hayan sido aprobadas. Tal aprobación por parte de la Supervisión no desligará en ninguna forma al Contratista de su responsabilidad de la exactitud de tales listas. Cualquier gasto debido al cambio del material suministrado, a fin de que esté de acuerdo con los requerimientos de los planos y especificaciones, correrá a cargo del Contratista.

Los planos de detalle de los refuerzos preparados por el Contratista serán elaborados en base a los planos del Proyecto o a los proporcionados por la Supervisión.

2.12.5.4 Construcción

Todas las barras antes de usarlas deberán estar libres de defectos y completamente limpias, es decir sin polvo, pintura, óxido, grasas o cualquier otra materia que disminuya su adherencia.

Las barras deberán ser cortadas y dobladas en frío, de acuerdo a la forma y dimensiones estipuladas en los planos. A menos que se especifique otra cosa, los estribos y barras de amarre deberán ser doblados alrededor de un pivote de diámetro no menor de 2 veces el diámetro de la barra; para otras barras, el doblado deberá hacerse alrededor de un pivote de diámetro no menor a 6 veces el diámetro de la barra.

En caso de usarse ganchos para el anclaje de las barras y a menos que se estipule otra cosa en los planos, estos deberán tener un radio no menor de 3 veces el diámetro de la barra y una extensión al extremo libre de por lo menos 12 diámetros de la barra.

Toda la armadura deberá ser colocada exactamente en su posición según lo indicado en los planos y firmemente sujetada durante la colocación del llenado y la vibración del concreto.

Las barras deberán ser atadas en todas las intersecciones, excepto cuando el espaciamiento entre ellas es menor que 0.30 m en cualquier dirección, en cuyo caso se atarán alternadamente. No se permitirá la soldadura en las intersecciones de las barras, a menos que sea autorizado por el Supervisor.

La ubicación del refuerzo indicada en los planos deberá ser lograda por medio de soportes de mortero espaciadores o tirantes, aprobados por la Supervisión. De la misma forma se procederá para lograr el espaciamiento de las barras.

El recubrimiento mínimo deberá ser el mostrado en los planos. Cuando allí no se indique ningún recubrimiento mínimo, éste no deberá ser menor del indicado en la tabla 2.12.5.4.1, ni menor que el tamaño máximo del agregado + 5mm.

Tabla 2.12.5.4.1 *Recubrimiento Mínimo del Refuerzo*

Tipo	*Recubrimiento (mm)*
Superficies expuestas a aguas sujetas a la abrasión	*100*
Concreto en contacto con roca, suelo o agua	*75*
Vigas, columnas, muros	*50*
Concreto pre-vaciado	*25*

El recubrimiento deberá incrementarse según la profundidad esperada de cualquier tratamiento superficial, por ejemplo en el caso de bruñas.

Los empalmes entre las barras serán aquellos detallados claramente en los planos, tanto en ubicación como en su naturaleza, sean traslapes mecánicos, empalmes soldados o con acopladores; aparte de ellos, no serán permitidos otros empalmes, salvo autorización escrita del Supervisor. Los empalmes soldados no serán usados en barras con cubierta epóxica, para evitar alteraciones en la cubierta.

En general, los empalmes de varillas verticales no deberán espaciarse a distancias menores de 6 m y los de varillas horizontales a distancias no menores de 9m.

En caso que el Contratista use barras más cortas que las indicadas, los empalmes adicionales utilizados no le serán reconocidos, quedando éstos a su cargo. Además, previamente al empleo de varillas cortas, deberá solicitar la autorización de la Supervisión.

Los empalmes de barras paralelas deberán alternarse en una distancia mínima de 40 diámetros.

2.12.5.5 Tolerancias

Las varillas empleadas para el refuerzo de concreto deben cumplir con las siguientes tolerancias de habilitación:

- *A lo largo del corte* $\pm$ *2.5 cm*
- *En la extensión de las varillas* $\pm$ *1.25 cm*
- *En las dimensiones extremas de estribos anillos y espirales* $\pm$ *1.25 cm*
- *Otros dobleces* $\pm$ *2.5 cm*

Las varillas serán colocadas de acuerdo a las siguientes tolerancias:

- *Distancia a la superficie* $\pm$ *0.5 cm*
- *Mínimo espaciamiento entre varillas* $\pm$ *0.5 cm*
- *Varillas superiores en losas y vigas:*
  a. *(a) Elementos de espesor menor de 20 cm* $\pm$ *0.5 cm*
  b. *(b) Elementos de espesor mayor de 20 cm, pero no mayor de 60 cm.* $\pm$ *1.5 cm*
  c. *Elementos de espesor mayor de 60 cm* $\pm$ *2.5 cm*
- *En el cruce de elementos estructurales* $\pm$ *5.0 cm*
- *La localización longitudinal de los dobleces y los cortes del refuerzo deben ser de* $\pm$ *5 cm, excepto en los extremos discontinuos de elementos, en los que la tolerancia debe ser de* $\pm$ *1.5 cm.*

2.12.6 Estructuras Metálicas

2.12.6.1 Generalidades

El alcance de los trabajos comprenderá la provisión de toda la labor, planta, equipos y materiales y la ejecución de todos los trabajos necesarios para el diseño de detalle, manufactura, ensamble en fábrica, pintura, ensayos, despacho, instalación, supervisión, pruebas de aceptación, puesta en operación y garantía de las estructuras de acero.

Para la fabricación y montaje de las estructuras de acero, el Contratista se ceñirá estrictamente a lo indicado en los planos de construcción, a las normas de fabricación, así como a las especificaciones técnicas.

Los componentes de la estructura metálica serán preparados en talleres certificados para tales trabajos, para su posterior ensamblaje e instalación en obra, de acuerdo a los detalles de geometría y uniones presentados en los planos.

El Supervisor inspeccionará los trabajos de fabricación en el taller o en obra, no debiendo empezar los trabajos hasta que el Supervisor haya sido notificado.

De acuerdo a lo estipulado en los planos y las Especificaciones Técnicas, el Contratista deberá:

a. *Suministrar todos los materiales o equipos, fabricar, transportar, colocar, acabar y proteger el acero.*
b. *Construir, montar y desmantelar toda estructura auxiliar que se necesitara para la colocación de las diversas estructuras principales.*
c. *Identificar y marcar todos los elementos de acuerdo a los planos de montaje para su posterior identificación, y erección en sitio.*
d. *Dar todas las facilidades a la Supervisión para la inspección.*
e. *Remover, descolgar y reponer o reparar los trabajos que la Supervisión considere defectuosos.*
f. *Suministrar servicios como agua, energía eléctrica y otros.*
g. *Desalojar todo el material de desecho o sobrantes de los lugares de construcción, sin restricción de distancias de transporte.*
h. *Avisar a la Supervisión, de la colocación de los equipos, con 24 horas de anticipación.*
i. *Verificación de cotas, pendientes y alturas en general.*

2.12.6.2 Materiales

Los materiales estarán definidos en las especificaciones y serán listados en cada caso particular en los correspondientes planos de fabricación.

Todos los materiales deberán satisfacer los requisitos de las especificaciones y serán suministrados, con sus correspondientes certificados de calidad a satisfacción de la Supervisión.

La Supervisión, a su criterio, podrá requerir la ejecución de pruebas de calidad (mecánicas/químicas) de los materiales, cuando se requiera mayor confiabilidad.

Cualquier cambio en las especificaciones de los materiales, sugerido por el Contratista, deberá contar previamente con la aprobación de la Supervisión. El abastecimiento del acero se hará de acuerdo a los grados de acero indicados en los planos. En caso de elementos tubulares, podrán ser formados en frío o en caliente, así como podrán estar unidos con soldadura o ser de sección neta, según las especificaciones técnicas.

El material para pernos de alta resistencia, tuercas y arandelas para las uniones, deberá cumplir con las normas indicadas en las especificaciones técnicas. Las tuercas galvanizadas y los pernos deberán ser lubricados convenientemente con un aceite adecuado y de tonalidad visible, para facilitar la

inspección visual antes de la fabricación. Estos elementos serán marcados para su identificación durante los trabajos, indicándose el tipo de material claramente.

El galvanizado de elementos ferrosos distintos a los pernos, se llevará a cabo de acuerdo a lo mostrado en los planos o cuando sea especificado especialmente.

2.12.6.3 Fabricación

2.12.6.3.1 Planos y Dibujos

Los planos y dibujos para fabricación serán desarrollados por el Contratista de acuerdo a las normas tradicionales de representación para estructuras de acero, mostrando tamaños, detalles y las ubicaciones relativas de los miembros componentes de la estructura.

Las dimensiones que aparecen en los planos se encontrarán referidas al sistema métrico y en cuanto a estructuras de acero se refiere, estarán expresadas en milímetros (mm). La simbología para las soldaduras corresponderán a la convención definida por las especificaciones del "American Welding Society" teniendo en cuenta que las medidas de los cordones de soldadura se expresarán en milímetros.

2.12.6.3.2 Ejecución

El acero estructural deberá estar libre de sustancias extrañas, tales como grasas y otras impurezas, debiendo estar protegido contra la corrosión. Será almacenado en plataformas que impidan el contacto con el terreno. Los materiales de diferente resistencia serán identificados mediante códigos convenientemente fijados para tal propósito.

Las placas de acero para elementos principales serán cortadas de tal modo que la dirección principal del laminado sea paralela a la dirección del esfuerzo principal que soportarán los elementos.

En caso de emplear el corte con oxígeno, deberá hacerse con máquina. Los bordes cortados con oxígeno que estarán sujetos a esfuerzos o que recibirán soldadura, deberán quedar rectos y libres de imperfecciones.

No se permitirán imperfecciones mayores de 3/16 de pulgada. Las imperfecciones mayores de 3/16 debidas al proceso de cortado deberán eliminarse esmerilando al borde.

Todas las esquinas entrantes deberán ser redondeadas con un radio mínimo de ½ pulgada y deberán estar libres de entalladuras.

Los bordes extremos de planchas soldadas, cortadas de más de 16 mm de espesor que lleven esfuerzos calculados, deberán ser esmerilados y rebajados en 6 mm.

Deberá tenerse en cuenta las reparaciones que tuviera que hacerse en caso que sean detectadas discontinuidades detectadas en el proceso de inspección de corte de planchas antes de la fabricación, durante la soldadura y durante el examen rutinario de las uniones soldadas por radiografías, en planchas y en todos los espesores de los elementos.

Estos defectos incluyen mayormente discontinuidades por vacíos de gases, hornadas o bolsas de contracción, las cuales se manifiestan como "fallas de laminación o tubificación" caracterizadas por una separación distinta del material que es paralelo al plano de la plancha.

En proporciones menores, esto puede incluir discontinuidades que resulten de escoria entrampada, producto de desoxidación las cuales se manifiestan como depósitos de materiales extraños al acero. Se considerará que estas discontinuidades adquieren naturaleza notable cuando se localizan en un mismo plano y en un 5% del espesor de la plancha y separadas por una distancia menor que la longitud menor de 2 discontinuidades adyacentes.

Los métodos correctivos no se aplicarán a material esforzado en tensión a través de todo su espesor. Los remates de todas las discontinuidades internas en caso de presentar evidencias exteriores, deberán ser explorados en toda su profundidad por inspección ultrasónica de las planchas. La

Supervisión podrá solicitar pruebas de ultrasonido a todas las planchas que muestren evidencias sospechosas de presentar discontinuidades como las descritas anteriormente y rechazar las que presentaran fallas notables que puedan comprometer la resistencia de la estructura.

El enderezado de placas, ángulos o elementos construidos en obra, será permitido por el Supervisor o será establecido en las especificaciones técnicas como parte de los trabajos de fabricación. Los métodos empleados para el enderezado no producirán fracturas ni irregularidades en los elementos metálicos. Si se requiriese enderezar al material, esta operación puede hacerse por medios mecánicos preferentemente en frío o por la aplicación localizada de cantidad limitada de calor a temperaturas que no dañen o cambien las propiedades físicas del material. En caso de fractura evidente, el Supervisor dispondrá el rechazo de la pieza alterada.

Los orificios para los pernos podrán ser hechos mediante taladros, dejando la holgura necesaria en función del elemento estructural y la resistencia del acero. A menos que se indiquen en las especificaciones técnicas, los huecos para pernos serán de 1.60 mm mayores que el diámetro nominal del perno. Si el espesor del material no es mayor que el diámetro nominal del perno, los huecos deberán ser hechos con taladro o subpunzados y escariados.

El troquel para los huecos subpunzados y el taladro para los huecos subtaladrados serán por lo menos de 1.60 mm menores que el diámetro nominal.

En las juntas empernadas con pernos de alta resistencia, en las que el apriete es por fricción entre las planchas y los pernos donde éstos trabajan netamente a la tracción, su ajuste se hará mediante llaves de torque, con especial cuidado en la tolerancia del diámetro del hueco de modo que el perno no trabaje al corte.

Los orificios en las conexiones y los empalmes de elementos principales de armaduras, arcos, vigas continuas, torres, etc., serán subtaladradas en campo y luego escariadas durante el ensamblaje, o bien serán taladradas desarrollando el orificio completo en una plantilla de acero. Los trabajos deberán ser inspeccionados cuidadosamente por el Supervisor.

Los pines y rodillos deberán estar colocadas adecuadamente, de acuerdo a lo indicado en los planos; deberán mantener lisas y libres de grietas e imperfecciones.

Los agujeros para los pines serán hechos de un diámetro menor en 50 mm que el diámetro final del pin. Estos agujeros deberán ser derechos y estar libres de alabeos, ubicados en la línea central de la barra.

Las uniones en compresión que dependen de la superficie en contacto deberán tener sus superficies de contacto preparadas y ajustadas a un plano común por medio de fresado, sierra u otros medios adecuados.

Las tolerancias en el alineamiento de los elementos de la estructura deberán conformar con la norma ASTM-A-6. Los miembros en compresión no tendrán una desviación en su alineamiento mayor a 1/100 de su longitud axial entre puntos de arriostre lateral.

Los miembros estructurales terminados deberán estar libres de torceduras, dobleces y uniones abiertas.

Las abolladuras o dobleces serán causa suficiente para el rechazo del material.

Los rigidizadores extremos de las vigas principales y todos aquellos que hayan sido colocados para soportar cargas concentradas deberán tener un contacto pleno con las alas a las cuales transmitan las cargas o de las cuales reciban las cargas. Los rigidizadores que no soporten cargas concentradas deberán tener un ajuste adecuado para por lo menos impedir el pase en ellos de agua, una vez que hayan sido pintados.

El Contratista deberá proporcionar todas las facilidades que requiera la Supervisión para efectuar inspección del material en el proceso de fabricación en taller y debe garantizarle acceso libre a todas las áreas donde se estén efectuando los trabajos de fabricación. La Supervisión posee la plena

autoridad para rechazar los procesos de fabricación que encuentre que no se están ciñendo a las normas aquí especificadas.

2.12.6.3.3 Soldadura

La soldadura deberá hacerse por el proceso de arco eléctrico y deberá conformar con lo especificado en la última edición del código de soldadura en la construcción de edificios del American Welding Society, incluyendo los biseles y preparación de soldadura.

Los electrodos que no sean utilizados en el lapso de 4 horas después de ser retirados de sus envases herméticamente cerrados, deberán ser secados nuevamente antes de ser utilizados.

Las superficies por soldar deberán estar libres de costras de laminado, escorias, oxidación suelta, grasa, pintura u otra materia extraña, excepto costras de laminado que queden después de cepillar fuertemente la superficie con cepillo de alambre. Las superficies de bordes deberán estar libres de rebabas y otras imperfecciones.

La separación de partes a soldar con soldaduras de filete deberá ser la mínima, en ningún caso esta separación excederá de 4.80 mm. Si la separación es de 1.60 mm o mayor, el espesor del filete, será incrementado en la dimensión de la separación.

Las partes que van a soldarse a tope deberán estar alineadas cuidadosamente. Los desalineamientos mayores de 3.20 mm deberán corregirse. Al efectuar la corrección, las partes no deberán quedar con pendientes mayores de 1 cm por cada 25 cm.

El proceso y secuencia de ensamblaje y unión de las partes deberá ser tal que evite distorsiones y minimice esfuerzos de acortamiento. Cuando sea imposible evitar esfuerzos residuales altos en las soldaduras de cierre de una estructura con uniones rígidas, las soldaduras de cierre se harán en los elementos de compresión.

Toda soldadura a bisel de penetración total será hecha manualmente excepto cuando se ejecute con ayuda de material de apoyo o se suelde en posición horizontal de ambos lados en material de bordes a escuadra de espesor no mayor que 5/16 de pulgada, con abertura en la raíz no menor que la mitad del espesor de la menor de las partes soldadas.

Las uniones soldadas a bisel deberán terminar en los extremos de manera tal que se asegure su solidez.

Las soldaduras expuestas serán alisadas esmerilándolas excepto indicación contraria de la Supervisión.

Previo al inicio de los trabajos de soldadura, el Contratista deberá contar con los certificados expedidos a los soldadores y que no tengan una antigüedad mayor de 12 meses antes del inicio de la fabricación de la estructura de acero.

La Supervisión podrá exigir una prueba de calificación de los soldadores, bajo su control.

2.12.6.3.3.1 Ingeniería de Soldadura

La inspección de soldaduras deberá iniciarse tan pronto hayan sido completadas. Adicionalmente a cualquier inspección radiográfica realizada según los requerimientos de la norma AWS D-1. 1-72 y los requerimientos de pruebas radiográficas o de resonancia magnética que se mencionan a continuación, todas las soldadura en obra serán visualmente inspeccionadas pudiéndose hacer pruebas adicionales en caso de tener evidencia visual de una posible mala ejecución de la soldadura.

La prueba de soldadura que deberá realizarse es la siguiente:

- *Ensayo Radiográfico (Rayos "X")*

  Las soldaduras a tope de penetración total deberán ser comprobadas radiográficamente de acuerdo a lo siguiente:

- *Todos los empalmes en tensión y todos los sujetos a esfuerzos reversibles en miembros principales con la excepción de almas de vigas profundas en las cuales solamente se tomará 1/6 del peralte del alma.*
- *10 % por muestreo de todos los empalmes que trabajen a compresión y corte. El máximo de espaciamiento de radiografías será de cuatro veces la longitud de la placa radiográfica. En caso de detectarse en las pruebas tomadas por muestreo defectos en más del 10% de las radiografías tomadas para empalmes, por presión y corte de los miembros, se deberá radiografiar todos los empalmes a compresión hasta que los resultados de los ensayos sucesivos, caigan por debajo del 10% de defectos, en cuyo caso el muestreo regresará nuevamente al 10%.*
- *En caso de que las radiografías indiquen defectos que impliquen rechazo, se deberá radiografiar las áreas comprendidas a cada lado del defecto para determinar la magnitud y la extensión de la falla.*
- *Todas las soldaduras que hayan sido encontradas defectuosas deberán ser nuevamente radiografiadas luego de ser reparadas.*
- *Se deberá supervisar la toma de las radiografías, examinar e interpretar las radiografías y los informes técnicos del Contratista de radiografías; aprobar las radiografías que se encuentren satisfactorias y desaprobar o rechazar las radiografías que no sean satisfactorias. El Contratista deberá contar con métodos apropiados para reparar soldaduras que no hayan sido satisfactoriamente ejecutadas.*

Además de las pruebas de rayos X, se deberá utilizar la prueba de tintes penetrantes, pruebas de ultrasonido y pruebas de partículas magnéticas.

- *La totalidad de los cordones de soldadura deberán probarse mediante líquido penetrante y todas las soldaduras a tope de +6 mm de espesor, mediante ultrasonido.*

2.12.6.4 Transporte

El Contratista deberá hacer todos los arreglos necesarios para el embalaje; se deberá tomar las precauciones para un adecuado embarque y desembarque, de tal manera de asegurar que los diferentes elementos de la estructura lleguen en buenas condiciones y completos a la obra.

El Contratista antes de transportar la estructura a la obra, durante la recepción de la misma verificará que todos sus elementos correspondan en dimensiones, peso, cantidad, identificación y descripción a las descritas por el fabricante en el respectivo listado de materiales que conforman la superestructura total del puente.

Cada miembro de la estructura de acero deberá ser especialmente identificado con marcas para el montaje y el Contratista deberá contar con un diagrama que muestre las marcas de erección de cada uno de los elementos.

El Contratista deberá siempre poseer las copias de las órdenes de materiales, envíos de carga y diagramas de montaje. Los miembros que pesen más de tres toneladas deberán tener indicados en ellos su peso de envío. Deberán ser marcados y transportados de tal manera que durante su transporte y manipuleo no estén sometidos a cargas excesivas.

Cuando las vigas van a ser llevadas a lugares de dificil acceso por vehículos de transporte, se fabricarán en segmentos cuyas longitudes sean como máximo de 10.00 m.

2.12.6.5 Ensamblaje

El Contratista verificará antes del montaje de las estructuras que todos los elementos hayan sido fabricados con todas sus dimensiones y cotas exigidas en los planos y que los dispositivos de apoyo hayan sido propiamente colocados en los estribos de cada puente.

El Contratista deberá efectuar el montaje de la estructura de acero, retirar las construcciones temporales y efectuar todos los trabajos necesarios para completar las estructuras especificadas en el proyecto de acuerdo con los planos y las especificaciones técnicas.

El Contratista deberá elaborar todos los planos que describan claramente la maniobra de ensamble que debe ejecutar, incluyendo en estos planos, cálculos de esfuerzos de montaje e instalaciones durante las maniobras.

Los elementos de la estructura de acero serán propiamente almacenados y colocados sobre rodamientos en el terreno, que lo liberen de estar en contacto con el suelo y deberán ser mantenidos limpios y secos. Las vigas principales deberán ser colocadas en forma recta y derecha con sus debidos soportes.

El Contratista será responsable por los daños y pérdidas que puedan ocurrir en su material antes de la entrega de las obras.

Los elementos metálicos no deberán tener alabeos, curvaturas u otras deformaciones, lo cual será revisado antes del ensamblaje. Las superficies de contacto deberán mantenerse limpias para iniciar los trabajos. En caso de conexiones soldadas, las superficies y bordes a soldar deberán estar uniformes y libres de polvos y defectos que pudieran afectar la calidad de la soldadura.

Antes de iniciar el ensamble de las estructuras, el Contratista deberá contar con toda la información de los equipos y métodos de ensamble que propone utilizar, los cuales deberán ser remitidos a la Supervisión. El Contratista será el único responsable por la seguridad de su método y el funcionamiento adecuado de sus equipos que le permitan desarrollar los trabajos de acuerdo a planos y especificaciones.

Previo al inicio del montaje, el Contratista elaborará un programa de montaje, el que debe ser sometido a la aprobación de la Supervisión. Asimismo, se efectuará la inspección de las cimentaciones, distancias entre ejes, dimensiones y espacios entre anclajes, para verificar que estén de acuerdo a lo determinado en los planos.

Las conexiones de los elementos principales serán pre-ensambladas antes de la instalación, para verificar la geometría de la estructura completa o en parte y decidir la ejecución de empalmes en obra. Los detalles del pre-ensamblaje serán consistentes con el procedimiento de instalación en la zona del puente especificado en los planos.

Las medidas para inspeccionar los trabajos y realizar pruebas de comprobación de las conexiones serán dispuestas en presencia del Supervisor, según lo estipulado en las especificaciones técnicas.

Durante las operaciones de montaje, el Contratista cumplirá con todas las regulaciones de seguridad tal cual son establecidas en los códigos locales y nacionales.

2.12.6.6 Instalación

Los procedimientos de instalación se llevarán a cabo conforme a lo indicado en los planos y en las especificaciones técnicas, para lo cual los trabajos deberán ser cuidadosamente monitoreados para evitar cualquier desviación o modificación en la posición final de la estructura.

El material será almacenado en la zona de proyecto deberán estar limpios y secos. Antes de la instalación, el material deberá ser revisado para reportar cualquier cambio en las dimensiones o desperfectos en los elementos metálicos.

El Contratista deberá colocar una estaca en cada lado del río que se va a cruzar, para la línea central del puente y decidir en qué lado va a llevar a cabo la construcción. En este lado debe procurarse un área limpia y nivelada de aproximadamente 15m de ancho (7.5 m a cada lado de la línea central) y que se extienda hacia atrás una distancia adicional, aparte del largo del puente, aproximadamente igual a la longitud del puente terminado, para disponer los componentes.

Mientras se está procediendo con este trabajo preparatorio, el Contratista debe asegurarse por sí mismo que todo el equipo necesario ha sido entregado correctamente.

Durante las fases de instalación se deberán proporcionar los soportes en los segmentos de la estructura necesarios, de modo tal que se asegure el alineamiento y la curvatura adecuados en la estructura en su conjunto. En caso que durante la instalación se requieran rigidizadores o arriostres temporales, deberán ser proporcionados por el Contratista.

En cada fase se operará de manera que se alcancen las flechas previstas para el cable en los puntos de suspención, y procurando que el entramado inferior permanezca a nivel, accionando sobre los elementos de soporte o sujección y controlado desde la orilla mediante aparatos topográficos.

El descenso de los apoyos se debe hacer, primero a una plataforma de madera o troncos en posición horizontal y luego mediante gatas de capacidad conveniente a las placas de apoyo.

En caso de ensamblajes en obra, se tomarán las medidas para evitar que durante los trabajos, los elementos se quiebren o curven. Las superficies portantes y de contacto deberán ser limpiadas antes del ensamblaje. Los empalmes y las conexiones tendrán la mitad de sus agujeros empernados o con pines, según se haya desarrollado en los planos.

2.12.7 Pre-esforzado

2.12.7.1 Generalidades

Los trabajos de colocación y tesado del acero de preesfuerzo para el concreto pretensado, ya sea para elementos prefabricados o hechos en obra, se harán de acuerdo a los detalles de los planos.

El acero de preesfuerzo será distribuido en forma tal que la fuerza en cada viga sea igual en todas las que componen la estructura o lo que sea requerido en los planos.

Si en los planos se especifica y detalla un método de pretensado particular, el uso de un sistema distinto será permitido solamente si los detalles completos de cualquier modificación propuesta por el Contratista son aprobados por el Supervisor. La memoria de cálculo y los planos deberán ser presentadas por lo menos dos meses antes de la iniciación prevista de los trabajos en obra.

2.12.7.2 Acero de Pre-Esfuerzo

Se usarán aceros de alta resistencia, ya sea de dureza natural u obtenida por trefilación o por templado, con tratamiento térmico posterior o sin él. Los aceros deberán tener alta resistencia y la ductilidad necesaria para resistir los esfuerzos locales en anclajes, curvaturas, etc. Los aceros se usarán en forma de alambres aislados, lisos o corrugados, alambres en haces paralelos, como barras, cordones o torones.

El acero de preesfuerzo estará libre de fisuras, exfoliaciones, sopladuras, corrosión y cualquier desperfecto que pueda alterar sus condiciones de uso, resistencia y durabilidad. Deberá asimismo estar cuidadosamente protegido contra todo daño físico y la corrosión; las precauciones necesarias para la protección se adoptarán en todo momento, desde su fabricación hasta cuando se realice la colocación del concreto y la inyección de mortero en los ductos. El acero que presente daños de cualquier naturaleza, que presente signos de corrosión o no cumpla en general con las especificaciones técnicas será rechazado y retirado inmediatamente de la obra.

El Contratista entregará al Supervisor los resultados de todos los ensayos con los cuales se hayan obtenido las curvas esfuerzo-deformación, las tensiones de rotura, límites de fluencia, alargamiento y reducción de la sección en la rotura, composición química y toda otra información necesaria para juzgar sus características y comportamiento en obra.

El almacenamiento del material en obra deberá efectuarse en lugar cubierto, al resguardo de la humedad y de variaciones térmicas importantes. El acero no deberá estar en contacto con el suelo; podrán disponerse de entramados separados del suelo y a diferentes alturas para permitir el almacenamiento horizontal.

Cuando se previera que el almacenamiento durará varias semanas y el material no haya recibido protección alguna, deberá protegerse con aceite liviano soluble; se prohibe totalmente el empleo de grasa.

2.12.7.3 Ductos y Tubos Auxiliares

Los ductos deberán estar libres de agua y residuos antes de la instalación del acero. Asimismo, deberán estar rígidamente apoyados mediante elementos adecuados enlazados al acero de refuerzo, para prevenir el desplazamiento durante la colocación del concreto. Se usarán barras suplementarias y enlaces verticales cuando sean necesarios para mantener los ductos alineados respecto al encofrado.

Los extremos de los ductos serán cubiertos después de la instalación del encofrado, para evitar el ingreso de agua o de residuos.

Los tubos para la inyección de mortero y los tubos de ventilación deberán estar anclados firmemente a los ductos, al encofrado o al acero de refuerzo, de modo tal que puedan ser prevenidos los desplazamientos durante la colocación del concreto.

En caso que se prevean heladas antes de la inyección del mortero, serán instaladas tuberías de drenaje en los puntos bajos de los ductos y donde sean necesarios para evitar la acumulación de agua; los ductos en los puntos bajos se mantendrán abiertos hasta que la inyección sea iniciada. Los diámetros de los tubos de ventilación y de drenaje serán no menores que 12 mm.

2.12.7.4 Colocación del Acero de Pre-Esfuerzo

El acero de pre-esfuerzo será instalado con precisión dentro de los ductos, debiendo ser mantenidos en su lugar por dispositivos especiales para mantener su posición dentro de éstos; estos dispositivos serán de baja fricción y deberán estar previamente aprobados. El acero no será retirado de su empaque protector hasta el momento de su instalación en el encofrado; una vez expuesto, deberá ser protegido para evitar la corrosión.

Las plantillas de anclaje serán ubicadas de tal modo que estén en forma perpendicular a los tendones de preesfuerzo.

Luego de la colocación de los tendones en los ductos, las aberturas en los extremos de los ductos serán selladas para evitar los efectos de la humedad.

2.12.7.5 Ejecución del Tesado

El tesado se realizará mediante gatas hidráulicas que produzcan las fuerzas mostradas en los planos.

Durante el tesado de los tendones, podrán ser aceptadas fallas particulares en el cable, en cuyo caso no se permitirá que más de un cable en cualquier torón se rompa y además que los cables rotos no excedan el 2 por ciento del área total del acero de preesfuerzo en el elemento.

La transferencia de la fuerza pretensora al concreto no será aplicada hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia especificada.

El equipo usado para el tesado deberá estar equipado con accesorios para determinar los esfuerzos de tesado y las elongaciones del tendón. El Contratista proporcionará al Supervisor un registro de esfuerzos y elongaciones para cada tendón. Las elongaciones serán medidas con una precisión de 1.5 mm.

La elongación producida por la fuerza pretensora inicial deberá estar comprendido entre +/- 5 % de la elongación teórica prevista; si la elongación real no está dentro de este intervalo, se tomarán las medidas correctivas.

En todos los puntos donde haya cambio de pendiente en la trayectoria del tendón, se usarán dispositivos de baja fricción, para evitar que el tendón se eleve durante el tesado.

Si los tendones de acero en elementos pretensados presentan una pérdida de presfuerzo mayor de 3 %, serán retensionados a su esfuerzo original calculado, lo cual deberá ser revisado y aprobado por el Supervisor.

2.12.7.6 Inyección de Mortero

Al empezar la operación de inyección, todas las aberturas y los tubos de ventilación deberán estar abiertos. Se permitirá que el mortero fluya desde la primera abertura en el tubo de entrada, hasta que el agua residual o el aire atrapado hayan sido removidos, luego de lo cual la abertura será tapada o cerrada.

Las aberturas restantes serán cerradas en forma secuencial de la misma forma.

La presión de bombeo al inicio del tendón deberá será de 17.6 kg/cm^2; la abertura de salida será sellada y la presión de bombeo deberá alcanzar un mínimo de 5.3 kg/cm^2 antes que el orificio de salida sea sellado.

Para temperaturas menores que 0° C, los ductos deberán estar libres de agua, para evitar efectos de congelamiento. Durante el mezclado y el bombeo, el concreto deberá tener una temperatura no mayor de 32° C; en caso que se considere necesario, el agua para la mezcla será refrigerada.

2.12.8 Acabados

2.12.8.1 Superficies de Concreto

Las superficies de concreto serán convenientemente lijadas con herramientas adecuadas; no se aplicará tarrajeo a ninguna superficie. Las superficies de concreto de tableros o losas que servirán como superficie de rodadura, tendrán un acabado mediante máquinas especiales aprobadas previamente. Una superficie acabada no deberá variar más de 3 mm de una regla de 3m. colocada sobre dicha superficie.

Pueden emplearse métodos manuales en puentes con luces de menos de 15 m de longitud o en áreas irregulares donde el uso de maquinaria no sea práctico.

Para superficies visibles el terminado consistirá en un pulido efectuado con herramientas alisadoras, chorro de arena o máquina de pulido por abrasión. En cualquier caso, según el tipo de obra, el Supervisor aprobará el tipo de acabado a emplear.

Toda superficie de concreto visible será pintada con la pintura indicada en las especificaciones técnicas generales. Preferentemente se usará pintura de cemento Portland u otra especial para exteriores, a excepción de pisos o superficies sujetas a abrasión mecánica. En cualquier caso, el tipo y calidad de la pintura a usarse deberá ser aprobado por el Supervisor.

No se aplicará la pintura a superficies de concreto que tengan menos de 4 semanas de edad.

Antes de la aplicación de la pintura se efectuará una limpieza de la superficie a pintar, removiendo completamente toda suciedad, polvo, aceite o eflorescencias. Debe evitarse la utilización de jabones y otros detergentes orgánicos.

La superficie de concreto será cuidadosamente humedecida antes de aplicar la pintura, para controlar la absorción superficial y proveer una reserva de humedad que contribuye a un curado adecuado de la pintura. Esta operación se hará de modo que la superficie se encuentre húmeda al momento de aplicación de la pintura, pero no debe aplicarse el agua en forma excesiva, evitando que chorree en las paredes.

Las pinturas de cemento Portland se prepararán mezclando la pintura en polvo y el agregado, si se usa con agua en la adecuada proporción.

Cuando las condiciones atmosféricas sean tales que motiven un rápido secado de la pintura, es aconsejable trabajar a la sombra. Nunca debe aplicarse la pintura a temperaturas inferiores a 5ºC.

La pintura debe ser aplicada en dos manos de diferente color. La segunda mano se aplicará no antes de 24 horas después de secada la primera mano. Después de secada deberá ser curada por medio de riego o en otra forma igualmente efectiva. Esto no se iniciará antes de 12 horas después de su aplicación.

2.12.8.2 Superficies Metálicas

El Contratista al recepcionar las estructuras del fabricante y antes de enviarlas a la obra, deberá verificar que las estructuras de acero estén pintadas en taller con dos capas de pintura anticorrosiva. También deberá revisar que las superficies de contacto no hayan sido pintadas en taller, solamente estar cubiertas con una película de laca u otro medio de protección antes de su erección.

Una vez que se hayan completado los trabajos de erección incluyendo el empernado, soldadura de campo, etc, la superficie de metal a ser pintada deberá ser limpiada plenamente, removiendo óxidos, suciedad, aceites y grasas, o cualquier otra sustancia extraña. A no ser que esta limpieza se realice por chorro de arena, todas las áreas soldadas deberán ser neutralizadas químicamente, antes de iniciar la limpieza, luego de la aplicación de la neutralización química deberán ser enjuagadas con agua.

En la zona en que el "Welding Almer" se encuentre deteriorado por efectos de oxidación y arañones, se deberá proceder a una limpieza mecánica, según lo establecido en las especificaciones técnicas generales, eliminando todo el óxido, escoria, pintura anterior y demás sustancias visibles por medio de rasqueteado, lijado o cepillado mecánico, debiendo efectuarse a fondo para lograr una superficie completamente limpia y de aspecto metálico. Acto seguido se lavará con solventes y se procederá a pintar lo más pronto posible.

El método recomendable para la limpieza será el de chorro de arena, donde deberá tenerse especial cuidado con la limpieza de las esquinas y ángulos restantes.

Antes de aplicarse la pintura deberá eliminarse todo vestigio metálico o de arena de superficie.

La limpieza deberá ser aprobada por el Supervisor antes de aplicar la pintura, y la aplicación de ella será tan pronto se haya terminado la limpieza para evitar la nueva formación de óxido.

La limpieza por chorro de arena deberá efectuarse por medio de equipos establecidos en las especificaciones técnicas, utilizando arena fina o gravilla que pueda pasar la malla Nº 16 de la serie U.S. estándar.

2.12.9 Pruebas en Pilotes

2.12.9.1 Prueba de Capacidad de Carga

La capacidad de carga de los pilotes debe ser verificada en el campo durante su instalación usando los siguientes métodos: prueba de carga estática, prueba dinámica, análisis de la ecuación de onda, y fórmula dinámica. El factor de resistencia seleccionado para el diseño estará basado según el método usado para determinar la capacidad de carga, como se especifica, para los pilotes hincados, en la Tabla 2.8.2.1.1.6.6.3a-1. (10.5.5.2.3-1 AASHTO).Tambien se indica en esta tabla el tipo y cantidad de pruebaspara este fin.

Salvo lo establezca de manera diferente el Supervisor de la Obra y/o el Proyectista: El número de pruebas de carga estatica para pilotes prefabricados e hincados deberá ser uno (1) por cada cincuenta (50) pilotes hincados. En caso de fracción de cincuenta 50 pilotes quedará a criterio del Proyectista o el Supervisor, según el número de pilotes de la fracción y al elemento del puente donde se van a utilizar, determinar las pruebas de carga necesarias.

Salvo lo establezca de manera diferente el Supervisor de la Obra y/o el Proyectista: El número de pruebas de carga dinámica para pilotes prefabricados en proceso de hincado deberá ser dos (2) pruebas de carga por cada cincuenta (50) pilotes. En caso de fracción de cincuenta 50 pilotes, quedará a criterio del Proyectista o el Supervisor, según el número de pilotes de la fracción y al elemento del puente donde se van a utilizar, determinar las pruebas de carga necesarias.

Salvo lo establezca de manera diferente el Supervisor de la Obra y/o el Proyectista: El número de pruebas de carga dinámica para pilotes perforados deberá ser dos (2) por cada cincuenta (50) pilotes. En caso de fracción de cincuenta 50 pilotes, quedará a criterio del Proyectista o el Supervisor, según el número de pilotes de la fracción y al elemento del puente donde se van a utilizar, determinar las pruebas de carga necesarias.

La prueba de carga estática dado el equipo a emplear y a la complejidad de su ejecudión resulta ser lenta y de costo elevado, por esta razón resulta mas conveniente en costos y rapidez las pruebas dinámicas cuyos resultados son satisfactorios.

El constructor deberá presentar un plan de ejecución de los tipos de pruebas que se llevarán a cabo en la obra, acordes con las solicitaciones de cargas a que están sometidos los pilotes. Para lo cual se presentan las siguientes normas:

Para la verificación de cargas a compresión se aplicará las siguientes normas:

- *Norma ASTM D1143: – Método Estándar para el Ensayo de Pilotes Bajo Carga Axial Estática a compresión. (Prueba de carga estatica: AASHTO 10.7.3.8.2)*
- *Norma ASTM D 4945:– Método Estándar de Ensayo Dinámico de Alta deformación de Pilotes. (Prueba dinámica: AASHTO 10.7.3.8.3), para pilotes perforados. Para la verificación de cargas a tracción se aplicará las siguientes normas:*
- *Norma ASTM D 3689: -Método Estándar para el Ensayo de Pilotes Bajo Carga Axial Estática a Tracción.*
- *Norma ASTM D 4945:-Método Estándar de Ensayo Dinámico de Alta deforma- ción de Pilotes, (Prueba dinámica: AASHTO 10.7.3.8.3).Se utilizará el resultado de la capacidad de carga por fricción encontrada en el presente ensayo multiplicado con un factor de 0.70.*

Para la verificación de cargas laterales se aplicará la siguiente norma:

- *Norma ASTM D3966: Método Estándar para el Ensayo de Pilotes Bajo Carga lateral Estática.*

2.12.9.2 Pruebas de Integridad

Para el caso de pilotes perforados se deberá realizar pruebas de integridad, según Norma ASTM D5882-07 – Método Estándar para Ensayo de Integridad de Pilotes a Bajas deformaciones.

Las pruebas de integridad se deberán hacer a todos los pilotes que conforman el 100% de la totalidad del proyecto.

2.12.10 Aspectos de la Supervisión

2.12.10.1 Revisión de Actualización del Proyecto

El Supervisor, tiene la obligación y responsabilidad de la revisión del Proyecto antes de autorizar la ejecución de las obras. Antes de autorizar el inicio de las obras, deberá verificar que el proyecto cumple con las normas de diseño y construcción de puentes vigentes a la fecha de construcción, de no ser así, es su obligación la actualización del Proyecto, antes de autorizar la ejecución de las obras.

2.12.10.2 Pruebas y Control de Calidad

Durante la ejecución de las obras, se deberá realizar las pruebas y controles de calidad según lo estableció en:

- *AASHTO LRFD Bridge Design Specificactions, y*
- *AASHTO LRFD Bridge Construction Specificactions*

Al concluir la construcción del puente, se deberá ejecutar la Prueba de Carga del Puente, con la finalidad de verificar el comportamiento del puente por acción de la carga de diseño.

2.12.11 Prueba de Carga de Puentes Recién Construidos

Si se trata de un puente nuevo recién construido, el objetivo de la prueba debe ser verificar que la obra terminada cumple con el proyecto, en consecuencia, en ese caso, la prueba se debe hacer para verificar mediante mediciones, que los cálculos teóricos previstos antes de la prueba, coinciden aproximadamente con las mediciones que se hagan durante la prueba de carga. La carga de prueba debe corresponder al nivel de la carga de diseño y ubicado en el puente de tal manera de producir las máximas solicitaciones.

El responsable de la Ingeniería de la Construcción del puente deberá elaborar el Expediente de la Prueba de Carga del Puente, definiendo la carga de prueba, el procedimiento de la prueba, el método para la medición de deflexiones y/o deformaciones y los criterios para analizar y evaluar los resultados de la prueba de carga.

El Supervisor deberá revisar el Expediente de Prueba de Carga y aprobar de ser el caso.

APÉNDICES

APÉNDICE A3

METODOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN DE ESPECTROS DE DISEÑO

(Mapas de Isoaceleraciones Espectrales para el Perú)

ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO SEGÚN LA NORMA AASHTO

De acuerdo a las consideraciones de la AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Brigde Design (AASHTO, 2014) empeladas en el diseño de obras viales establecidos en la Sección 3.10.4.1 de la mencionada norma se menciona que para el diseño sísmico de puentes se le asigna un análisis símico probabilístico del suelo para una probabilidad de excedencia de 7% para un periodo de vida útil de la estructura de 75 años con lo cual se obtienen parámetros de construcción del espectro de diseño el cual se describe a continuación:

Espectros de Diseño

El procedimiento establece que en base a mapas de isoaceleraciones espectrales con 5% de amortiguamiento crítico y para periodos de 0.2s y 1.0s, se obtienen los parámetros de aceleración S_S y S_1, y mediante los coeficientes de sitio F_a y F_v se construyen las curvas de diseño para el espectro de respuesta de aceleraciones para diferentes Clases de Sitio, dependiendo del modelo de atenuación utilizado. Debido a que en el presente Manual se han generado mapas de isoaceleraciones espectrales, se pueden obtener valores de aceleración del suelo en suelo tipo B (roca) para un periodo de retorno de 1000 años.

Siguiendo con lo establecido en la Norma, el espectro de diseño símico se obtiene mediante la estimación del coeficiente de aceleración A_S, coeficiente de aceleración S_{DS} para periodos cortos (0.2s) y coeficiente de aceleración S_{D1} para un periodo de 1.0s. Estos coeficientes se obtienen de la siguiente manera:

$$A_S = F_{pga} PGA$$
$$S_{DS} = F_a S_S$$
$$S_{D1} = F_v S_1$$

Donde:

PGA, se obtiene de la ordenada para 0.0s del espectro de peligro uniforme (Tr = 1000 años) para roca (g).

S_S, se obtiene determinando el valor de la ordenada para 0.2s del espectro de peligro uniforme (Tr = 1000 años) para roca (g).

S_1, se obtiene determinando el valor de la ordenada para 1.0s del espectro de peligro uniforme (Tr = 1000 años) para roca (g).

Los coeficientes F_{pga}, F_a y F_v, para obtener las aceleraciones espectrales en cualquier tipo de suelo a partir del espectro en suelo tipo B, se obtienen de las Tablas 1 y 2, publicadas en la Sección 3.10.3 de la Norma AASHTO del 2014.

Tabla 1: *Coeficientes de Sitio* F_{pga} *y* F_a

Clase del Sitio	Coeficientes para periodo corto de PGA y Aceleración Espectral				
	PGA≤ 0.10 S_S≤ 0.25	PGA= 0.20 S_S= 0.50	PGA= 0.30 S_S= 0.75	PGA= 0.40 S_S= 1.00	PGA≥ 0.50 S_S≥ 1.25
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de PGA y S_S.

Tabla 2: *Coeficientes de Sitio* F_v

Clase de Sitio	Coeficientes de Aceleración Espectral para periodo a 1 s				
	S_1≤ 0.10	S_1= 0.20	S_1= 0.30	S_1= 0.40	S_1≥ 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de S_1

Dado que los valores F_{pga}, F_a *y* F_v, *son iguales a la unidad (1.00), se procede a determinar parámetros para el diseño del espectro de respuesta de aceleraciones, tales como: coeficiente de aceleración* A_s, S_{DS} *para periodos cortos (0.2s),* S_{D1} *para 1.0s de periodo, T,* T_0 *y* T_S.

Donde:

A_S, *coeficiente de aceleración.*

S_{DS}, *ordenada espectral del espectro de respuesta de aceleraciones para periodos cortos (g)*

S_{D1}, *ordenada espectral del espectro de respuesta de aceleraciones para 1s de periodos (g)*

T, periodo fundamental de la estructura (s)

T_0, *periodo de inicio de la platea de periodos cortos (s)*

T_S, *periodo final de la platea de periodos cortos (s)*

Los parámetros indicados se estiman de la siguiente manera:

$$T_0 = 0.2\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Una vez determinados los parámetros indicados, las ordenadas del espectro de respuesta de diseño (C_{sm}) se determina teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_S)\frac{T}{T_0} + A_S \qquad \Rightarrow \qquad T \le T_0$$

$$C_{sm} = S_{DS} \qquad \Rightarrow \qquad T_0 \le T \le T_S$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \qquad \Rightarrow \qquad T \ge T_S$$

La Figura 1 muestra el espectro de respuesta de diseño desarrollado con las formulaciones previamente indicadas.

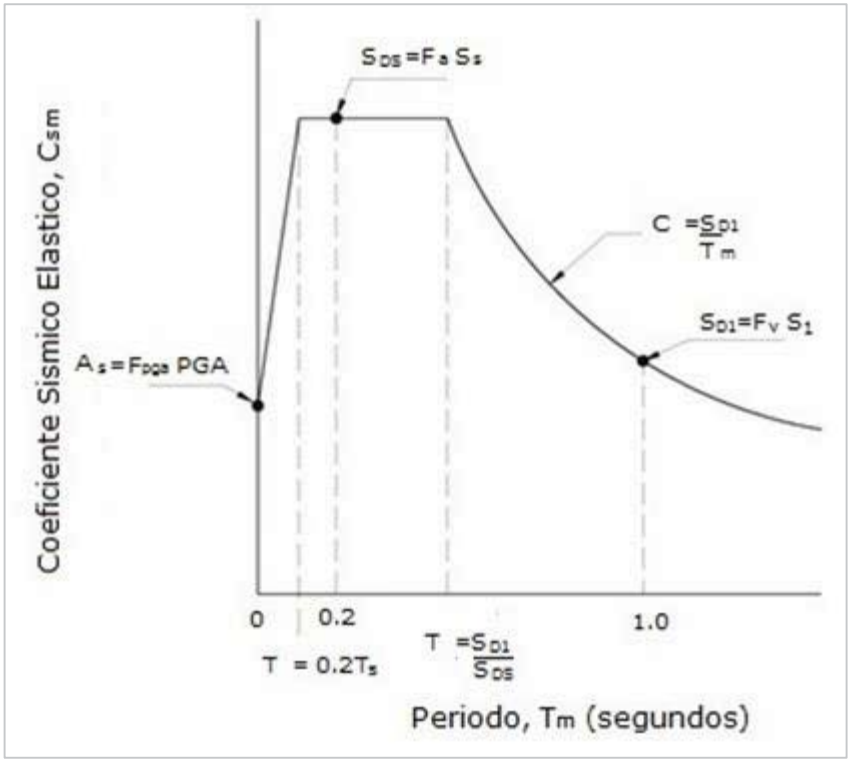


Figura 1: *Espectro de Respuesta de Diseño según AASHTO, 2014*

Espectro de Diseño para Lima Metropolitana

En base a las formulaciones expuestas en el acápite anterior se presentan las Figuras 2; 3; 4 donde se aprecian los valores de aceleraciones espectrales para Lima metropolitana según los mapas de isoaceleraciones espectrales.

Además, en la Tabla 3 se reportan los coeficientes y los parámetros para el diseño del espectro de respuesta de aceleraciones según la Norma AASHTO, 2014 para la mencionada zona de estudio.

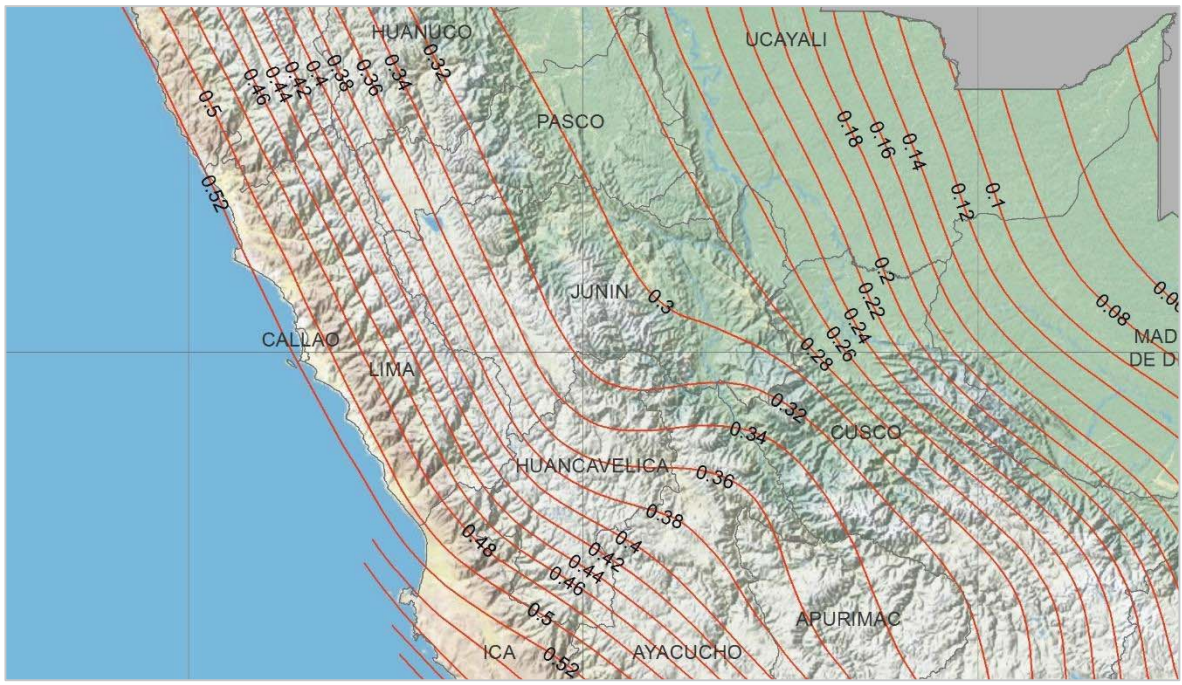


Figura 2: *Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 (Roca). Periodo estructural de 0.0 seg (PGA = 0.51 g).*

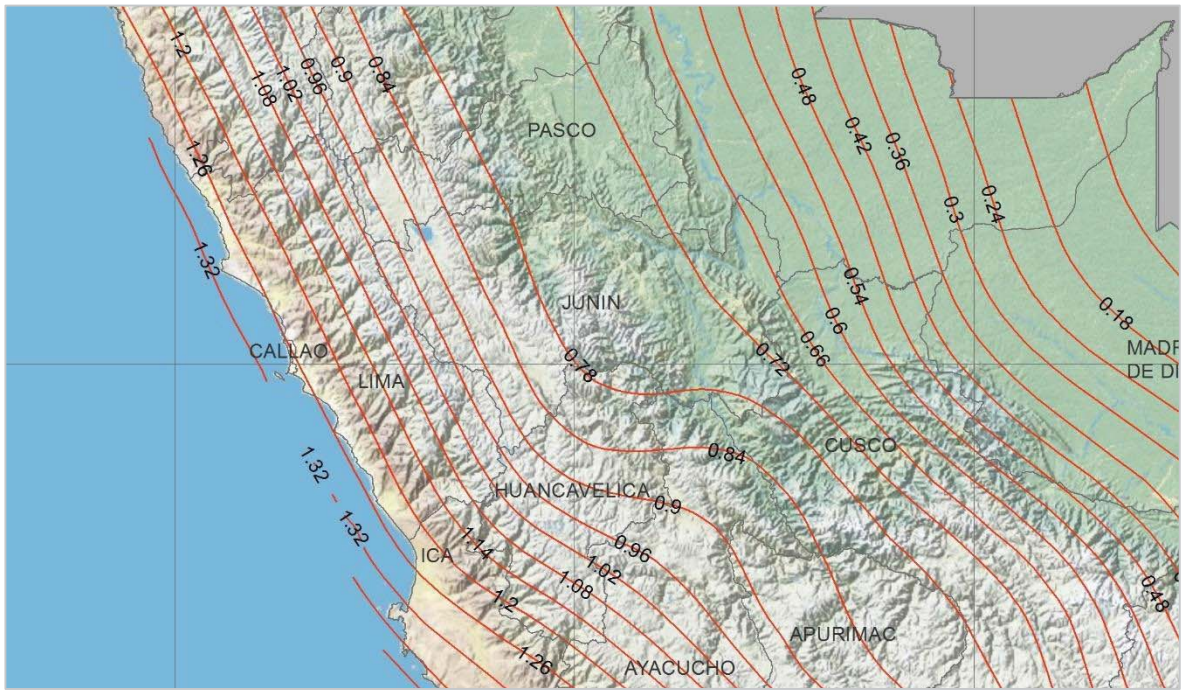


Figura 3: *Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 (Roca). Periodo estructural de 0.2 seg (Ss = 1.26 g).*

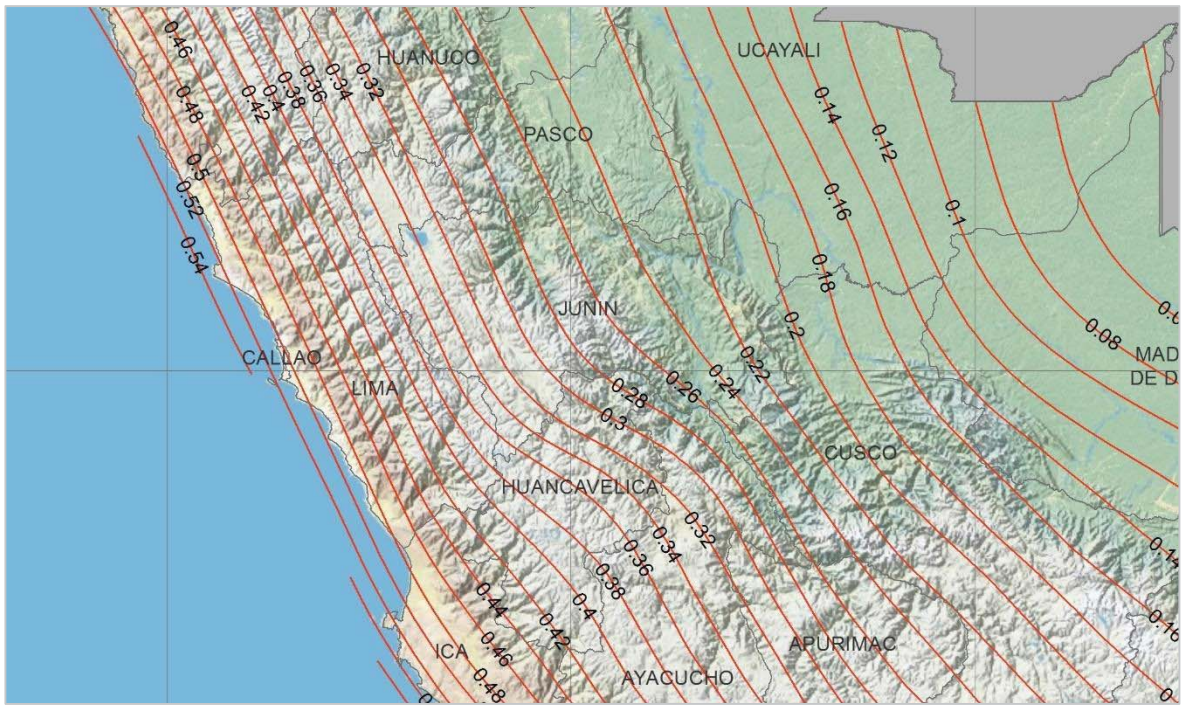


Figura 4: *Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 (Roca). Periodo estructural de 1.0 seg (S_1 = 0.50 g).*

Tabla 3: *Parámetros de espectro de diseño para Lima Metropolitana*

Parámetros, AASHTO LRFD 2014 Roca (Tipo B)	
PGA	*0.51 g*
S_S	*1.26 g*
S_1	*0.50 g*
F_{pga}	*1.00*
F_a	*1.00*
F_v	*1.00*
A_s	*0.51 g*
S_{DS}	*1.26 g*
S_{D1}	*0.50 g*
T_0	*0.079 s*
T_S	*0.397 s*
T_L	*4.000 s*

En base a los parámetros de construcción del espectro de diseño según la AASHTO, 2014 para el caso de Lima Metropolitana, se presenta su correspondiente espectro de diseño horizontal.

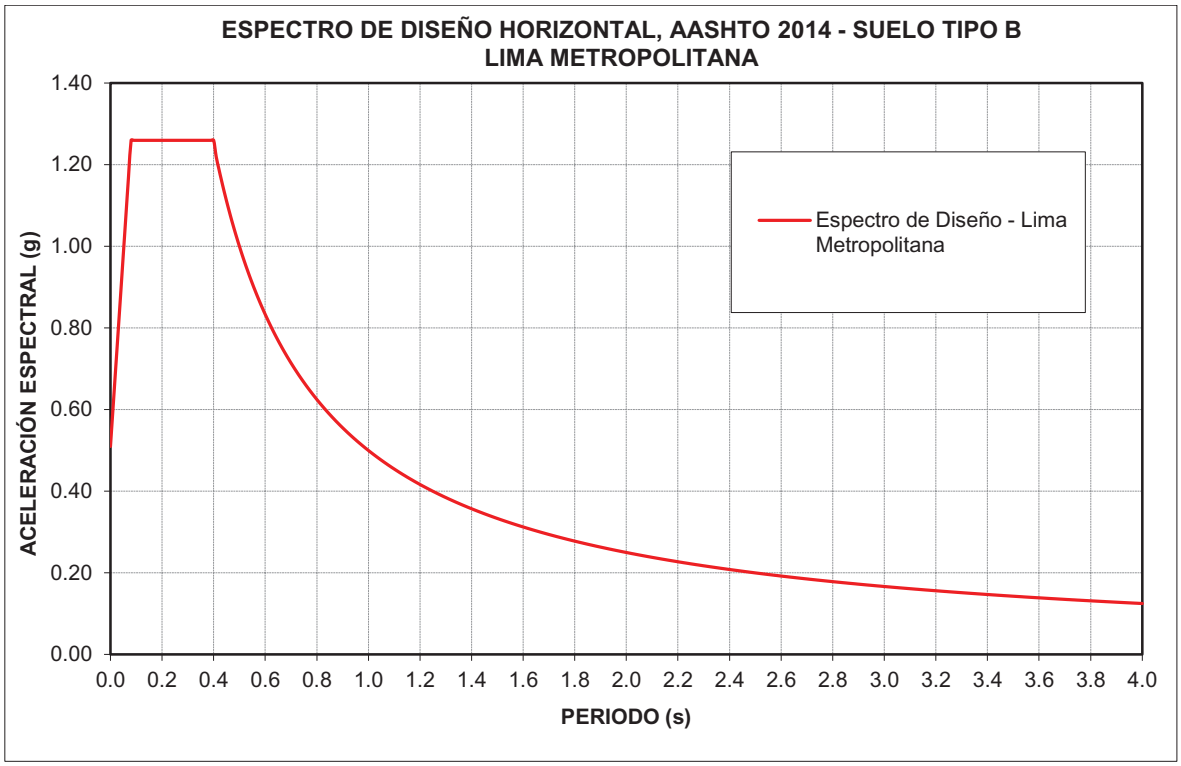
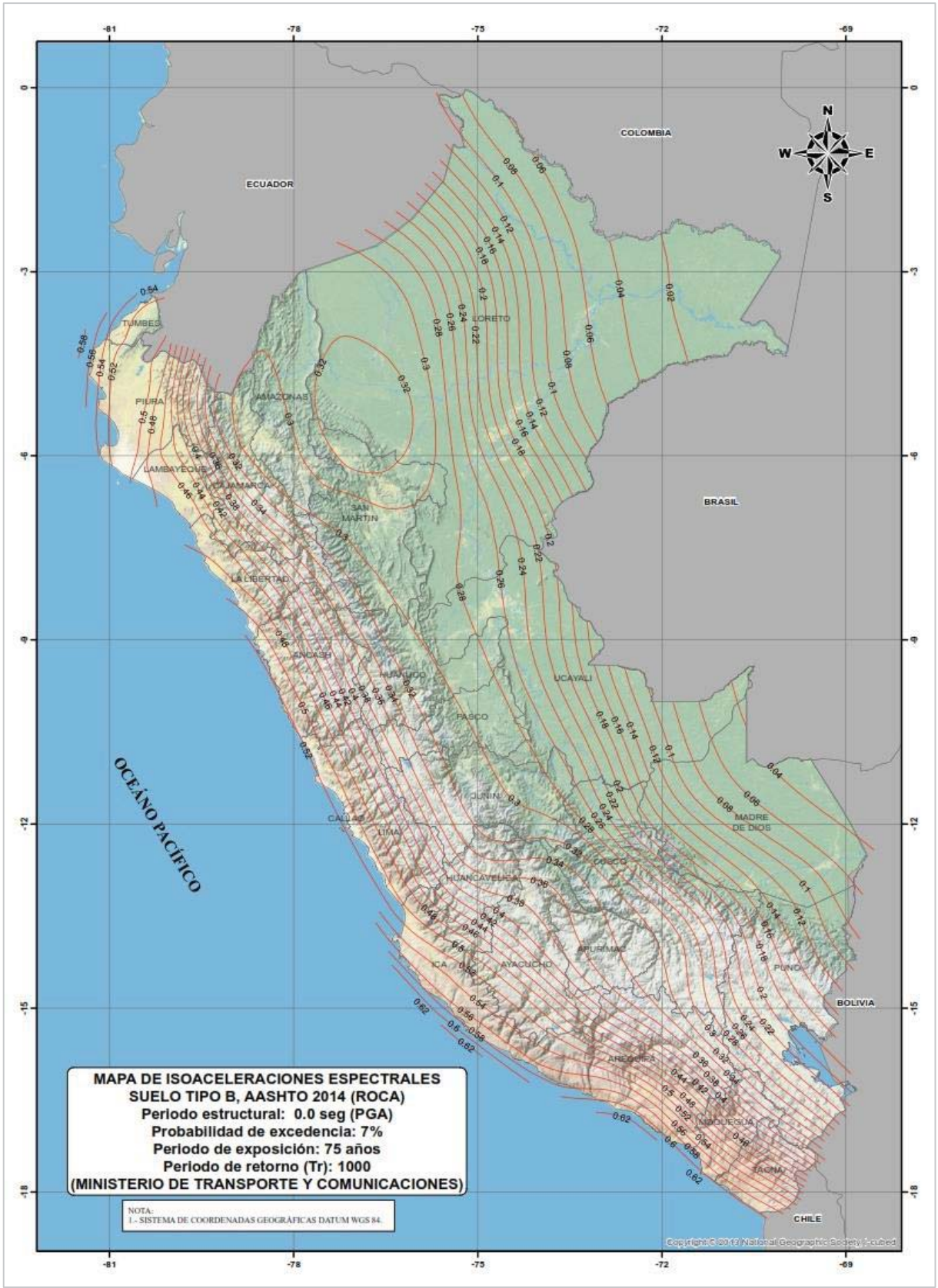
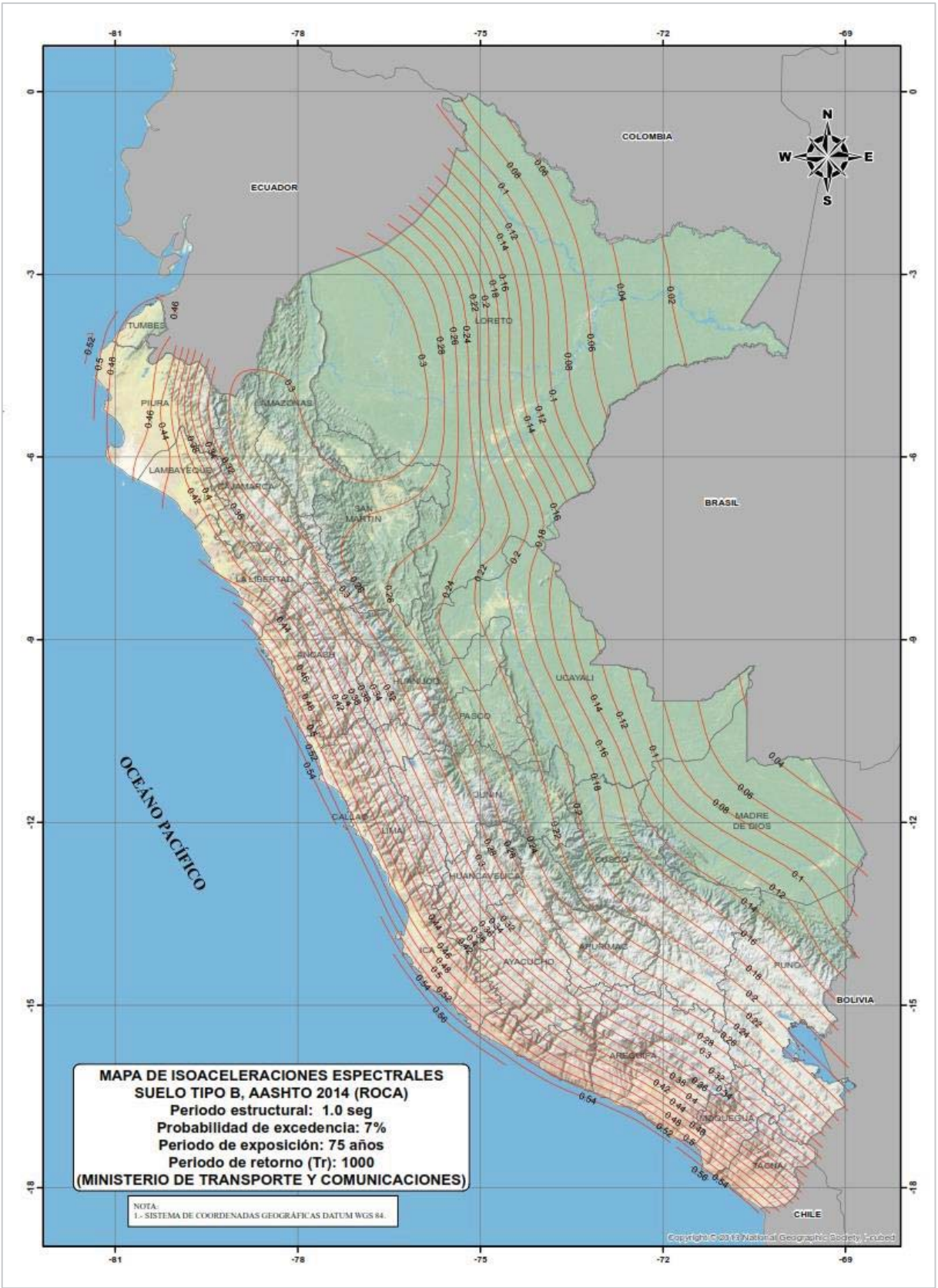
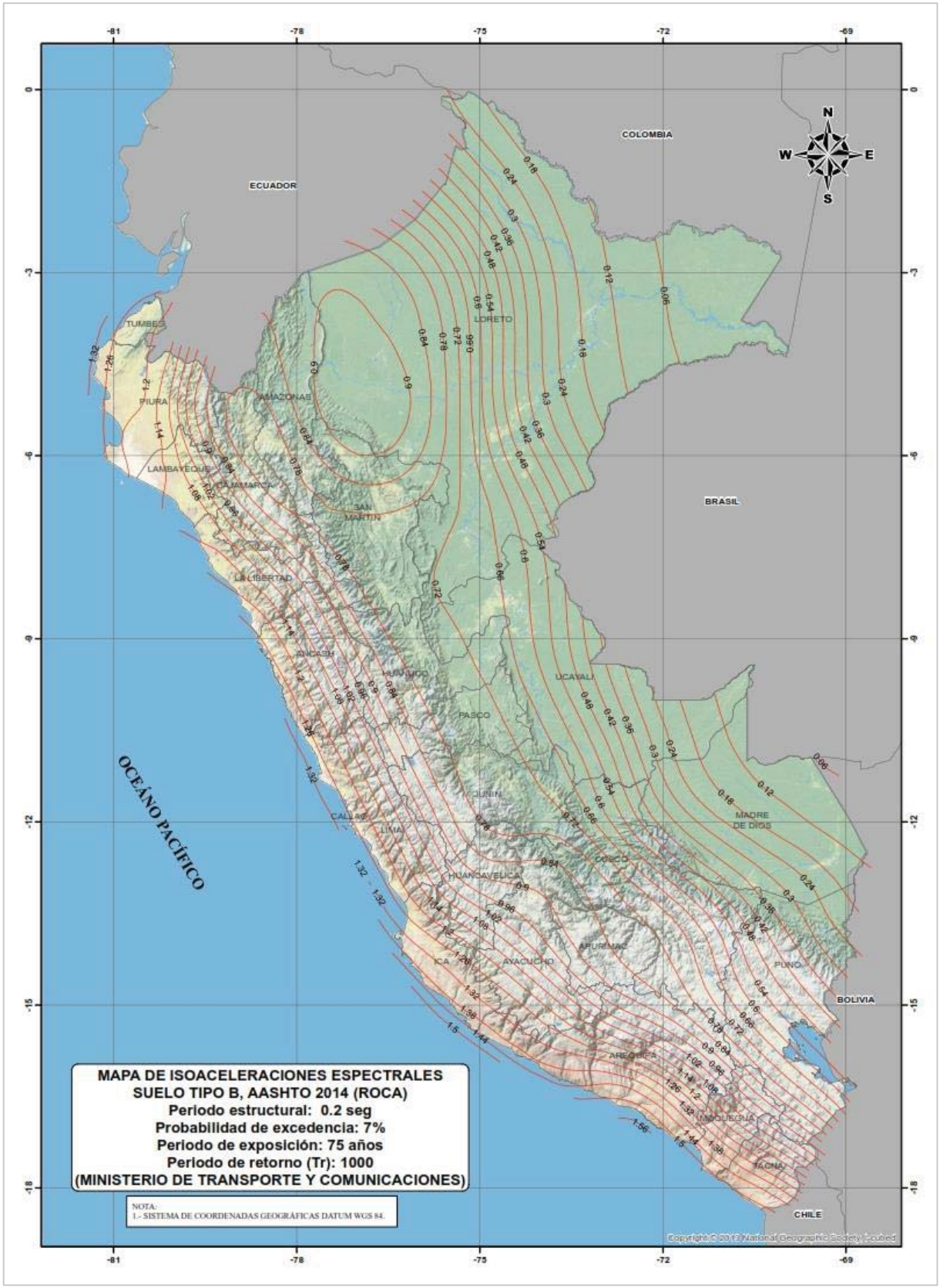


Figura 5: *Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014*


COLOMBIA
ECUADOR
BRASIL
BOLIVIA
CHILE
OCÉANO PACÍFICO
TUMBES
PIURA
LAMBAYEQUE
LA LIBERTAD
ANCASH
LIMA
ICA
AREQUIPA
MOQUEGUA
TACNA
PUNO
CUSCO
APURIMAC
AYACUCHO
HUANCAVELICA
JUNIN
PASCO
HUANUCO
UCAYALI
MADRE DE DIOS
AMAZONAS
SAN MARTIN
LORETO
CAJAMARCA
MAPA DE ISOACELERACIONES ESPECTRALES
SUELO TIPO B, AASHTO 2014 (ROCA)
Periodo estructural: 0.0 seg (PGA)
Probabilidad de excedencia: 7%
Periodo de exposición: 75 años
Periodo de retorno (Tr): 1000
(MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES)
NOTA:
1.- SISTEMA DE COORDENADAS GEOGRÁFICAS DATUM WGS 84.


COLOMBIA
ECUADOR
BRASIL
BOLIVIA
CHILE
OCÉANO PACÍFICO
TUMBES
PIURA
LAMBAYEQUE
CAJAMARCA
LA LIBERTAD
ANCASH
LIMA
CALLAO
ICA
AREQUIPA
MOQUEGUA
TACNA
AMAZONAS
SAN MARTIN
LORETO
HUANUCO
PASCO
UCAYALI
JUNIN
HUANCAVELICA
AYACUCHO
APURIMAC
CUSCO
MADRE DE DIOS
PUNO
MAPA DE ISOACELERACIONES ESPECTRALES
SUELO TIPO B, AASHTO 2014 (ROCA)
Periodo estructural: 1.0 seg
Probabilidad de excedencia: 7%
Periodo de exposición: 75 años
Periodo de retorno (Tr): 1000
(MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES)
NOTA:
1.- SISTEMA DE COORDENADAS GEOGRÁFICAS DATUM WGS 84.


COLOMBIA
ECUADOR
BRASIL
CHILE
BOLIVIA
OCÉANO PACÍFICO
TUMBES
PIURA
LAMBAYEQUE
CAJAMARCA
AMAZONAS
LORETO
SAN MARTIN
LA LIBERTAD
ANCASH
HUANUCO
UCAYALI
PASCO
JUNIN
CALLAO
LIMA
MADRE DE DIOS
CUSCO
HUANCAVELICA
APURIMAC
ICA
AYACUCHO
PUNO
AREQUIPA
MOQUEGUA
TACNA
N
S
E
W
MAPA DE ISOACELERACIONES ESPECTRALES
SUELO TIPO B, AASHTO 2014 (ROCA)
Periodo estructural: 0.2 seg
Probabilidad de excedencia: 7%
Periodo de exposición: 75 años
Periodo de retorno (Tr): 1000
(MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES)
NOTA:
1.- SISTEMA DE COORDENADAS GEOGRÁFICAS DATUM WGS 84.

APÉNDICE B5

PROCEDIMIENTO GENERAL PARA DISEÑO POR CORTE UTILIZANDO TABLAS

B.5.1 Fundamento

El procedimiento general aquí presentado es una alternativa aceptable al procedimiento especificado en el Artículo 2.9.1.5.6.3.4.2 (5.8.3.4.2 AASHTO).

El procedimiento en este Apéndice utiliza los valores tabulados de β y de θ en vez de las ecuaciones 2.9.1.5.6.3.4.2-1, 2.9.1.5.6.3.4.2-2 y 2.9.1.5.6.3.4.2-3.

B.5.2 Procedimiento General

Para las secciones que contienen como mínimo la mínima armadura transversal especificada en el Artículo 2.9.1.5.6.2.5 (5.8.2.5 AASHTO) los valores de β y θ deberán ser como se especifica en la Tabla B5.2-1. Al utilizar esta tabla ε_x se deberá tomar como la deformación específica longitudinal calculada a la mitad de la altura del elemento cuando la sección está sujeta a M_u, N_u y V_u como se ilustra en la Figura B5.2-1.

Para las secciones que contienen menos armadura transversal que la especificada en el Artículo 2.9.1.5.6.2.5 (5.8.2.5 AASHTO), los valores de β y θ deberán ser como se especifica en la Tabla B5.2-2. Al utilizar esta tabla ε_x se deberá tomar como la mayor deformación específica longitudinal calculada que ocurre dentro del alma del elemento cuando la sección está sujeta a N_u, M_u y V_u como se ilustra en la Figura B5.2-2.

A menos que se realicen cálculos más precisos, ε_x se deberá determinar de la siguiente manera:

- *Si la sección contiene como mínimo la mínima armadura transversal especificada en el Artículo 2.9.1.5.6.2.5 (5.8.2.5 AASHTO):*

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + 0.5|V_u - V_p|\cot\theta - A_{ps}f_{po}\right)}{2\left(E_S A_S + E_p A_{ps}\right)} \qquad \text{(B5.2-1 AASHTO)}$$

  El valor inicial de ε_x se deberá tomar menor o igual que 0.001.

- *Si la sección contiene menos armadura que la mínima transversal especificada en el Artículo 2.9.1.5.6.2.5 (5.8.2.5 AASHTO):*

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + 0.5|V_u - V_p|\cot\theta - A_{ps}f_{po}\right)}{\left(E_S A_S + E_p A_{ps}\right)} \qquad \text{(B5.2-2 AASHTO)}$$

  El valor inicial de ε_x se deberá tomar menor o igual que 0.002.

- *Si el valor de ε_x calculado mediante las Ecuaciones B5.2-1 ó B5.2-2 es negativo, la deformación específica se deberá tomar como:*

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + 0.5|V_u - V_p|\cot\theta - A_{ps}f_{po}\right)}{2\left(E_c A_c + E_S A_S + E_p A_{ps}\right)} \qquad \text{(B5.2-3 AASHTO)}$$

Donde:

A_c = *área del concreto del lado del elemento traccionado por flexión como se ilustra en la Figura B5.2-1 (in^2).*

A_{ps} = *área del acero de pretensado del lado del elemento traccionado por flexión, como se ilustra en la Figura B5.2-1 (in^2).*

A_s = *área del acero no pretensado del lado del elemento traccionado por flexión en la sección considerada, como se ilustra en la Figura B5.2-1. Al calcular A_s para utilizar en esta ecuación se deberán ignorar las barras que se interrumpen a una distancia menor que su longitud de anclaje a partir de la sección considerada (in^2).*

f_{po} = *parámetro que se toma como el módulo de elasticidad de los tendones de pretensado multiplicado por la diferencia de deformación unitaria remanente entre los tendones de pretensado y el concreto que los rodea. Para los niveles de pretensado habituales, un valor de* $0.7f_{pu}$ *será adecuado tanto para elementos pretensados como para elementos postesados (ksi).*

M_u = *momento factorado, no se tomará menor que* $V_u d_v$ *(kip-in).*

N_u = *fuerza axial factorada, positiva si es de tracción y negativa si es de compresión (kip).*

V_u = *fuerza de corte factorada (kip).*

Dentro de la longitud de transferencia, f_{po} *se deberá incrementar linealmente desde cero en la ubicación en la cual comienza la adherencia entre los cables y el concreto hasta su valor total al final de la longitud de transferencia.*

El lado del elemento traccionado por flexión se debería tomar como la semialtura que contiene la zona traccionada por flexión, como se ilustra en la Figura B5.2-1.

El parámetro de separación de las fisuras s_{xe}*, utilizado en la Tabla B5.2-2, se deberá determinar como:*

$$S_{xe} = S_x \frac{1.38}{a_g + 0.63} \leq 80\ in \qquad \text{(B5.2-4 AASHTO}$$

a_g = *tamaño máximo de los agregados(in)*

s_x = *el menor valor entre* d_v *o la máxima distancia entre capas de armadura longitudinal para limitar la fisuración, siendo el área de la armadura en cada capa no menor que* $0.003 b_v s_x$*, como se ilustra en Fig. B5.2-3 (in.).*

En la evaluación e_x*,* β *y* θ *lo siguiente se tendrá en consideración:*

- M_u *se tomará como cantidad positivas y no se tomará menor que* $(v_u - v_p)\, d_V$*.*
- *En el cálculo de las áreas (*A_s *y* A_{ps}*) de las barras o tendones cuya longitud de desarrollo no ha sido completada en la sección en consideración será reducida en proporción a su falta de desarrollo total.*
- *El valor de* ϵ_x *obtenido de Ec. B5.2-2 y B5.2-3 no será menor que* -0.20×10^{-3}*.*
- *La sección más cercana que* d_v *a la cara de apoyo, el valor de* ϵ_x *calculado puede ser usado para evaluar* β *y* θ*.*
- *Si la tensión axial es lo suficientemente grande para fisurar la cara de la sección en compresión por flexión, el* ϵ_{xi} *incrementada se tomará en cuenta. En lugar de realizar cálculos más refinados se tomará el doble del valor calculado de la ecuación B5.2-2.*
- *Es permisible determinar* β *y* θ *de las tablas B5.2-1 y B5.2-2 usando un valor de* ϵ_x *que sea más grande que el calculado por la ecuación B5.2-2 y B5.2-3; sin embargo,* ϵ_x *no se tomará más grande que* 3.0×10^{-3}*.*

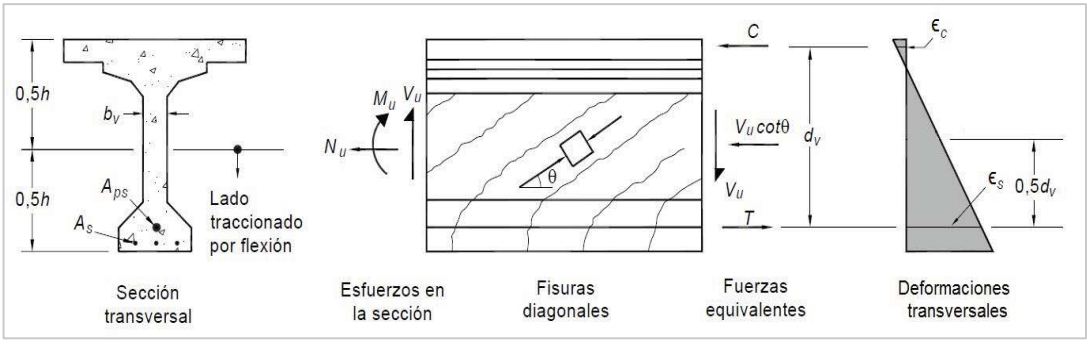


Figura B5.2-1 *Ilustración de los parámetros para el corte en una sección que contiene como mínimo la mínima cantidad de armadura transversal, $V_p = 0$*

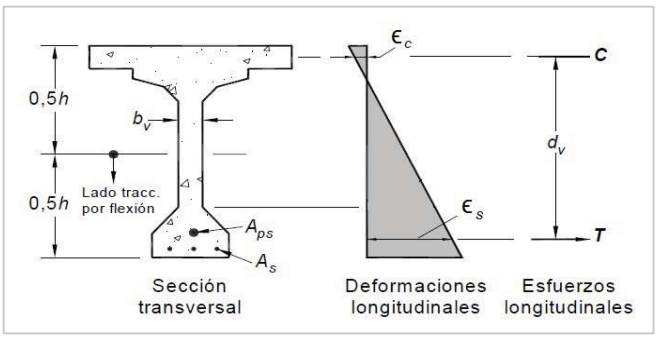
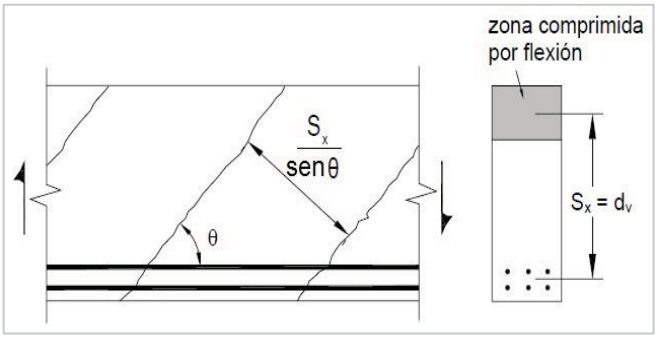
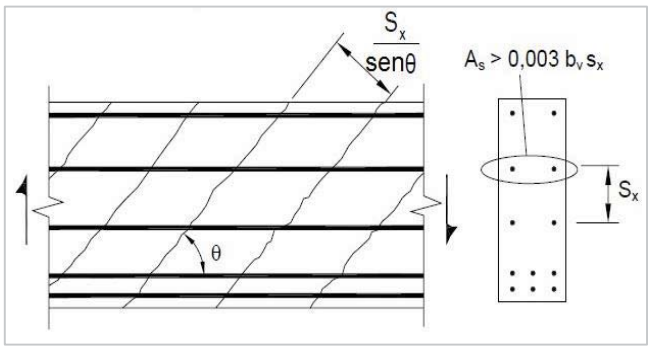


Figura B5.2-2 *Deformación específica longitudinal, ε_x, para secciones que contienen menos que la mínima cantidad de armadura transversal.*



a) Elemento sin armadura transversal y con armadura longitudinal concentrada



b) Elemento sin armadura transversal pero con una bien distribuida armadura longitudinal.

Figura B5.2-3 *Definición del parámetro de separación de las fisuras, S_x*

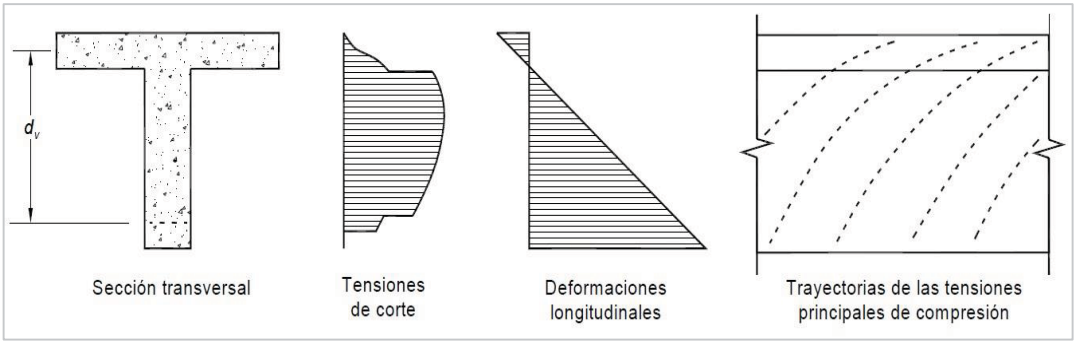


Figura CB5.2-1 *Análisis detallado de la sección para determinar la resistencia al corte de acuerdo con el Artículo 2.9.1.5.6.3.1* (5.8.3.1 AASHTO)

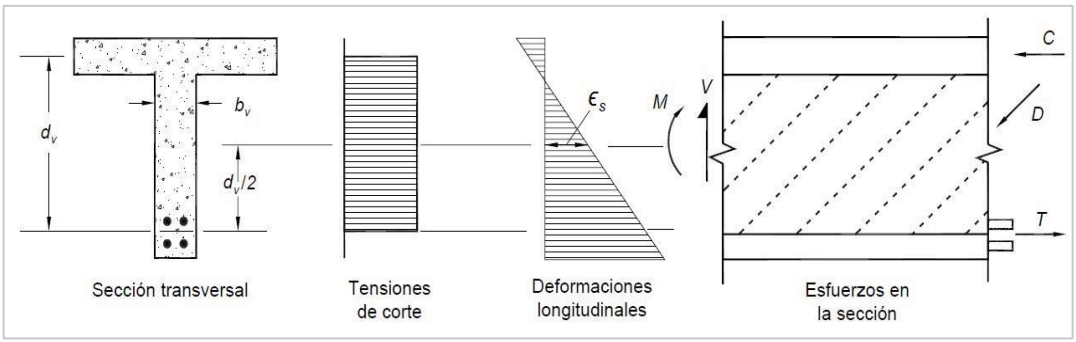


Figura CB5.2-2 *Procedimiento más directo para determinar la resistencia al corte de acuerdo con el Artículo 2.9.1.5.6.3.4.2* (5.8.3.4.2 AASHTO)

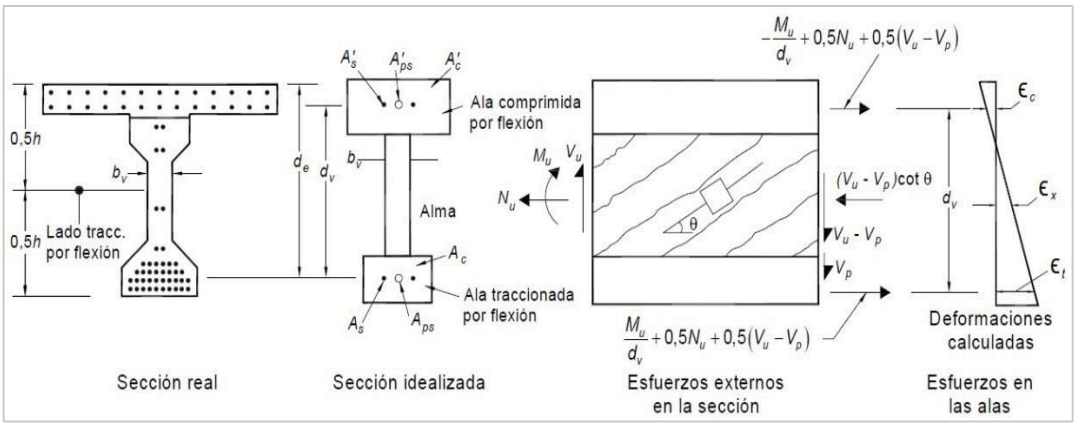


Figura CB5.2-3 *Procedimiento de cálculo más riguroso para determinar* ε_x

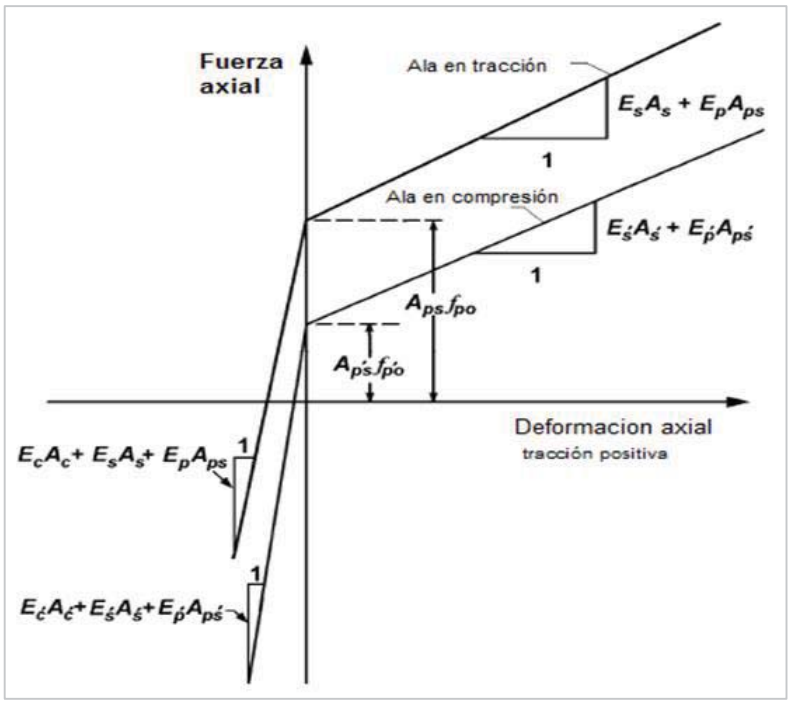


Figura CB5.2-4 *Relación asumida entre fuerza axial y deformación axial en las alas.*

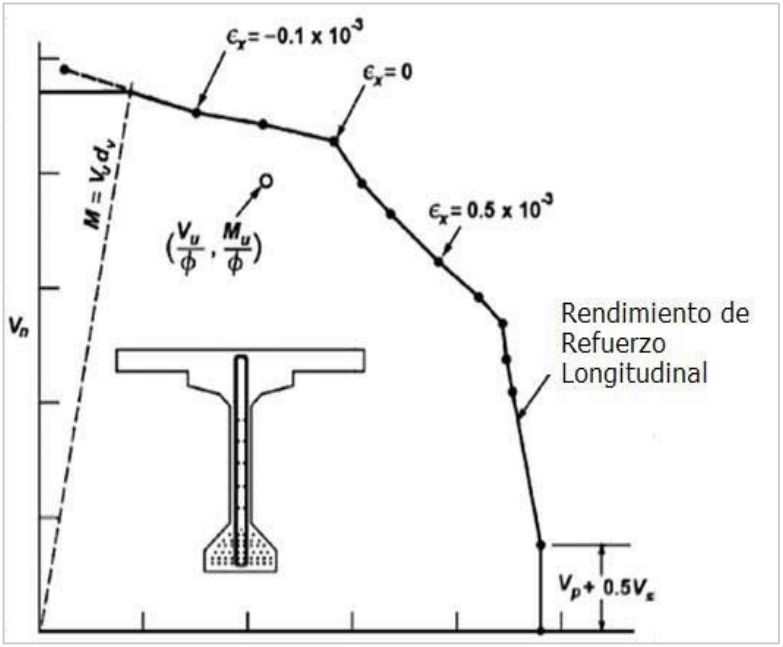


Figura CB5.2-5 *Típico diagrama de interacción Corte-Momento*

Tabla B5.2-1 *Valores de θ y β para secciones con refuerzo transversal*

$\frac{v_u}{f'_c}$	$\varepsilon_x * 1.000$								
	≤-0.20	≤-0.10	≤-0.05	≤0.00	≤0.125	≤0.25	≤0.50	≤0.75	≤1.00
≤ 0.075	22.3 6.32	20.4 4.75	21.00 4.10	21.8 3.75	24.3 3.24	26.6 2.94	30.5 2.59	33.7 2.38	36.4 2.23
≤ 0.100	18.1 3.79	20.4 3.38	21.4 3.24	22.5 3.14	24.9 2.91	27.1 2.75	30.8 2.50	34.0 2.32	36.7 2.18
≤ 0.125	19.9 3.18	21.9 2.99	22.8 2.94	23.7 2.87	25.9 2.74	27.9 2.62	31.4 2.42	34.4 2.26	37.0 2.13
≤ 0.150	21.6 2.88	23.3 2.79	24.2 2.78	25.0 2.72	26.9 2.60	28.8 2.52	32.1 2.36	34.9 2.21	37.3 2.08
≤ 0.175	23.2 2.73	24.7 2.66	25.5 2.65	26.2 2.60	28.0 2.52	29.7 2.44	32.7 2.28	35.2 2.14	36.8 1.96
≤ 0.200	24.7 2.63	26.1 2.59	26.7 2.52	27.4 2.51	29.0 2.43	30.6 2.37	32.8 2.14	34.5 1.94	36.1 1.79
≤ 0.225	26.1 2.53	27.3 2.45	27.9 2.42	28.5 2.40	30.0 2.34	30.8 2.14	32.3 1.86	34.0 1.73	35.7 1.64
≤ 0.250	27.5 2.39	28.6 2.39	29.1 2.33	29.7 2.33	30.6 2.12	31.3 1.93	32.8 1.70	34.3 1.58	35.8 1.50

Tabla B5.2-2 *Valores θ y β para secciones con menos del mínimo de refuerzo transversal*

S_{xe} in.	$\varepsilon_x * 1.000$										
	≤-0.20	≤-0.10	≤-0.05	≤0.00	≤0.125	≤0.25	≤0.50	≤0.75	≤1.00	≤1.50	≤2.00
≤5	25.4 6.36	25.5 6.06	25.9 5.56	26.4 5.15	27.7 4.41	28.9 3.91	30.9 3.26	32.4 2.86	33.7 2.58	35.6 2.21	37.2 1.96
≤10	27.6 5.78	27.6 5.78	28.3 5.38	29.3 4.89	31.6 4.05	33.5 3.52	36.3 2.88	38.4 2.50	40.1 2.23	42.7 1.88	44.7 1.65
≤15	29.5 5.34	29.5 5.34	29.7 5.27	31.1 4.73	34.1 3.82	36.5 3.28	39.9 2.64	42.4 2.26	44.4 2.01	47.4 1.68	49.7 1.46
≤20	31.2 4.99	31.2 4.99	31.2 4.99	32.3 4.61	36.0 3.65	38.8 3.09	42.7 2.46	45.5 2.09	47.6 1.85	50.9 1.52	53.4 1.31
≤30	34.1 4.46	34.1 4.46	34.1 4.46	34.2 4.43	38.9 3.39	42.3 2.82	46.9 2.19	50.1 1.84	52.6 1.60	56.3 1.30	59.0 1.10
≤40	36.6 4.06	36.6 4.06	36.6 4.06	36.6 4.06	41.2 3.20	45.0 2.62	50.2 2.00	53.7 1.66	56.3 1.43	60.2 1.14	63.0 0.95
≤60	40.8 3.50	40.8 3.50	40.8 3.50	40.8 3.50	44.5 2.92	49.2 2.32	55.1 1.72	58.9 1.40	61.8 1.18	65.8 0.92	68.6 0.75
≤80	44.3 3.10	44.3 3.10	44.3 3.10	44.3 3.10	47.1 2.71	52.3 2.11	58.7 1.52	62.8 1.21	65.7 1.01	69.7 0.76	72.4 0.62

APÉNDICE A6

RESISTENCIA A LA FLEXION – SECCIONES COMPUESTAS EN FLEXIÓN NEGATIVA Y SECCIONES NO COMPUESTAS CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS

A6.1 Disposiciones Generales

Estos requisitos se deberán aplicar solamente a los elementos que satisfagan las siguientes condiciones:

- *las resistencias mínimas especificadas de las alas y el alma son menores o iguales que 485 MPa,*
- *el alma satisface el límite de esbeltez no compacto:*

$$\frac{2D_c}{t_w} < 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{(A6.1-1 AASHTO)}$$

y:

- *las alas satisfacen la siguiente relación:*

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3 \qquad \text{(A6.1-2 AASHTO)}$$

Donde:

D_c = *profundidad del alma en compresión en el rango elástico (in.). Para las secciones compuestas D_c se deberá determinar cómo se especifica en el Artículo D6.3.1.*

I_{yc} = *momento de inercia del ala comprimida de la sección de acero respecto del eje vertical en el plano del alma (in⁴).*

I_{yt} = *momento de inercia del ala traccionada de la sección de acero respecto del eje vertical en el plano del alma (in⁴).*

Caso contrario, la sección se deberá dimensionar de acuerdo con los requisitos especificados en el Artículo 6.10.8.

Las secciones diseñadas de acuerdo con estos requisitos deberán ser calificadas ya sea como secciones de alma compacta o como secciones de alma no compacta tal como se especifica en el Artículo A6.2.

A6.1.1 Secciones con Alas de Compresión con Arriostramiento Discreto

En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xc} \leq \phi_f M_{nc} \qquad \text{(A6.1.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ_f = *factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 6.5.4.2*

f_ℓ = *tensión de flexión lateral del ala determinada como se especifica en el Artículo 6.10.1.6 (ksi)*

M_{nc} = *resistencia nominal a la flexión en base al ala de compresión determinada como se especifica en el Artículo A6.3 (kip-in.)*

M_u = *momento flector respecto del eje mayor de la sección transversal determinado como se especifica en el Artículo 6.10.1.6 (kip-in.)*

M_{yc} = *momento de fluencia con respecto al ala de compresión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (kip-in.).*

S_{xc} = *módulo resistente elástico de la sección respecto del eje mayor de la sección hasta el ala de compresión tomado como M_{yc}/F_{yc} (in.³).*

A6.1.2 Secciones con Alas de Tracción con Arriostramiento Discreto

En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} \leq \emptyset_f M_{nt} \qquad \text{(A6.1.2.1 AASHTO)}$$

Donde:

M_{nt} = *resistencia nominal a la flexión en base a la fluencia por tracción determinada como se especifica en el Artículo A6.4 (kip-in.)*

M_{yt} = *momento de fluencia con respecto al ala de tracción determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (kip-in.)*

S_{xt} = *módulo resistente elástico de la sección respecto del eje mayor de la sección hasta el ala de tracción tomado como M_{yt}/F_{yt}, ($in.^3$)*

A6.1.3 Secciones con Alas de Compresión con Apoyo Lateral Continuo

En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$M_u \leq \phi_f R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(A6.1.3.1 AASHTO)}$$

Donde:

M_{yc} = *momento de fluencia con respecto al ala de compresión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (kip-in).*

R_{pc} = *factor de plastificación del alma para el ala de compresión determinado como se especifica en los Artículos A6.2.1 o A6.2.2, según corresponda.*

A6.1.4 Secciones con Alas de Tracción con Apoyo Lateral Continuo

En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$M_u \leq \phi_f R_{pt} M_{yt} \qquad \text{(A6.1.4.1 AASHTO)}$$

Donde:

M_{yt} = *momento de fluencia con respecto al ala de tracción determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (N-mm).*

R_{pt} = *factor de plastificación del alma para el ala de tracción determinado como se especifica en los Artículos A6.2.1 o A6.2.2, según corresponda.*

A6.2 Factores de Plastificación del Alma

A6.2.1 Secciones de Alma Compacta

Las secciones que satisfacen los siguientes requisitos deberán ser clasificadas como secciones de alma compacta:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq \lambda_{pw(D_{cp})} \qquad \text{(A6.2.1-1 AASHTO)}$$

En el cual:

$\lambda_{pw}\ (D_{cp})$ = *relación de esbeltez límite para un alma compacta correspondiente a $2D_{cp}/t_w$*

$$= \frac{\sqrt{\frac{E}{F_{YC}}}}{\left(0.54\frac{M_p}{R_h M_y} - 0.09\right)^2} \leq \lambda_{rw}\left(\frac{D_{ep}}{D_c}\right) \qquad \text{(A6.2.1-2 AASHTO)}$$

λ_{rw} = *Relación de esbeltez límite para un alma no compacta*

$$= 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{(A6.2.1-3 AASHTO)}$$

Donde:

D_c = *profundidad del alma en compresión en el rango elástico (in.). Para las secciones compuestas, D_c se determinará como se especifica en el Artículo D6.3.1.*

D_{cp} = *profundidad del alma comprimida cuando se produce el momento plásticodeterminada como se especifica en el Artículo D6.3.2 (in.)*

M_y = *momento de fluencia tomado como el menor valor entre M_{yc} y M_y, determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (kip-in.)*

R_h = *factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 6.10.1.10.1*

Los factores de plastificación del alma se deberán tomar como:

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \qquad \text{(A6.2.1-4 AASHTO)}$$

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \qquad \text{(A6.2.1-5 AASHTO)}$$

Donde:

M_p = *momento plástico determinado como se especifica en el Artículo D6.1 (kip-in.)*

M_{yc} = *momento de fluencia con respecto al ala de compresión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (kip-in.)*

M_{yt} = *momento de fluencia con respecto al ala de tracción determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (kip-in.)*

R_{pc} = *factor de plastificación del alma para el ala de compresión*

R_{pt} = *factor de plastificación del alma para fluencia del ala de tracción*

A6.2.2 Secciones de Alma No Compacta

Las secciones que no satisfacen el requisito de la Ecuación A6.2.1-1, pero cuya alma tiene una esbeltez que satisface el siguiente requisito:

$$\lambda_w < \lambda_{rw} \qquad \text{(A6.2.2-1 AASHTO)}$$

Deberán ser calificadas como secciones de alma no compacta, Donde:

λ_w = *relación de esbeltez para el alma basada en el momento elástico*

$$= \frac{2D_c}{t_w} \qquad \text{(A6.2.2-2 AASHTO)}$$

λ_{rw} = *relación de esbeltez límite para un alma no compacta*

$$= 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{(A6.2.2-3 AASHTO)}$$

D_c = *profundidad del alma en compresión en el rango elástico (in.). Para las secciones compuestas, D_c se determinará como se especifica en el Artículo D6.3.1.*

Los factores de plastificación del alma se deberán tomar como:

$$R_{pc} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h M_{yc}}{M_p}\right)\left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw(D_c)}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw(D_c)}}\right)\right]\frac{M_p}{M_{yc}} \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \qquad \text{(A6.2.2-4 AASHTO)}$$

$$R_{pt} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h M_{yt}}{M_p}\right)\left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw(D_c)}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw(D_c)}}\right)\right]\frac{M_p}{M_{yt}} \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \qquad \text{(A6.2.2-5 AASHTO)}$$

Donde:

$\lambda_{pw(Dc)}$ = *relación de esbeltez límite para un alma compacta correspondiente a* $2D_c / t_w$

$$= \lambda_{pw(Dc)} \left(\frac{D_c}{D_{cp}}\right) \leq \lambda_{rw} \qquad \text{(A6.2.2-6 AASHTO)}$$

A6.3 Resistencia a la Flexión Basada en el Ala de Compresión

A6.3.1 Disposiciones Generales

La resistencia nominal a la flexión basada en el ala de compresión se deberá tomar como el menor valor entre la resistencia al pandeo local determinada como se especifica en el Artículo A6.3.2 y la resistencia al pandeo lateral torsional determinada como se especifica en el Artículo A6.3.3.

A6.3.2 Resistencia al Pandeo Local

La resistencia a la flexión basada en el pandeo local del ala de compresión se deberá tomar como:

- *Si* $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ *, entonces:*

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(A6.3.2-1 AASHTO)}$$

- *Caso contrario:*

$$M_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}}\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(A6.3.2-2 AASHTO)}$$

Donde:

λ_f = *relación de esbeltez para el ala de compresión*

$$= \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \qquad \text{(A6.3.2-3 AASHTO)}$$

λ_{pf} = *relación de esbeltez límite para un ala compacta*

$$= 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{(A6.3.2-4 AASHTO)}$$

λ_{rf} = *relación de esbeltez límite para un ala no compacta*

$$= 0.95\sqrt{\frac{E k_c}{F_{yr}}} \qquad \text{(A6.3.2-5 AASHTO)}$$

k_c = *coeficiente de pandeo local del ala*

- *Para las secciones compuestas:*

$$= \frac{4}{\sqrt{\frac{D}{t_w}}} \qquad \text{(A6.3.2-6 AASHTO)}$$

$0.35 \leq k_c \leq 0.76$

- *Para los perfiles laminados:*

= 0.76

Donde:

F_{yr} = *tensión en el ala de compresión cuando se inicia la fluencia nominal en la sección transversal, considerando los efectos de las tensiones residuales pero sin considerar la flexión lateral del ala de compresión, tomada como el menor valor entre* $0.7F_{yc}$, $R_h F_{yr} S_{xt} / S_{xc}$ *y* F_{yw} *pero nunca menor que* $0.5F_{yc}$

M_{yc} = *momento de fluencia con respecto al ala de compresión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (kip-in.)*

M_{yt} = *momento de fluencia con respecto al ala de tracción determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (kip-in.)*

R_h = *factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 6.10.1.10.1*

R_{pc} = *factor de plastificación del alma para el ala de compresión determinado como se especifica en los Artículos A6.2.1 o A6.2.2, según corresponda*

S_{xc} = *módulo resistente elástico de la sección respecto del eje mayor de la sección hasta el ala de compresión tomado como M_{yc} /F_{yc}, (in.^{3})*

S_{xt} = *módulo resistente elástico de la sección respecto del eje mayor de la sección hasta el ala de tracción tomado como M_y / F_{yt} (in.^{3})*

A6.3.3 Resistencia al Pandeo Lateral Torsional

Para longitudes no arriostradas en las cuales el elemento es prismático, la resistencia a la flexión basada en el pandeo lateral torsional se deberá tomar como:

- *Si $L_b \leq L_P$, entonces:*

$$M_{nc} = R_{pc}M_{yc} \qquad \text{(A6.3.3-1 AASHTO)}$$

- Si $L_P < L_b \leq L_r$, entonces:

$$M_{nc} = C_b\left[1-\left(1-\frac{F_{yr}S_{xc}}{R_{pc}M_{yc}}\right)\left(\frac{L_b-L_P}{L_r-L_p}\right)\right]R_{pc}M_{yc} \leq R_{pc}M_{yc} \qquad \text{(A6.3.3-2 AASHTO)}$$

- Si $L_b > L_r$, entonces:

$$M_{nc} = F_{cr}S_{xc} \leq R_{pc}M_{yc} \qquad \text{(A6.3.3-3 AASHTO)}$$

Donde:

L_b = *longitud no arriostrada (in.)*

L_P = *longitud no arriostrada límite para alcanzar la resistencia nominal a flexión $R_{pc}M_{yc}$ bajo flexión uniforme (in.)*

$$= 1.0r_t\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{(A6.3.3-4 AASHTO)}$$

L_r = *longitud no arriostrada límite para llegar al inicio de la fluencia nominal en cualquiera de las alas bajo flexión uniforme considerando los efectos de las tensiones residuales en el ala de compresión (in.).*

$$= 1.95r_t\frac{E}{F_{yr}}\sqrt{\frac{J}{S_{xc}h}}\sqrt{1+\sqrt{1+6.76\left(\frac{F_{yr}}{E}\frac{S_{xc}h}{J}\right)^2}} \qquad \text{(A6.3.3-5 AASHTO)}$$

C_b = *modificador del gradiente de momentos. En ausencia de un análisis racional alternativo, C_b se podrá calcular de la siguiente manera:*

- *Para voladizos no arriostrados y para elementos en los cuales M_{mid}/M_2 >1 ó $M_2 = 0$*

C_b = *1.0* *(A6.3.3-6 AASHTO)*

Para todos los demás casos,

$$C_b = 1.75 - 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2.3 \qquad \text{(A6.3.3-7 AASHTO)}$$

F_{cr} = *tensión de pandeo lateral torsional elástico (ksi)*

$$= \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_t)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h} (L_b/r_t)^2} \qquad \text{(A6.3.3-8 AASHTO)}$$

J = *constante de torsión de Saint-Venant (in⁴)*

$$= \frac{D t_w^3}{3} + \frac{b_{fc} t_{fc}^3}{3}\left(1 - 0.63\frac{t_{fc}}{b_{fc}}\right) + \frac{b_{ft} t_{ft}^3}{3}\left(1 - 0.63\frac{t_{ft}}{b_{ft}}\right) \qquad \text{(A6.3.3-9 AASHTO)}$$

r_t = *radio de giro efectivo para pandeo lateral torsional (in.)*

$$= \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{3}\frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}\right)}} \qquad \text{(A6.3.3-10 AASHTO)}$$

Donde:

F_{yr} = *tensión en el ala de compresión cuando se inicia la fluencia nominal en la sección transversal, considerando los efectos de las tensiones residuales pero sin considerar la flexión lateral del ala de compresión, tomado como el menor valor entre* $0.7F_{yc}$, $R_h F_{yt}\ S_{xt}/S_{xc}$ *y* F_{yw} *pero nunca menor que* $0.5F_{yc}$

D_c = *profundidad del alma en compresión en el rango elástico (in.). Para las secciones compuestas* D_c *se deberá determinar como se especifica en el Artículo D6.3.1.*

h = *profundidad entre los ejes de las alas (in.)*

M_{mid} = *momento flector respecto del eje mayor a la mitad de la longitud no arriostrada, calculado a partir del valor de la envolvente de momentos que produce la mayor compresión en este punto en el ala considerada, o la menor tracción si este punto nunca está solicitado a compresión (kip–in.).* M_{mid}, *deberá corresponder a las cargas mayoradas; cuando* M_{mid} *provoca compresión en el ala considerada se deberá considerar positivo, cuando provoca tracción se deberá considerar negativo.*

M_0 = *momento flector en el punto de arriostramiento opuesto al correspondiente a* M_2, *calculado a partir del valor de la envolvente de momentos que produce la mayor compresión en este punto en el ala considerada, o la menor tracción si este punto nunca está solicitado a compresión (kip–in.). M0 deberá corresponder a las cargas mayoradas; cuando* M_0 *provoca compresión en el ala considerada se deberá considerar positivo, cuando provoca tracción se deberá considerar negativo.*

M_1 = *momento en el punto arriastrado opuesto al correspondiente* M_2, *calculado como la intersección de el mas critico momento lineal asumido pasando a través de* M_2 *y* M_{mid} *ó* M_0, *cualquiera que produce el valor mas pequeño* C_b *(kip–in.).* M_1 *puede ser calculado como sigue:*

- *Cuando la variación del momento a lo largo de toda la longitud entre los puntos arriastrado es cóncava en su forma:*

$$M_1 = M_0 \qquad \text{(A6.3.3-11 AASHTO)}$$

- *De otro modo:*

$$M_1 = 2M_{mid} - M_2 \geq M_0 \qquad \text{(A6.3.3-12 AASHTO)}$$

M_2 = *excepto como se especifica a continuación, mayor momento flector respecto del eje principal en cualquiera de los extremos de la longitud no arriostrada que produce compresión en el ala considerada, calculado a partir del valor crítico de la envolvente de momentos (kip–in.).* M_2 *deberá corresponder a las cargas mayoradas y siempre se deberá considerar positivo. Si el momento es nulo o provoca tracción en ambos extremos de la longitud no arriostrada del ala considerada,* M_2 *se deberá tomar igual a cero.*

M_{yc} = *momento de fluencia con respecto al ala de compresión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (kip–in.)*

M_{yt} = *momento de fluencia con respecto al ala de tracción determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (kip–in.)*

R_h = *factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 6.10.1.10.1*

R_{pc} = *factor de plastificación del alma para el ala de compresión determinado como se especifica en los Artículos A6.2.1 o A6.2.2, según corresponda*

S_{xc} = *módulo resistente elástico de la sección respecto del eje mayor de la sección hasta el ala de compresión tomado como* M_{yc}/F_{yc} *(in³)*

S_{xt} = *módulo resistente elástico de la sección respecto del eje mayor de la sección hasta el ala de tracción tomado como* M_{yt}/F_{yt} *(in³)*

Para longitudes no arriostradas en las cuales el elemento está formado por secciones monosimétricas no compuestas y está sujeto a flexión con curvatura doble, a menos que se considere que el ala superior tiene apoyo lateral continuo se deberá verificar la resistencia al pandeo lateral torsional de ambas alas.

Para longitudes no arriostradas en las cuales el elemento es no prismático, la resistencia a la flexión basada en el pandeo lateral torsional se puede tomar como la menor resistencia dentro de la longitud no arriostrada bajo consideración determinada mediante las Ecuaciones 1, 2 o 3, según corresponda, asumiendo que la longitud no arriostrada es prismática. Para longitudes no arriostradas que contienen una transición hacia una sección de menor tamaño a una distancia menor o igual que 20 por ciento de la longitud arriostrada a partir del punto de arriostramiento que tiene el menor momento, la resistencia a la flexión basada en el pandeo lateral torsional se puede determinar asumiendo que la transición hacia la sección de menor tamaño no existe.

A6.4 Resistencia a la Flexión Basada en la Fluencia del Ala de Tracción

Esta resistencia nominal se deberá tomar como:

$$M_{nt} = R_{pt} M_{yt} \qquad \text{(A6.4-1 AASHTO)}$$

Donde:

M_{yt} = *momento de fluencia con respecto al ala de tracción determinado como se especifica en el Artículo D6.2 ((kip–in.).*

R_{pt} = *factor de plastificación del alma para fluencia del ala de tracción determinado como se especifica en los Artículos A6.2.1 o A6.2.2, según corresponda.*

APÉNDICE B6

REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS A PARTIR DE LAS PILAS INTERIORES EN SECCIONES DOBLE T EN PUENTES CONTINUOS

B6.1 Disposiciones Generales

*Este artículo se deberá aplicar para calcular los momentos de redistribución de las secciones sobre pilas interiores de los elementos de sección doble **T** continuos solicitados a flexión en los estados límites de servicio y/o resistencia. Estos requisitos se deberán aplicar solo para los elementos de sección doble **T** que satisfagan los requisitos del Artículo B6.2.*

B6.2 Campo de Aplicación

*La redistribución de momentos solo se deberá aplicar en elementos de sección doble **T** rectos continuos cuyas líneas de apoyo no tengan una oblicuidad mayor que 10 grados respecto de una recta radial y a lo largo de la cual no haya marcos transversales alternados. Las secciones pueden ser tanto compuestas como no compuestas en flexión positiva o negativa.*

Las secciones transversales en las longitudes no arriostradas inmediatamente adyacentes a las secciones sobre una pila interior a partir de las cuales se redistribuyen los momentos deberán tener una resistencia a la fluencia mínima especificada menor o igual que 70.0 ksi (485 MPa). No deberá haber orificios en el ala traccionada en una distancia igual a dos veces la profundidad del alma a cualquiera de los lados de una sección sobre una pila interior desde la cual se redistribuyen momentos. Todas las demás secciones que tengan orificios en el ala de tracción deberán satisfacer los requisitos del Artículo 2.9.5.0.1.8 (6.10.1.8 AASHTO) después que los momentos se hayan redistribuidos.

Los momentos se deberán redistribuir solamente en las secciones sobre pilas interiores para las cuales las secciones transversales en la totalidad de las longitudes no arriostradas inmediatamente adyacentes a dichas secciones satisfacen los requisitos de los Artículos B6.2.1 a B6.2.6. Si para calcular los momentos de redistribución se utiliza el método refinado del Artículo B6.6, no es necesario que todas las secciones sobre las pilas interiores satisfagan estos requisitos; sin embargo, no se deberán redistribuir momentos de secciones que no satisfacen estos requisitos. En lugar de ello, después de la redistribución dichas secciones deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 2.9.5.0.4.2, 2.9.5.0.8.1 (6.10.4.2, 6.10.8.1 AASHTO) o el Artículo A6.1, según corresponda. Si para calcular los momentos de redistribución en las pilas interiores se utilizan los requisitos de los Artículos B6.3 o B6.4, las longitudes no arriostradas inmediatamente adyacentes a todas las secciones sobre las pilas interiores deberán satisfacer los requisitos de los Artículos B6.2.1 a B6.2.6.

B6.2.1 Dimensiones del Alma

Dentro de la longitud no arriostrada considerada, el alma se deberá dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \qquad \text{(B.6.2.1-1 AASHTO)}$$

$$\frac{2D_t}{t_w} \leq 6.8\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{(B.6.2.1-2 AASHTO)}$$

y

$$D_{cp} \leq 0.75\,D \qquad \text{(B.6.2.1-3 AASHTO)}$$

Donde:

D_c = *profundidad del alma en compresión en el rango elástico (in). Para las secciones compuestas D_c se deberá determinar cómo se especifica en el Artículo D6.3.1. (in.)*

D_{cp} = *profundidad del alma comprimida cuando se produce el momento plástico determinada como se especifica en el Artículo D6.3.2 (in).*

B6.2.2 Dimensiones del Ala a la Compresión

Dentro de la longitud no arriostrada considerada, el ala de compresión se deberá dimensionar de manera que:

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \leq 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{(B.6.2.2-1 AASHTO)}$$

y

$$b_{ft} \geq \frac{D}{4.25} \qquad \text{(B.6.2.2-2 AASHTO)}$$

B6.2.3 Transiciones entre Diferentes Secciones

*Dentro de la longitud no arriostrada considerada, los elementos de sección doble **T** de acero deberán ser prismáticos.*

B6.2.4 Arriostramiento Lateral

La longitud no arriostrada considerada deberá satisfacer:

$$L_b \leq \left[0.1 - 0.06\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]\frac{r_t E}{F_{yc}} \qquad \text{(B.6.2.4-1 AASHTO)}$$

Donde:

L_b = *longitud no arriostrada (in).*

M_1 = *momento flector respecto del eje mayor de la sección transversal en el punto de arriostramiento con el menor momento debido a las cargas mayoradas, tomado ya sea como el valor máximo o mínimo de la envolvente de momentos, cualquiera sea el valor que produzca la menor longitud no arriostrada admisible ((kip–in.).*

M_2 = *momento flector respecto del eje mayor de la sección transversal en el punto de arriostramiento con el mayor momento debido a las cargas mayoradas, tomado como el valor crítico de la envolvente de momentos (kip–in.).*

r_t = *radio de giro efectivo para pandeo lateral torsional en la longitud no arriostrada considerada determinado a partir de Ecuación A6.3.3-10 (in).*

(M_1/M_2) se deberá considerar negativo cuando los momentos provoquen doble curvatura.

B6.2.5 Corte

Dentro de la longitud no arriostrada considerada, las almas con o sin rigidizadores transversales deberán satisfacer el siguiente requisito en el Estado Límite de Resistencia:

$$v_u \leq \phi_v V_{cr} \qquad \text{(B.6.2.5-1 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ_v = *factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 2.9.4.4.2* ***(6.5.4.2 AASHTO).***

V_u = *corte en el alma debido a las cargas mayoradas (kip)*

V_{cr} = *resistencia al pandeo por corte determinado en base a la Ecuación 2.9.5.0.9.2-1* ***(6.10.9.2-1 AASHTO)*** *para almas no rigidizadas y en base a Ec. 2.9.5.0.9.3.3-1* ***(6.10.9.3.3-1 AASHTO)*** *para almas rigidizadas (kip).*

B6.2.6 Rigidizadores de Apoyo

En la sección sobre la pila interior considerada se deberán colocar rigidizadores de apoyo diseñados de acuerdo con los requisitos del Artículo 2.9.5.11.2 ***(6.10.11.2 AASHTO).***

B6.3 Estado Límite de Servicio

B6.3.1 Disposiciones Generales

Se deberá aplicar la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio II indicada en la Tabla 2.4.5.3.1-1 *(3.4.1-1 AASHTO)*

B6.3.2 Flexión

B6.3.2.1 Adyacente a Secciones Sobre Pilas Interiores

Excepto que se deberá satisfacer el requisito de la Ecuación 2.9.5.0.4.2.2-4 *(6.10.4.2.2-4 AASHTO)* *en los tramos adyacentes a una sección sobre una pila interior no será necesario verificar los requisitos del Artículo 2.9.5.0.4.2* *(6.10.4.2 AASHTO)* *en una región que se extiende a partir de la sección sobre la pila interior que satisface los requisitos del Artículo B6.2 y la transición en el ala o punto de contraflexión bajo carga permanente, cualquiera sea el que esté más próximo.*

B6.3.2.2 En Todas las Demás Ubicaciones

Las secciones en todas las demás ubicaciones deberán satisfacer los requisitos del 2.9.5.0.4.2 *(6.10.4.2 AASHTO),* *según corresponda, luego de la redistribución. Para las secciones compuestas en flexión positiva, los momentos de redistribución se deberán aplicar a la sección compuesta a largo plazo al calcular las tensiones de flexión en la sección de acero. Para calcular las tensiones de flexión longitudinal en el tablero de concreto debidas a los momentos de redistribución se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.5.0.1.1.1d* *(6.10.1.1.1d AASHTO).*

Los momentos de redistribución se deberán calcular de acuerdo con los requisitos especificados en el Artículo B6.3.3 y se deberán sumar a los momentos elásticos debidos a las cargas correspondientes a Estado Límite de Servicio II.

B6.3.3 Momentos de Redistribución

B6.3.3.1 En Secciones Sobre Pilas Interiores

En cada sección sobre una pila interior donde no se verifiquen las tensiones de flexión tal como lo permite el Artículo B6.3.2.1, el momento de redistribución para las cargas correspondientes al Estado Límite de Servicio II se deberá tomar como:

$$M_{rd} = |M_e| - M_{pe} \qquad \text{(B6.3.3.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

$$0 \le M_{rd} \le 0.2|M_e| \qquad \text{(B6.3.3.1-2 AASHTO)}$$

Donde:

M_{pe} = *momento plástico efectivo en flexión negativa para el Estado Límite de Servicio determinado como se especifica en el Artículo B6.5 (kip–in.).*

M_e = *valor crítico de la envolvente de momentos elásticos en la sección sobre una pila interior debidos a las cargas correspondientes a Estado Límite de Servicio* II *(kip-in.).*

B6.3.3.2 En Todas las Demás Ubicaciones

El diagrama de momentos de redistribución para la combinación de cargas correspondiente a Estado Límite de Servicio II *se deberá determinar uniendo mediante líneas rectas los momentos de redistribución en las secciones sobre pilas interiores adyacentes. Estas líneas se deberán extender hasta cualquier punto de momento de redistribución nulo en los apoyos adyacentes, incluyendo los estribos.*

B6.4 Estado Límite de Resistencia

B6.4.1 Resistencia a la Flexión

B6.4.1.1 Adyacente a Secciones Sobre Pilas Interiores

No será necesario verificar las resistencias a la flexión de las secciones dentro de las longitudes no arriostradas inmediatamente adyacentes a las secciones sobre pilas interiores que satisfagan los requisitos del Artículo B6.2.

B6.4.1.2 En Todas las Demás Ubicaciones

Las secciones en todas las demás ubicaciones deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 2.9.5.0.7, 2.9.5.0.8.1 (6.10.7, 6.10.8.1 AASHTO) o A6.1, según corresponda, luego de la redistribución. Para las secciones compuestas en flexión positiva, los momentos de redistribución se deberán aplicar a la sección compuesta a largo plazo al calcular las tensiones de flexión en la sección de acero. Para calcular las tensiones de flexión longitudinal en el tablero de concreto debidas a los momentos de redistribución se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.5.0.1.1.1d (6.10.1.1.1d AASHTO).

Los momentos de redistribución se deberán calcular de acuerdo con los requisitos del Artículo B6.4.2 y se deberán sumar a los momentos elásticos debidos a las cargas mayoradas en el Estado Límite de Resistencia.

B6.4.2 Momentos de Redistribución

B6.4.2.1 En Secciones Sobre Pilas Interiores

En cada sección sobre una pila interior donde no se verifiquen las resistencias a la flexión tal como lo permite el Artículo B6.4.1.1, el momento de redistribución en el Estado Límite de Resistencia se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

$$M_{rd} = |M_e| + \frac{1}{3} f_l S_{xc} - \phi_f M_{pe} \qquad \text{(B6.4.2.1-1 AASHTO)}$$

o bien:

$$M_{rd} = |M_e| + \frac{1}{3} f_l S_{xt} - \phi_f M_{pe} \qquad \text{(B6.4.2.1-2 AASHTO)}$$

Donde:

$$0 \le M_{rd} \le 0.2|M_e| \qquad \text{(B6.4.2.1-3 AASHTO)}$$

f_ℓ = *tensión de flexión lateral en el ala considerada en la sección sobre la pila interior (ksi). Para las alas de tracción o compresión con apoyo lateral continuo, f_ℓ se deberá tomar igual a cero.*

ϕ_f = *factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 6.5.4.2*

M_{pe} = *Momento plástico efectivo en flexión negativa para el Estado Límite de Resistencia determinado como se especifica en el Artículo B6.5 (kip–in.)*

M_e = *valor crítico de la envolvente de momentos elásticos en la sección sobre una pila interior debidos a las cargas mayoradas (kip–in.)*

M_{yc} = *momento de fluencia con respecto al ala de compresión determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (kip–in.)*

M_{yt} = *momento de fluencia con respecto al ala de tracción determinado como se especifica en el Artículo D6.2 (kip–in.)*

S_{xc} = *módulo resistente elástico de la sección respecto del eje mayor de la sección hasta el ala de compresión tomado como M_{yc}/F_{yc} (in^3)*

S_{xt} = *módulo resistente elástico de la sección respecto del eje mayor de la sección hasta el ala de tracción tomado como M_{yc}/F_{yc} (in^3)*

B6.4.2.2 En Todas las Demás Secciones

El diagrama de momentos de redistribución para el Estado Límite de Resistencia se deberá determinar usando el mismo procedimiento especificado en el Artículo B6.3.3.2 para la combinación de cargas correspondiente a Estado Límite de Servicio II.

B6.5 Momento Plástico Efectivo

B6.5.1 Secciones Sobre Pilas Interiores con Características Momento-Rotación Mejoradas

Para las secciones sobre pilas interiores que satisfacen los requisitos del Artículo B6.2 y que contienen:

- *Rigidizadores transversales con una separación menor o igual que D/2 en una distancia mínima igual a D/2 a cada lado de la sección sobre la pila interior*

o bien:

- *Almas ultracompactas que satisfacen:*

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \le 2.3\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \qquad \text{(B6.5.1-1 AASHTO)}$$

Donde:

D_{cp} = *profundidad del alma comprimida cuando se produce el momento plástico determinada como se especifica en el Artículo D6.3.2 (in)*

El momento plástico efectivo se deberá tomar como:

- *Para el Estado Límite de Servicio:*

$$M_{pe} = M_n \qquad \text{(B6.5.1-2 AASHTO)}$$

- *Para el Estado Límite de Resistencia:*

$$M_{pe} = \begin{pmatrix} 2.78 - 2.3\frac{b_{fc}}{t_{fc}}\sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \\ -0.35\frac{D}{b_{fc}} + 0.39\frac{b_{fc}}{t_{fc}}\sqrt{\frac{F_{yc}}{E}\frac{D}{b_{fc}}} \end{pmatrix} M_n \le M_n \qquad \text{(B6.5.1-3 AASHTO)}$$

Donde:

M_n = *resistencia nominal a la flexión de la sección en la pila interior tomada como el menor valor entre $F_{nc}S_{xc}$ y $F_{nt}S_{xt}$, con F_{nc} y F_{nt} determinados como se especifica en el Artículo 6.10.8. Para las secciones con almas compactas o no compactas, M_n se puede tomar como el menor valor entre M_{nc} y M_{nt} determinados como se especifica en Apéndice A (kip–in.).*

B6.5.2 Todas las Demás Secciones Sobre Pilas Interiores

Para las secciones sobre pilas interiores que satisfacen los requisitos del Artículo B6.2 pero que no satisfacen los requisitos del Artículo B6.5.1, el momento plástico efectivo se deberá tomar como:

- *Para el Estado Límite de Servicio:*

$$M_{pe} = \begin{pmatrix} 2.90 - 2.3\frac{b_{fc}}{t_{fc}}\sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \\ -0.35\frac{D}{b_{fc}} + 0.39\frac{b_{fc}}{t_{fc}}\sqrt{\frac{F_{yc}}{E}\frac{D}{b_{fc}}} \end{pmatrix} M_n \le M_n \qquad \text{(B6.5.2-1 AASHTO)}$$

- *Para el Estado Límite de Resistencia:*

$$M_{pe} = \begin{pmatrix} 2.63 - 2.3\frac{b_{fc}}{t_{fc}}\sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \\ -0.35\frac{D}{b_{fc}} + 0.39\frac{b_{fc}}{t_{fc}}\sqrt{\frac{F_{yc}}{E}}\frac{D}{b_{fc}} \end{pmatrix} M_n \leq M_n \qquad \text{(B6.5.2-2 AASHTO)}$$

B6.6 Método Refinado

B6.6.1 Disposiciones Generales

Los elementos de sección doble T continuos que satisfacen los requisitos del Artículo B6.2 también se pueden dimensionar en base a un análisis directo. En este enfoque, los momentos de redistribución se deberán determinar respetando la continuidad rotacional y satisfaciendo las relaciones momento-rotación inelástica en las secciones sobre las pilas interiores seleccionadas. También se puede emplear un análisis directo en los estados límites de servicio y/o resistencia. En este análisis se deberá utilizar la envolvente de los momentos elásticos debidos a las cargas mayoradas.

Para el análisis directo, los momentos de redistribución se deberán determinar usando las propiedades elásticas de rigidez de la sección compuesta a corto plazo, suponiendo que el tablero de concreto es efectivo en la totalidad de la longitud del tramo. Para las secciones compuestas en flexión positiva, al calcular las tensiones de flexión elásticas en la sección de acero los momentos de redistribución se deberán aplicar a la sección compuesta a largo plazo. Para calcular las tensiones elásticas de flexión longitudinal en el tablero de concreto debidas a los momentos de redistribución se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.9.5.0.1.1.1d (6.10.1.1.1d. AASHTO).

Las secciones adyacentes a las pilas interiores desde las cuales se redistribuyen momentos deberán satisfacer los requisitos del Artículo B6.3.2.1 en el Estado Límite de Servicio y del Artículo B6.4.1.1 en el Estado Límite de Resistencia. Todas las demás secciones deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 2.9.5.0.4.2, 2.9.5.0.7, 2.9.5.0.8.1 (6.10.4.2, 6.10.7, 6.10.8.1 AASHTO) *ó A6.1 luego de encontrar una solución.*

Al aplicar un análisis directo en el Estado Límite de Resistencia, las ordenadas de las curvas momento nominal-rotación se deberán multiplicar por el factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 2.9.4.4.2 (6.5.4.2 AASHTO) *Al aplicar un análisis directo en el Estado Límite de Servicio II se deberán utilizar las curvas de momento nominal-rotación directamente.*

B6.6.2 Curvas Momento Nominal-Rotación

En las secciones sobre pilas interiores que satisfacen los requisitos de la Sección B6.2 se podrá utilizar la curva momento nominal-rotación ilustrada en la Figura B6.6.2-1.

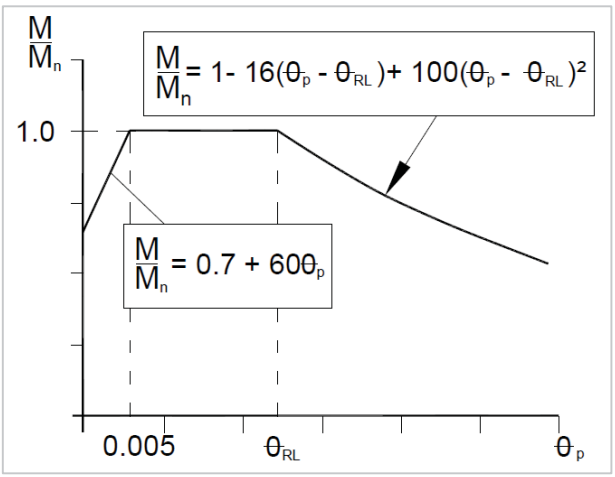


Figura B6.6.2-1 *Curva momento nominal-rotación para secciones sobre pilas internas que satisfacen el Artículo B6.2.*

Donde:

θ_{RL} = *rotación plástica para la cual el momento en la sección en una pila interior nominalmente comienza a disminuir a medida que aumenta θ_p (radianes).*

$$= 0.137 - 0.143\frac{b_{fc}}{t_{fc}}\sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} - 0.0216\frac{D}{b_{fc}} + 0.0241\frac{D}{b_{fc}}\frac{b_{fc}}{t_{fc}}\sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \qquad \text{(B6.6.2-1 AASHTO)}$$

Para secciones que satisfacen los requisitos adicionales especificados en el Artículo B6.5.1, y

$$= 0.128 - 0.143\frac{b_{fc}}{t_{fc}}\sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} - 0.0216\frac{D}{b_{fc}} + 0.0241\frac{D}{b_{fc}}\frac{b_{fc}}{t_{fc}}\sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \qquad \text{(B6.6.2-2 AASHTO)}$$

Para todas las demás secciones.

Donde:

θ_p = *rotación plástica en la sección sobre una pila interior (radianes)*

M = *momento flector respecto del eje mayor de la sección transversal debido a las cargas mayoradas (kip–in.)*

M_n = *resistencia nominal a la flexión de la sección sobre la pila interior tomada como el menor valor entre $F_{nc}S_{xc}$ y $F_{nt}S_{xt}$, con F_{nc} y F_{nt} determinados como se especifica en el Artículo 6.10.8 (kip–in.). Para las secciones con almas compactas o no compactas, M_n se puede tomar como el menor valor entre M_{nc} y M_{nt} determinados como se especifica en el Apéndice A. Para las combinaciones de cargas que inducen tensiones de flexión lateral significativas en las alas, la influencia de la flexión lateral de las alas se deberá considerar restando el mayor valor entre 1/3 $f_l S_{xc}$ y1/3 $f_l S_{xt}$ de los valores anteriores.*

f_ℓ = *tensión de flexión lateral en el ala considerada en la sección sobre la pila interior (ksi). Para las alas de tracción o compresión con apoyo lateral continuo, f_ℓ se deberá tomar igual a cero.*

Para las secciones sobre pilas interiores que satisfacen los requisitos del Artículo B6.2 se pueden emplear otras relaciones momento nominal-rotación, siempre que estas relaciones se desarrollen considerando todos los factores que potencialmente afectan las características momento rotación dentro de las restricciones de dichos requisitos. El análisis deberá suponer que las secciones sobre pilas interiores que no satisfacen los requisitos del Artículo B6.2 permanecen elásticas y deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 2.9.5.0.4.2, 2.9.5.0.8.1 (6.10.4.2, 6.10.8.1 AASHTO) o A6.1, según corresponda, luego de hallar una solución.

APÉNDICE D6

CALCULOS FUNDAMENTALES PARA ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN

D6.1 Momento Plástico.

El momento plástico, M_p, se deberá calcular como el primer momento de las fuerzas plásticas respecto del eje neutro plástico. Las fuerzas en las porciones de acero de una sección transversal se deberán calcular usando las resistencias a la fluencia de las alas, el alma y las armaduras de acero, según corresponda. Las fuerzas plásticas en las porciones de concreto de la sección transversal que están en compresión se pueden basar en un bloque rectangular de tensiones con una tensión de compresión de magnitud igual a 0.85 f'_c. El concreto traccionado se deberá despreciar.

La posición del eje neutro plástico se deberá determinar en base a la condición de equilibrio que establece que la fuerza axial neta debe ser nula.

El momento plástico de una sección compuesta en flexión positiva se puede determinar de la siguiente manera:

- *Calcular las fuerzas en los elementos y usarlas para determinar si el eje neutro plástico se encuentra en el alma, el ala superior o el tablero de concreto;*
- *Calcular la ubicación del eje neutro plástico dentro del elemento determinado en el primer paso, y*
- *Calcular M_p. En la Tabla D6.1-1 se indican las ecuaciones para varias locaciones del eje neutro plástico (PNA)*

Las fuerzas en la armadura longitudinal se pueden despreciar de manera conservadora. Para hacerlo, en las ecuaciones que aparecen en la Tabla D6.1-1, P_{rb} y P_{rt} se deben igualar a cero.

El momento plástico de una sección compuesta en flexión negativa se puede calcular mediante un procedimiento análogo. En la Tabla D6.1-2 se indican las ecuaciones para los dos casos más habituales en la práctica.

El momento plástico de una sección no compuesta se puede calcular eliminando los términos correspondientes al tablero de concreto y a la armadura longitudinal de las ecuaciones para secciones compuestas indicadas en las Tablas D6.1-1 y D6.1-2.

En las ecuaciones para M_p indicadas en las Tablas D6.1-1 y D6.1-2, d es la distancia desde una fuerza en un elemento hasta el eje neutro plástico. Las fuerzas en los elementos actúan (a) a la mitad del espesor de las alas y el tablero de concreto, (b) a la mitad de la profundidad del alma, y (c) en el centro de las armaduras. Todas las fuerzas en los elementos, dimensiones y distancias se deberán considerar positivas. Las condiciones se deberían verificar en el orden en que aparecen listadas en tablas D6.1-1 y D6.1-2.

Tabla D6.1-1 *Cálculo de Ȳ y Mp para secciones en flexión positiva*

CASO	ENP	CONDICION	$\bar{Y}$ and M_p
I	En el alma	$P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right)\left[\frac{P_t - P_c - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1\right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D}\left[\bar{Y}^2 + \left(D - \bar{Y}\right)^2\right] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_t d_t]$
II	En el ala superior	$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right)\left[\frac{P_w + P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1\right]$ $M_p = \frac{P_c}{2t_c}\left[\bar{Y}^2 + \left(t_c - \bar{Y}\right)^2\right] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_t d_t]$
III	Tablero de concreto, debajo de P_{rb}	$P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = (t_s)\left[\frac{P_c + P_w + P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_s}\right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
IV	Tablero de concreto, en P_{rb}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$	$\bar{Y} = c_{rb}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt} d_{rt} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
V	Tablero de concreto, encima de P_{rb} debajo de P_{rt}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$	$\bar{Y} = (t_s)\left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_{rt}}{P_s}\right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VI	Tablero de concreto, en P_{rt}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_{rt} \geq \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = c_{rt}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VII	Tablero de concreto, encima de P_{rt}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_{rt} < \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = (t_s)\left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t + P_{rt}}{P_s}\right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$

ENP: Eje Neutro Plástico

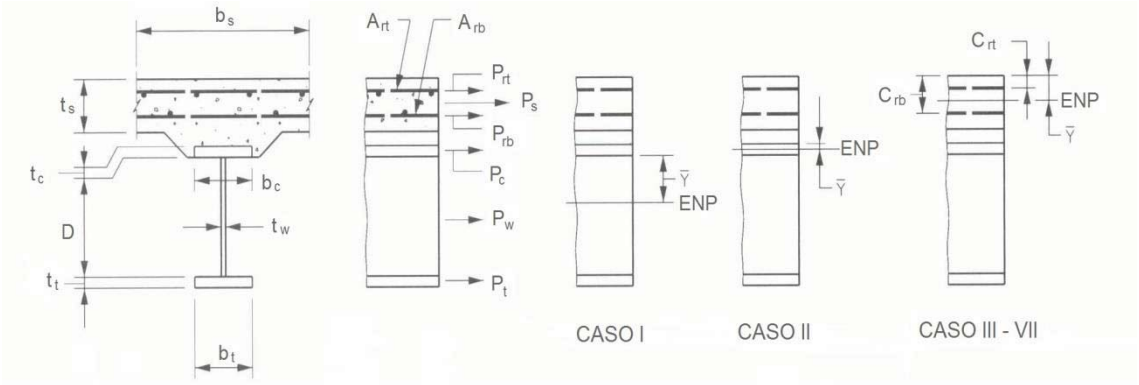
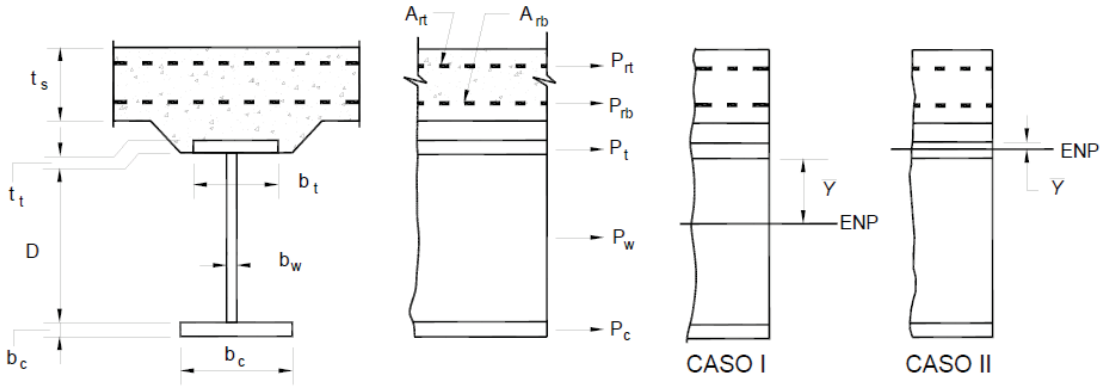


Tabla D6.1-2 *Cálculo de Ȳ y Mp para secciones en flexión negativa*

CASO	ENP[§]	CONDICIÓN	$\bar{Y}$, M_p
I	En el alma	$P_c + P_w \geq P_t + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right)\left[\frac{P_c - P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1\right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D}\left[\bar{Y}^2 + \left(D - \bar{Y}\right)^2\right] + \left[P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_t d_t + P_c d_c\right]$
II	En el ala superior	$P_c + P_w + P_t \geq P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_t}{2}\right)\left[\frac{P_w + P_c - P_{rt} - P_{rb}}{P_t} + 1\right]$ $M_p = \frac{P_t}{2t_t}\left[\bar{Y}^2 + \left(t_t - \bar{Y}\right)^2\right] + \left[P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_w d_w + P_c d_c\right]$

[§] ENP = Eje neutro plástico



Donde:

$P_{rt} = F_{yrt}A_{rt}$

$P_s = 0.85f'_c b_s t_s$

$P_{rb} = F_{yrb}A_{rb}$

$P_c = F_{yc}b_c t_c$

$P_W = F_{yw}Dt_w$

$P_t = F_{yt}b_t t_t$

D6.2 Momento de Fluencia

D6.2.1 Secciones No Compuestas

El momento de fluencia, M_y, de una sección no compuesta se deberá tomar como el menor valor entre el momento requerido para provocar la primera fluencia nominal en el ala de compresión, M_{yc}, y el momento requerido para provocar la primera fluencia nominal en el ala de tracción, M_{yt}, en el Estado Límite de Resistencia. En este cálculo se deberá despreciar la flexión lateral de las alas independientemente del tipo de sección, mientras que en las secciones híbridas se deberá despreciar la fluencia del alma.

D6.2.2 Secciones Compuestas en Flexión Positiva

El momento de fluencia de una sección compuesta en flexión positiva se deberá tomar como la sumatoria de los momentos aplicados separadamente al acero y a las secciones compuestas a corto y largo plazo para provocar la primera fluencia nominal en cualquiera de las alas de acero en el Estado Límite de Resistencia. En este cálculo se deberá despreciar la flexión lateral de las alas independientemente del tipo de sección, mientras que en las secciones híbridas se deberá despreciar la fluencia del alma.

El momento de fluencia de una sección compuesta en flexión positiva se puede determinar de la siguiente manera:

- *Calcular el momento M_{D1} provocado por la carga permanente mayorada aplicada antes que el tablero de concreto se haya endurecido o vuelto compuesto. Aplicar este momento a la sección de acero.*
- *Calcular el momento M_{D2} provocado por el resto de la carga permanente mayorada. Aplicar este momento a la sección compuesta a largo plazo.*
- *Calcular el momento adicional M_{AD} que se debe aplicar a la sección compuesta a corto plazo para provocar fluencia nominal en cualquiera de las alas de acero.*
- *El momento de fluencia la suma del momento debido a todas las cargas permanentes más el momento adicional.*

Simbólicamente, el procedimiento se puede expresar de la siguiente manera:

1) Resolver para M_{AD} de la siguiente ecuación:

$$F_{yf} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \qquad \text{(D6.2.2-1 AASHTO)}$$

2) Luego calcular:

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \qquad \text{(D6.2.2-2 AASHTO)}$$

Donde:

S_{NC}	=	*módulo resistente de la sección no compuesta (in^3); (mm^3)*
S_{ST}	=	*módulo resistente de la sección compuesta a corto plazo (in^3); (mm^3)*
S_{LT}	=	*módulo resistente de la sección compuesta a largo plazo (in^3); (mm^3)*
M_{D1}, M_{D2} & M_{AD}	=	*momentos debidos a las cargas factoradas aplicados a las secciones correspondientes (kip-in); (N-mm)*

M_y se deberá tomar como el menor valor calculado para el ala de compresión, M_{yc}, o el ala de tracción, M_{yt}

D6.2.3 Secciones Compuestas en Flexión Negativa

Para las secciones compuestas en flexión negativa se deberá seguir el procedimiento especificado en el Artículo D6.2.2, excepto que la sección compuesta tanto para los momentos a corto plazo como para los momentos a largo plazo deberá consistir en la sección de acero y la armadura longitudinal dentro del ancho efectivo del tablero de concreto. Por lo tanto, S_{ST} y S_{LT} tienen el mismo valor. Además, M_{yt} se deberá tomar con respecto ya sea al ala de tracción o a la armadura longitudinal, cualquiera sea el que entre en fluencia primero.

D6.2.4 Secciones con Cubrejuntas

Para las secciones que contienen cubrejuntas en las alas, M_{yc} o M_{yt} se deberá tomar como el menor valor de momento asociado con la primera fluencia nominal en base a la tensión ya sea en el ala considerada o en cualquiera de los cubrejuntas unidos a dicha ala, cualquiera sea el que entre en fluencia primero. En este cálculo se deberá despreciar la flexión lateral de las alas independientemente del tipo de sección, mientras que en las secciones híbridas se deberá despreciar la fluencia del alma.

D6.3 Profundidad Comprimida del Alma

D6.3.1 En el Rango Elástico (Dc)

Para las secciones compuestas en flexión positiva, la profundidad comprimida del alma en el rango elástico, D_c, será la profundidad en la cual la suma algebraica de las tensiones en el acero, la sección compuesta a largo plazo y la sección compuesta a corto plazo debidas a las cargas permanentes y sobrecargas más las cargas de impacto sea de compresión.

En lugar de calcular D_c en las secciones en flexión positiva en base a un diagrama de tensiones se pueden utilizar la siguiente ecuación:

$$D_C = \left(\frac{-f_c}{|f_c|+f_t}\right) d - t_{fc} \geq 0 \qquad \text{(D6.3.1-1 AASHTO)}$$

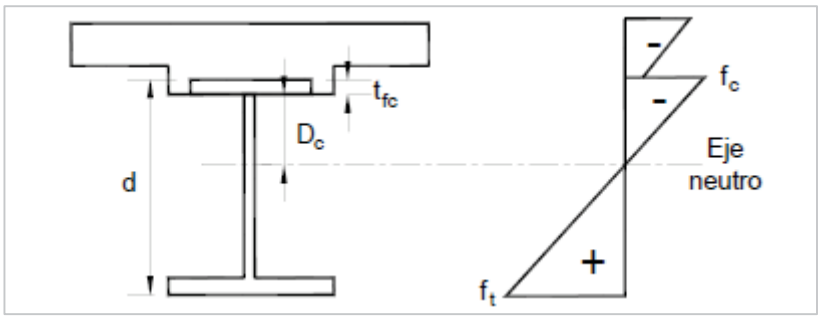


***Figura D6.3.1-1** Cálculo de D_c en Secciones en flexión Positiva*

Donde:

d = *profundidad de la sección de acero (in.)**;** (mm)*

f_c = *sumatoria de las diferentes tensiones de flexión en el ala de compresión provocadas por las diferentes cargas, es decir, D_{C1} (la carga permanente que actúa sobre la sección no compuesta), D_{C2} (la carga permanente que actúa sobre la sección compuesta a largo plazo), D_W (la carga correspondiente a la superficie de rodamiento), y LL+IM; actuando sobre sus respectivas secciones (ksi). El valor de fc se deberá considerar negativo cuando el esfuerzo sea de compresión. En este cálculo se deberá despreciar la flexión lateral de las alas.*

f_t = *sumatoria de las diferentes tensiones en el ala de tracción provocadas por las diferentes cargas (ksi); (MPa). En este cálculo se deberá despreciar la flexión lateral de las alas.*

Para las secciones compuestas en flexión negativa D_c se deberá calcular para la sección compuesta por la viga de acero más la armadura longitudinal, con la siguiente salvedad. Para las secciones compuestas en flexión negativa en estado límite de servicio en las cuales el tablero de concreto se considera efectivo en tracción para el cálculo de esfuerzos de flexión en la sección compuesta debidas a la combinación de cargas correspondiente a Estado Límite de Servicio II, D_c se deberá calcular usando la Ecuación D6.3.1-1

D6.3.2 Cuando se Produce el Momento Plástico (Dcp)

Para las secciones compuestas en flexión positiva, la profundidad comprimida del alma cuando se produce el momento plástico, D_{cp}, se deberá tomar de la siguiente manera para los casos de la Tabla D6.1-1 en que el eje neutro plástico se encuentra en el alma:

$$D_{cp} = \frac{D}{2}\left(\frac{F_{yt}A_t - F_{yc}A_c - 0.85f'_cA_s - F_{yrs}A_{rs}}{F_{yw}A_w} + 1\right) \qquad \text{(D6.3.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

A_c = *área del ala en compresión (in²); (mm²).*

A_{rs} = *área total de la armadura longitudinal dentro del ancho efectivo del tablero de concreto (in²); (mm²).*

A_s = *área del tablero de concreto (in²); (mm²).*

A_t = *área del ala de tracción (in²); (mm²).*

A_w = *área del alma (in²); (mm²).*

D_{cp} = *profundidad del alma comprimida cuando se produce el momento plástico (in.), (mm).*

F_{yrs} = *mínima resistencia a la fluencia especificada de la armadura longitudinal (ksi); (MPa).*

F_{yc} = *mínima resistencia a la fluencia especificada de un ala de compresión (ksi); (MPa).*

F_{yt} = *mínima resistencia a la fluencia especificada de un ala de tracción (ksi); (MPa).*

F_{yw} = *mínima resistencia a la fluencia especificada de un alma (ksi); (MPa).*

Para todas las demás secciones compuestas en flexión positiva D_{cp} se deberá tomar igual a cero.

Para las secciones compuestas en flexión negativa D_{cp} se deberá tomar de la siguiente manera para los casos de la Tabla D6.1-2 en que el eje neutro plástico se encuentra en el alma:

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_w F_{yw}}\left[F_{yt}A_t + F_{yw}A_w + F_{yrs}A_{rs} - F_{yc}A_c\right] \quad \text{(D6.3.2-2 AASHTO)}$$

Para todas las demás secciones compuestas en flexión negativa D_{cp} se deberá tomar igual a D.

Para las secciones no compuestas en las cuales:

$$F_{yw}A_w \geq |F_{yc}A_c - F_{yt}A_t| \quad \text{(D6.3.2-3 AASHTO)}$$

D_{cp} se deberá tomar como:

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_w F_{yw}}\left[F_{yt}A_t + F_{yw}A_w - F_{yc}A_c\right] \quad \text{(D6.3.2-4 AASHTO)}$$

Para todas las demás secciones no compuestas Dcp se deberá tomar igual a D.

D6.4 Ecuaciones de Pandeo Lateral Torsional para $C_B > 1.0$, con Énfasis en los Requisitos sobre Longitud No Arriostrada para Desarrollo de la Máxima Resistencia a la Flexión

D6.4.1 Según los Requisitos del Artículo 2.9.5.0.8.2.3

(6.10.8.2.3 AASHTO)

Para longitudes no arriostradas en las cuales el elemento es prismático, la resistencia al pandeo lateral torsional del ala de compresión se deberá tomar como:

- *Si* $L_p \leq L_b$, *entonces :*

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad \text{(D6.4.1-1 AASHTO)}$$

- *Si* $L_p < L_b \leq L_r$, *entonces*
  - $Si\ L_b \leq L_p + \frac{\left(1-\frac{1}{C_b}\right)}{\left(1-\frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)}\left(L_r - L_p\right), entonces:$

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad \text{(D6.4.1-2 AASHTO)}$$

  - *Caso contrario:*

$$F_{nc} = C_b\left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}}\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] R_b R_h F_{yc} \leq R_b R_h F_{yc} \quad \text{(D6.4.1-3 AASHTO)}$$

- *Si* $L_b > L_r$, *entonces:*
  - $Si\ L_b \leq \pi r_t \sqrt{\frac{C_b E}{R_h F_{yc}}}\ , entonces:$

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad \text{(D6.4.1-4 AASHTO)}$$

  - *Caso contrario:*

$$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc} \quad \text{(D6.4.1-5 AASHTO)}$$

Todos los términos de las ecuaciones anteriores se deberán tomar como se definen en el artículo 2.9.5.0.8.2.3 *(6.10.8.2.3 AASHTO)*

D6.4.2 Según los Requisitos del Artículo A6.3.3

Para longitudes no arriostradas en las cuales el elemento es prismático, la resistencia a la flexión basada en el pandeo lateral torsional se deberá tomar como:

- *Si* $L_p \leq L_b$, *entonces:*

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(D6.4.2-1 AASHTO)}$$

- *Si* $L_p < L_b \leq L_r$, *entonces:*
  - $Si\ L_b \leq L_p + \frac{\left(1-\frac{1}{C_b}\right)}{\left(1-\frac{F_{yr}S_{xc}}{R_{pc}M_{yc}}\right)}\left(L_r - L_p\right), entonces$

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(D6.4.2-2 AASHTO)}$$

  - *Caso contrario:*

$$M_{nc} = C_b\left[1-\left(1-\frac{F_{yr}S_{xc}}{R_{pc}M_{yc}}\right)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right] R_{pc}M_{yc} \leq R_{pc}M_{yc} \qquad \text{(D6.4.2-3 AASHTO)}$$

- *Si* $L_b > L_r$, *entonces:*
  - *Si :*

$$L_b \leq 1.95 r_t \frac{C_b S_{xc} E}{R_{pc} M_{yc}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h}} \sqrt{1+\sqrt{1+6.76\left(\frac{R_{pc}M_{yc}}{C_b S_{xc} E}\frac{S_{xc}h}{J}\right)^2}}$$

Entonces:

$$M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(D6.4.2-4 AASHTO)}$$

  - *Caso contrario:*

$$M_{nc} = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \qquad \text{(D6.4.2-5 AASHTO)}$$

Todos los términos de las ecuaciones anteriores se deberán tomar como se definen en el Artículo A6.3.3.

Para longitudes no arriostradas en las cuales el elemento está formado por secciones monosimétricas no compuestas y está sujeto a flexión con curvatura doble, a menos que se considere que el ala superior tiene apoyo lateral continuo se deberá verificar la resistencia al pandeo lateral torsional de ambas alas.

Para longitudes no arriostradas en las cuales el elemento es no prismático, la resistencia a la flexión basada en el pandeo lateral torsional se puede tomar como la menor resistencia dentro de la longitud no arriostrada bajo consideración determinada mediante las Ecuaciones A6.3.3- 1, A6.3.3-2 0 A6.3.3-3, según corresponda, asumiendo que la longitud no arriostrada es prismática.

La resistencia M_{nc} en cada sección dentro de la longitud no arriostrada se tomará igual a esta resistencia multiplicada por la relación de S_{xc} en la sección bajo consideración a S_{xc} en la sección gobernada por la resistencia al pandeo torsional lateral. El modificador de gradiente de momentos, C_b, será tomado igual a 1.0 en este caso y L_b no se modificará por un factor efectivo de longitud-

Para longitudes no arriostradas que contienen una transición hacia una sección de menor tamaño a una distancia menor o igual que 20 por ciento de la longitud no arriostrada a partir del punto de arriostramiento que tiene el menor momento, la resistencia a la flexión basada en el pandeo lateral torsional se puede determinar asumiendo que la transición hacia la sección de menor tamaño no existe, siempre y cuando el momento lateral de inercia del ala o alas de la sección de menor tamaño es igual a o mas grande que la mitad del correspondiente valor en la sección.

D6.5 Cargas Concentradas Aplicadas a Almas sin Rigidizadores de Apoyo.

D6.5.1 Disposiciones Generales

En los apoyos y otras ubicaciones sujetas a cargas concentradas, cuando las cargas no son transmitidas a través de un tablero o sistema de tablero, las almas sin rigidizadores de apoyo se deberán investigar para los estados límites correspondientes a fluencia local del alma y abolladura del alma de acuerdo con los requisitos de los Artículos D6.5.2 y D6.5.3.

D6.5.2 Fluencia Local de las Almas

Las almas sujetas a cargas concentradas de compresión o tracción deberán satisfacer:

$$R_u \leq \phi_b R_n \qquad \text{(D6.5.2-1 AASHTO)}$$

Donde:

R_n = *resistencia nominal a la carga concentrada (kip); (N)*

- *Para las reacciones de las pilas interiores y para las cargas concentradas aplicadas a una distancia mayor que a partir del extremo del elemento:*

$$R_n = (5K + N)F_{yw}t_w \qquad \text{(D6.5.2-2 AASHTO)}$$

- *Caso contrario:*

$$R_n = (2.5K + N)F_{yw}t_w \qquad \text{(D6.5.2-3 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ_b = *factor de resistencia para aplastamiento especificado en el Artículo 2.9.4.4.2* **(6.5.4.2 AASHTO)**

d = *profundidad de la sección de acero (in.); (mm)*

k = *distancia desde la cara exterior del ala que resiste la carga concentrada o reacción de apoyo hasta el talón del chaflan del alma (in.); (mm)*

N = *longitud de aplastamiento, (in); (mm). En los apoyos extremos N deberá ser mayor o igual que k.*

R_u = *carga concentrada o reacción de apoyo factorada. (kip); (N)*

D6.5.3 Abolladura del Alma

Las almas sujetas a cargas concentradas de compresión deberán satisfacer:

$$R_u \leq \phi_w R_n \qquad \text{(D6.5.3-1 AASHTO)}$$

Donde:

R_n = *resistencia nominal a la carga concentrada (kip); (N)*

- *Para las reacciones de las pilas interiores y para las cargas concentradas aplicadas a una distancia mayor o igual que d/2 del extremo del elemento:*

$$R_n = 0.8t_w^2\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad \text{(D6.5.3-2 AASHTO)}$$

- *De otro modo:*

  - *Si N/d ≤ 0.2, entonces:*

$$R_n = 0.4t_w^2\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad \text{(D6.5.3-3 AASHTO)}$$

  - *Si N/d > 0.2, entonces:*

$$R_n = 0.4t_w^2\left[1+\left(\frac{4N}{d}-0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad \text{(D6.5.3-4 AASHTO)}$$

Donde:

ϕ_w = *factor de resistencia para abolladura del alma especificado en el Artículo 2.9.4.4.2* ***(6.5.4.2 AASHTO)***

t_f = *espesor del ala que resiste la carga concentrada o reacción de apoyo (in.); (mm).*

t_w = *espesor del alma (in).*

APÉNDICE A11

DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

A.11.1 Consideraciones Generales.

Este apéndice proporciona información que suplementa a las disposiciones contenidas en la Sección 11 con respecto al diseño de muros y estribos independientes (autoestables) para cargas sísmicas. Se proporciona una metodología de diseño detallada para el cálculo de las presiones sísmicas de la tierra, tanto activa como pasiva. La metodología de diseño proporciona también sobre la aceleración sísmica que experimentará un muro para la estimación de efectos de deformación

Los numerosos casos de daños o fallas de puentes inducidos por la falla o el desplazamiento de los estribos durante un movimiento sísmico han demostrado claramente la necesidad de prestar atención a la hora de diseñar y detallar los estribos en zonas sísmicas. Típicamente los daños están asociados con el asentamiento del relleno, desplazamientos inducidos por los elevados empujes laterales del suelo que provocan los movimientos sísmicos o la transferencia de importantes fuerzas inerciales longitudinales o transversales de la propia estructura del puente. El asentamiento del relleno detrás de los estribos, los daños en los estribos o los daños en el tablero del puente inducidos por el movimiento de los estribos, pueden provocar la pérdida del acceso al puente; por este motivo los estribos deben ser considerados un eslabón vital en el proceso de diseño sismorresistente global de un puente.

La naturaleza de los movimientos o daños que han sufrido diferentes estribos durante sismos pasados, está bien documentada en la literatura. Evans (1971) examinó los estribos de 39 puentes ubicados en un radio de 48,3 km del terremoto de Inangahua de magnitud M7 que ocurrió en Nueva Zelanda en 1968. De estos puentes 23 tuvieron movimientos mesurables, mientras que 15 sufrieron daños. Los movimientos de los estribos independientes (estribos autoestables) siguieron un patrón general de movimiento hacia afuera y rotación respecto de la parte superior luego de entrar en contacto con las superestructuras que le sirvieron de restricción. Se observó que los asentamientos del relleno fueron de alrededor de 10 a 15 por ciento de su altura. Los efectos sobre los estribos de puentes provocados por el terremoto de Madang de magnitud M7.1 que ocurrió en Nueva Guinea, reportados por Ellison (1971), fueron similares: se observaron movimientos de los estribos de hasta 500 mm. Fung en el año (1971) describen los daños sufridos por diferentes estribos durante el terremoto de San Fernando ocurrido en 1971. Se han publicado numerosos casos de desplazamientos de estribos y daños asociados durante terremotos ocurridos en Niigata y Alaska. Sin embargo, estas fallas están asociadas principalmente con la licuefacción de los suelos de fundación.

Las características de diseño de los estribos son altamente variables y dependen de la naturaleza del predio donde se ha de construir el puente, los suelos de fundación, la longitud del puente y las magnitudes de las cargas. Los tipos de estribos incluyen, entre otros, los muros de gravedad independientes (autoestables), los muros tipo pantalla en voladizo y los diafragmas monolíticos. Las fundaciones utilizadas pueden ser zapatas ensanchadas, pilotes verticales o pilotes inclinados, mientras que los detalles de las conexiones a la superestructura pueden incluir apoyos de rodillos, apoyos elastoméricos o conexiones fijas abulonadas. Considerando la cantidad de potenciales variables de diseño, y sumando esto a la compleja naturaleza de la interacción estribo-superestructura durante un evento sísmico, es evidente que para realizar el diseño sismorresistente de los estribos es necesario adoptar numerosas hipótesis simplificadoras.

A.11.2 Comportamiento de los Muros ante Sismos del Pasado

Ver este artículo en el apéndice R

A.11.3 Cálculo de la Presión Activa Sísmica

La presión activa Sísmica del terreno ha sido históricamente estimada usando el método de Mononabe –Okabe. Sin embargo, este método no es aplicable en algunas situaciones. Recientemente, Anderson

(2008) ha sugerido un método de Equilibrio Limite Generalizado (GLE) que es ampliamente aplicable. Ambos métodos son presentados en este Apéndice.

Las especificaciones a usar para seleccionar cuál de los dos métodos se debe usar están indicadas en el artículo 2.8.1.1.14.3 *(11.6.5.3 AASHTO 2014)*

A.11.3.1 Método de Mononobe -Okabe

El método frecuentemente utilizado para calcular las fuerzas sísmicas del suelo que actúan sobre un estribo de puente o muros independientes (autoestables) es un enfoque seudo- estático desarrollado en la década de 1920 por Mononobe (1929) y Okabe (1926). El análisis de Mononobe-Okabe es una ampliación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb que toma en cuenta las fuerzas inerciales horizontales y verticales que actúan sobre el suelo. Los trabajos de Seed y Whitman (1970) y Richards y Elms (1979) describen en detalle el procedimiento de análisis. El enfoque adopta las siguientes hipótesis:

1) *El estribo se puede desplazar lo suficiente para permitir la movilización de la resistencia total del suelo o permitir condiciones de empuje activo. Si el estribo está fijo y es incapaz de moverse las fuerzas del suelo serán mucho mayores que las anticipadas por el análisis de Mononobe-Okabe.*
2) *El relleno detrás del muro es no cohesivo y tiene un ángulo de fricción ϕ*
3) *El relleno detrás del muro está en condiciones no saturadas, de modo que no surgirán problemas de licuefacción.*

Considerando el equilibrio de la cuña de suelo detrás del estribo ilustrado en la Figura A.11.3.1-1 se puede obtener un valor E_{AE} *(PAE en el AASHTO)* *de la fuerza lateral dinámica de la presión de la tierra sobre la masa del estribo y viceversa. Cuando el estribo está en el punto de falla, E_{AE} se puede calcular mediante la siguiente expresión:*

E_{AE} ($P_{AE\ AASHTO}$) = Fuerza lateral dinámica de la presión de la tierra. (kip/ft).

$$E_{AE} = \frac{1}{2}\,\gamma H^2\,(1-k_v)\,K_{AE} \qquad \text{(A.11.3.1-1 AASHTO)}$$

Donde el coeficiente sísmico K_{AE} de presión de tierra activa, adimensional, es:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta_{MO}-B)}{\cos\theta_{MO}\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta_{MO})}\times\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta_{MO}-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta_{MO})\cos(i-\beta)}}\right]^{-2}$$

Donde *(A.11.3.1-2. AASHTO)*

γ	=	*Peso unitario del suelo (kcf)*
H	=	*Altura del suelo (ft)*
ϕ_f	=	*Angulo de fricción del suelo (grados)*
Θ_{MO}	=	*Arc tan (K_h /(1- k_v)) (grados)*
δ	=	*Angulo de fricción entre el suelo y el muro (grados)*
K_h	=	*Coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adimensional)*
k_v	=	*Coeficiente de aceleración sísmica vertical (adimensional)*
i	=	*Angulo de inclinación de la superficie del relleno (grados)*

β	=	*Inclinación del muro respecto de la vertical (sentido negativo como se ilustra) (grados)*
h	=	*Altura vertical del muro medido desde el nivel del suelo, en la espalda del talón del muro, hasta la parte superior del suelo que puede ser con pendiente por sobrecarga, si está presente.*

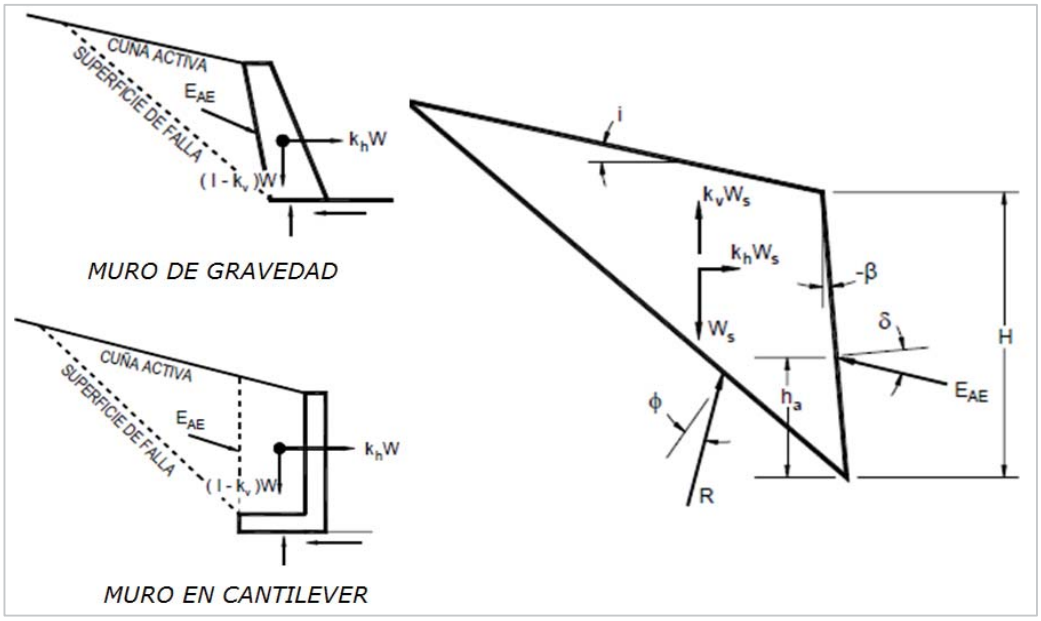


Figura A.11.3.1-1 *Diagrama de fuerzas de la cuña activa*

En la discusión del método a seguir, H y h se consideran intercambiables, dependiendo del tipo de muro en consideración.

Mononobe y Matsuo (1932) originalmente sugirieron que la resultante de la presión activa del terreno durante la carga sísmica permanece igual a cuando solamente las fuerzas estáticas están presentes (es decir H/3 o h/3). Sin embargo, consideraciones teóricas de WOOD (1973), quien encontró que la resultante de la presión dinámica actuó aproximadamente a media altura y empíricas consideraciones de estudios de modelos resumidos por Seed y Whitman (1970) quienes sugieren que h_a podría ser obtenido asumiendo que la componente fuerza estática del suelo actúa en H/3 de la parte inferior del muro y el efecto adicional dinámico actúa en una altura 0.6H, lo que resulta en incremento de la altura de la ubicación de la resultante sobre la base del muro. Por lo tanto, anteriormente, los diseñadores han asumido que h_a = H/2 con una presión uniformemente distribuida. Tenga en cuenta que si el muro tiene un talón sobresaliente o si el muro es de Suelo Estabilizado Mecánicamente (MSE), entonces reemplace ***H*** *con* ***h*** *en la discusión previa.*

Sin embargo, el análisis posterior de los terremotos en muros a gran escala indica que la presión de la tierra que se encuentra por encima de h/3 sobreestimará la fuerza, lo que resultará en el cálculo una predicción de falla del muro cuando ,en realidad, el muro funciona bien (Clough y Fragaszy,1977). Investigaciones recientes indican que la localización de la resultante de la presión total de la tierra (estática más sísmica) debe ubicarse a 1/3 encima de la base del muro modelo de prueba en muros de gravedad (Al Atik y Sitar, 2010;) Sin embargo, otros trabajos recientes (Nakamura, 2006) también indican que la ubicación de la resultante podría estar ligeramente más alta, dependiendo de lo especifico del movimiento del suelo y los detalles del muro.

Un enfoque razonable es asumir que para los muros de rutina, la resultante de la combinación estática/sísmica estaría localizada en la misma ubicación de la resultante de la presión estática del terreno pero no menor que h/3. Porque hay pruebas limitadas de que en algunos casos la ubicación de la resultante de la combinación estática/sísmica podría ser ligeramente más alta que la resultante de la presión estática del terreno, una ubicación de la resultante ligeramente más alta (Eje. 0.4h a 0.5h) para diseño sísmico de muros para los cuales el impacto de una falla en el muro es relativamente importante seria considerado. Sin embargo, para diseño de muros de rutina, una ubicación de la resultante de la combinación estática /sísmica, es suficiente tomar la ubicación usada para diseño estático, h/3.

Los efectos de la inercia del muro no se tienen en cuenta en el análisis de Mononobe-Okabe.

A 11.3.2 Modificación del Método de Mononobe-Okabe para Considerar la Cohesión

La ecuación M-O para la determinación de la presión activa sísmica del suelo tiene muchas limitaciones, como se discutió en Anderson et al. (2008). Esas limitaciones incluyen la imposibilidad de tener en cuenta la cohesión de los suelos. Esta limitación se ha resuelto mediante re exposición de la presión activa sísmica del terreno usando un análisis de cuña tipo Coulomb. Generalmente, suelos con más de 15 por ciento de contenido de finos se pueden asumir como no drenados durante la carga del sismo. Para esta condición de carga, se usarán parámetros de esfuerzo total del suelo, γ y ***C,***

La ecuación A11.3.2-1 de Anderson (2008), y la figura A11.3.2-1 muestra los términos de la ecuación. Esta ecuación es muy simple y practica para el diseño de los muros de contención y la ecuación ha sido calibrada con programas de estabilidad de pendientes.

$$P_{AE} = \frac{W\left[(1-k_v)\tan(\alpha-\phi)+k_h\right]-CL\left[\sin\alpha\tan(\alpha-\phi)+\cos\alpha\right]-C_A H\left[\tan(\alpha-\phi)\cos\omega+\sin\omega\right]}{\left[1 + \tan(\delta+\omega)\tan(\alpha-\phi)\right]*\cos(\delta+\omega)} \qquad \text{A11.3.2-1}$$

Las únicas variables de la ecuación A11.3.2-1 son el ángulo del plano de fallo α *y la longitud de la superficie de la cuña de prueba L.*

Los demás valores como:

ϕ = *Angulo de fricción del suelo (grados)*

C_a = *Adherencia entre el suelo y el muro*

C = *Cohesión del suelo*

ω = *Angulo de muro con suelo (grados)*

δ = *Angulo de fricción entre el suelo y el muro (grados)*

K_h = *Coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adimensional)*

k_v = *Coeficiente de aceleración sísmica vertical (adimensional)*

Serán definidas por el diseñador en base a las condiciones del sitio.

La aproximación recomendada en esta sección es asumir que k_v=0, y k_h = al PGA ajustado para los efectos del sitio (es decir, A_s, k_{ho}, o k_h , o alguna combinación de los mismos ,si el muro es más que 20.0 ft en altura y si el desplazamiento horizontal del muro puede ocurrir y es aceptable). Un 50% de reducción en el coeficiente sísmico es usado cuando se define k_h si se permite 1.0 a 2.0 pulgadas de deformación permanente de la tierra durante el evento sísmico de diseño. De lo contrario, el coeficiente de aceleración pico del terreno será usado. La ecuación A11.3.2-1 puede ser fácilmente calculada en una hoja electrónica. Usando una simple hoja electrónica, el usuario puede buscar el ángulo y calcular el valor máximo de P_{AE}.

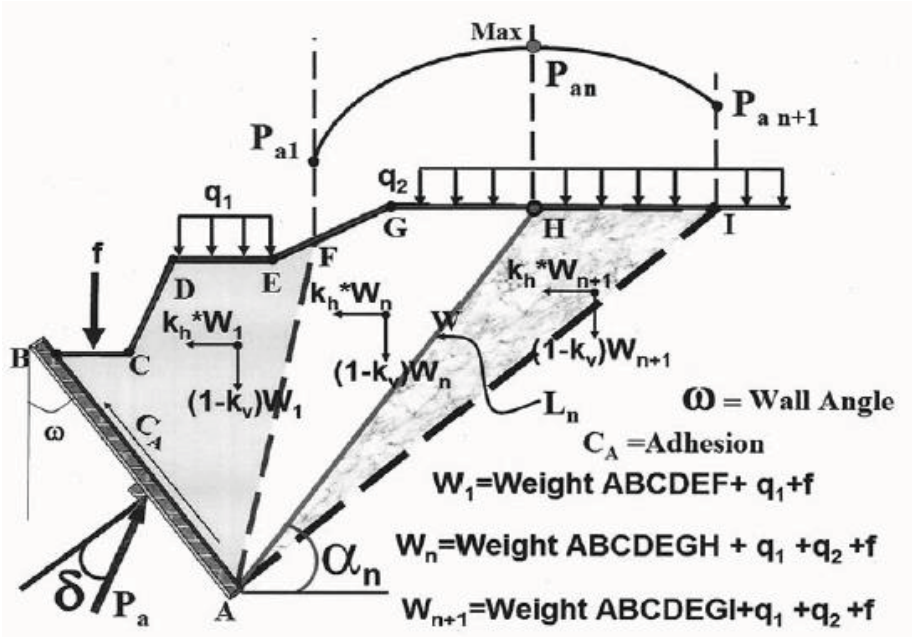


Figura A11.3.2-1 Cuña Activa de Sismo

Los siguientes gráficos fueron desarrollados usando la ecuación A11.3.2-1. Estos gráficos están basados en el nivel del terreno detrás del muro y en una fricción del muro (δ) de 0.67ϕ. Generalmente, para la determinación de la presión activa, la fricción de contacto del muro tiene un menor efecto sobre el coeficiente de presión sísmico. Sin embargo, la Ec. A11.3.2-1, el Método de Equilibrio Limite Generalizado (GLE), o los gráficos pueden ser reeditados para la fricción específica de la pared en el interfaz si este efecto es motivo de preocupación o de interés.

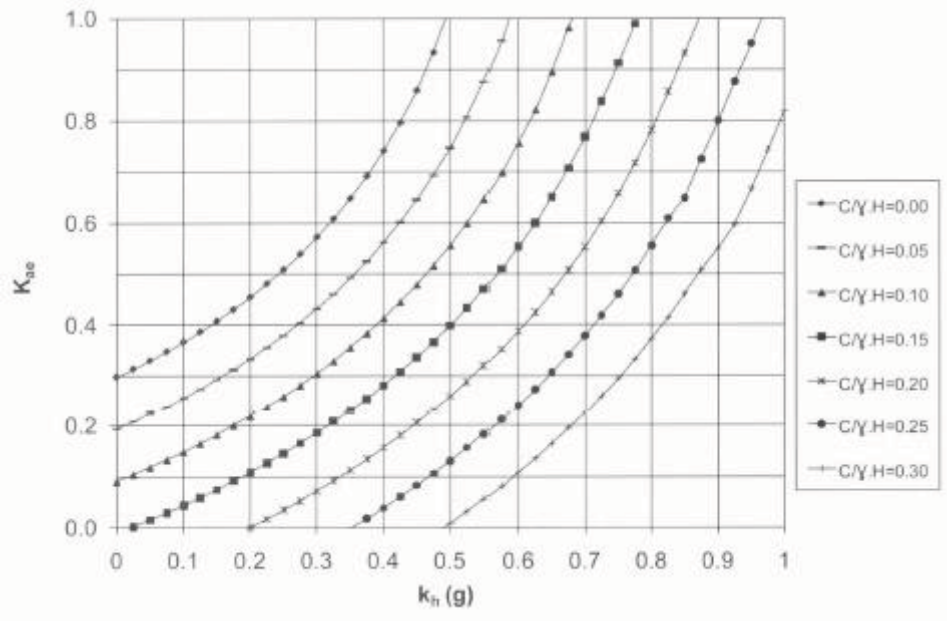


Figura A11.3.2-2 Coeficiente de Presión Sísmica del suelo activo para ϕ=30 grados (c= cohesión del suelo, γ = peso unitario del suelo, H = altura del muro de contención).

Nota: $k_h=A_s=k_{h0}$ Para altura de muros superiores a 20 ft. Esto podría ser H o h como se define en la Figura A11.3.1.-1

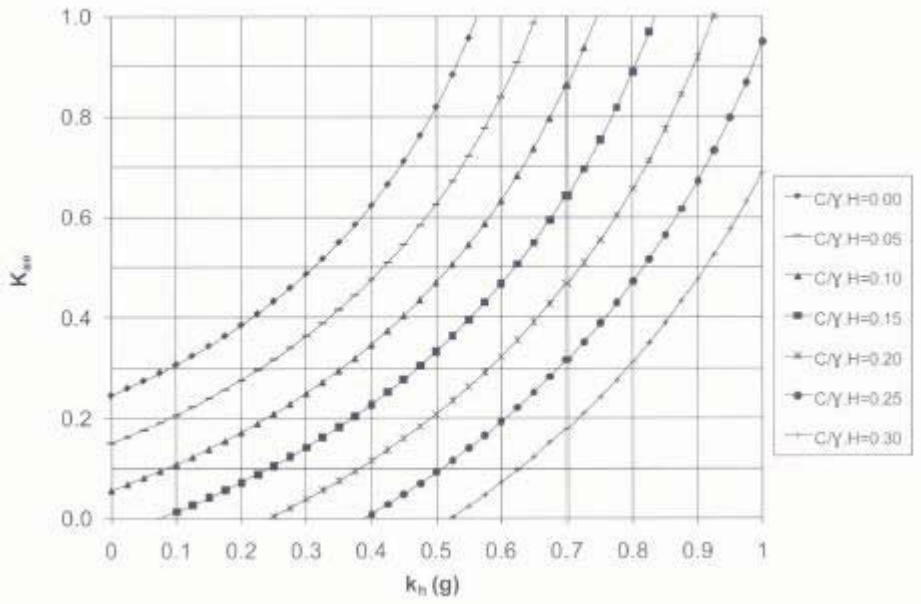


Figura A11.3.2-3 Coeficiente de Presión Sísmica del suelo activo para ϕ=35 grados (c= cohesión del suelo, γ = peso unitario del suelo, H = altura del muro de contención).

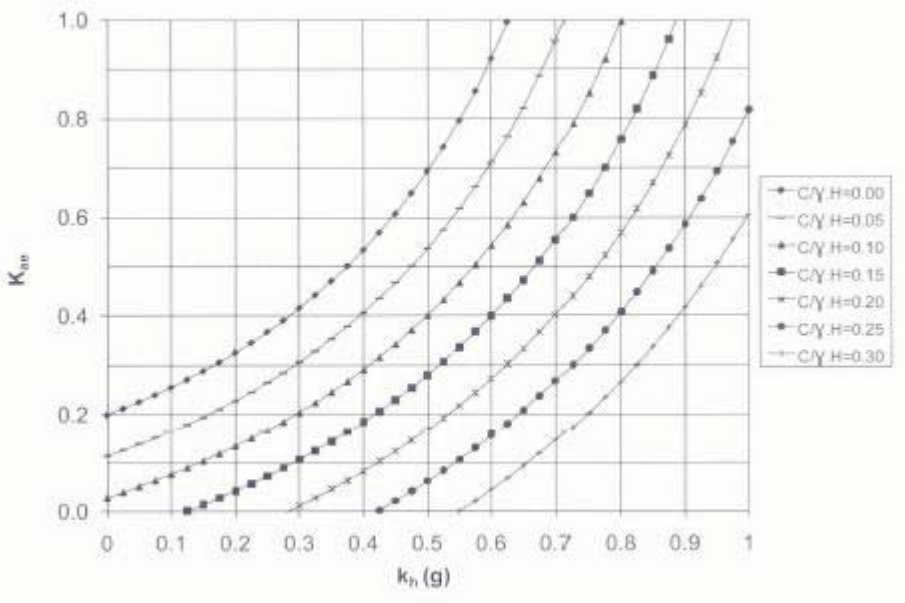


Figura A11.3.2-4 Coeficiente de Presión Sísmica del suelo activo para ϕ=40 grados (c= cohesión del suelo, γ = peso unitario del suelo, H = altura del muro de contención).

A 11.3.3 Método de equilibrio limite generalizado (GLE)

En algunos casos , la ecuación M-O no es adecuada debido a la geometría del relleno, el ángulo de la superficie de falla con relación a la pendiente de corte detrás del muro, la magnitud de la sacudida del terreno o alguna combinación de estos factores (véase el Artículo C11.6.5.3 AASHTO 2014). En tales situaciones, es probable que un método de equilibrio límite generalizado (GLE) que implique el uso de un programa informático para la estabilidad de la pendiente sea más adecuado para determinar las presiones de la tierra requeridas para el diseño del muro de retención.

Las etapas en el análisis del equilibrio límite generalizado son como sigue:

- *Configure la geometría del modelo, el perfil del agua subterránea y las propiedades de diseño del suelo. La cara vertical interna en el talón de la pared o el plano donde la presión necesita ser calculada debe modelarse como un límite libre.*
  Elija un método de análisis de estabilidad de pendiente adecuado. El método de Spencer generalmente produce buenos resultados porque satisface el equilibrio de fuerzas y momentos
- *Elija un esquema de búsqueda de superficie deslizante adecuado. Se pueden examinar superficies circulares, lineales, multi-lineales o aleatorias en muchos programas comerciales de análisis de estabilidad de taludes.*
- *Aplicar la presión de la tierra como una fuerza límite en la cara del suelo retenido. Para casos sísmicos, la ubicación de la fuerza puede ser asumida inicialmente a 1/3 H del suelo retenido. Sin embargo, se pueden examinar diferentes puntos de aplicación entre 1/3 H y 0,6H de la base para determinar la fuerza sísmica máxima de presión de tierra. El ángulo de la fuerza de aplicación depende del supuesto ángulo de fricción entre la pared y el suelo de relleno (típicamente 2/3ϕ_f para muros de gravedad rígidas) o el ángulo de fricción de relleno (paredes de semigravedad). Si se necesitan fuerzas estáticas (es decir, no sísmicas), la posición de la fuerza estática se asume en una tercera parte de la base (1 / 3H, donde H es la altura del suelo retenida)*
- *Busque el ubicación de la carga y la superficie de falla dando la carga máxima para el equilibrio de limitación (relación de capacidad a demanda de 1.0, es decir, FS = 1.0)*
- *Compruebe las suposiciones de diseño y las propiedades del material examinando las cargas en rodajas individuales en la salida cuando sea necesario.*

A 11.4 Presión Pasiva Sísmica

En esta sección se proporciona gráficos para la determinación de los coeficientes de las presiones sísmicas pasivas del suelo, para un suelo con ambos: cohesión y fricción basada en el método de la espiral logarítmica. Estos gráficos fueron desarrollados usando un método de equilibrio seudoestático reportado por Anderson (2008). El método incluye las fuerzas inerciales dentro de la masa de suelo, así como geometrías y cargas variables de la superficie del suelo.

Las ecuaciones utilizadas en este enfoque se dan a continuación. En la figura A11.4-1 se definen los términos usados en la ecuación.

$$dE_i = \frac{W_i(1-K_v)\left[\tan(\alpha_i+\phi)-K_h\right]+C\,L_i\,\left[\sin\alpha_i\tan(\alpha_i+\phi)+\cos\alpha_i\right]}{\left[1-\tan\delta_i\tan(\alpha_i-\phi)\right]*\cos\delta_i} \qquad (A11.4\text{-}1)$$

$$P_P n = \frac{\sum_1^i dE}{\left[1-\tan\delta_w\tan(\alpha_w-\phi)\right]*\cos\delta_w} \qquad (A11.4\text{-}2)$$

$$K_P n = \frac{2P_P}{\gamma h^2} \qquad (A11.4\text{-}3)$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción del suelo, c es la cohesión, y δ es la superficie de contacto de la fricción entre el muro y el suelo.

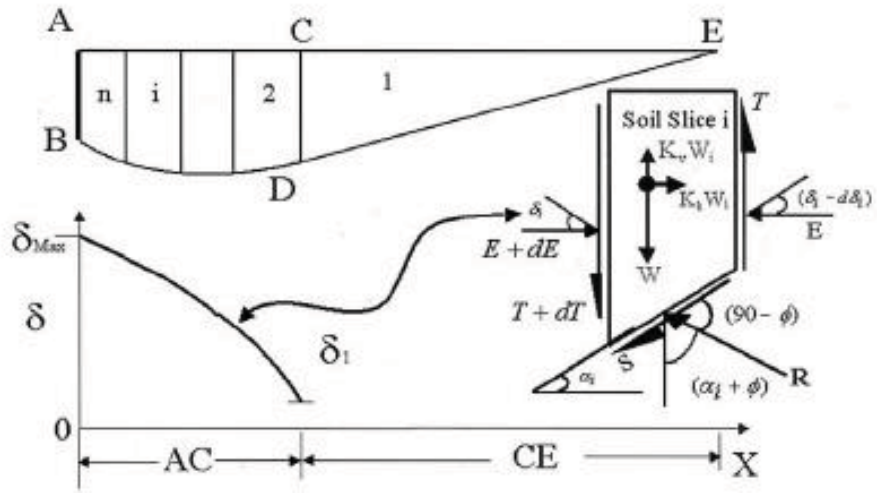


Figura A11.4-1 Límites y forma sísmica Función de Fuerza Interslice (Anderson, 2008)

Como se muestra, el método de análisis divide la masa de deslizamiento del relleno en muchos cortes (rebanadas) Se supone que las fuerzas de cizalladura se disipan desde un máximo en la cara del muro (AB) hasta las fuerzas de corte sísmico inducidas en la cara (CD) de la Primera rebanada como se ve en la figura A11.4-1.

La metodología descrita arriba se usó para elaborar una serie de gráficos (Figuras A11.4-2 a A11.4-4) para una condición de relleno nivelada. Estos gráficos se pueden utilizar para estimar el coeficiente de presión pasiva sísmica. La fricción de la interfaz para estos gráficos es 0.67ϕ. Estos procedimientos y gráficos pueden usarse para estimar el coeficiente sísmico pasivo para otras condiciones de interface y geometrías del suelo.

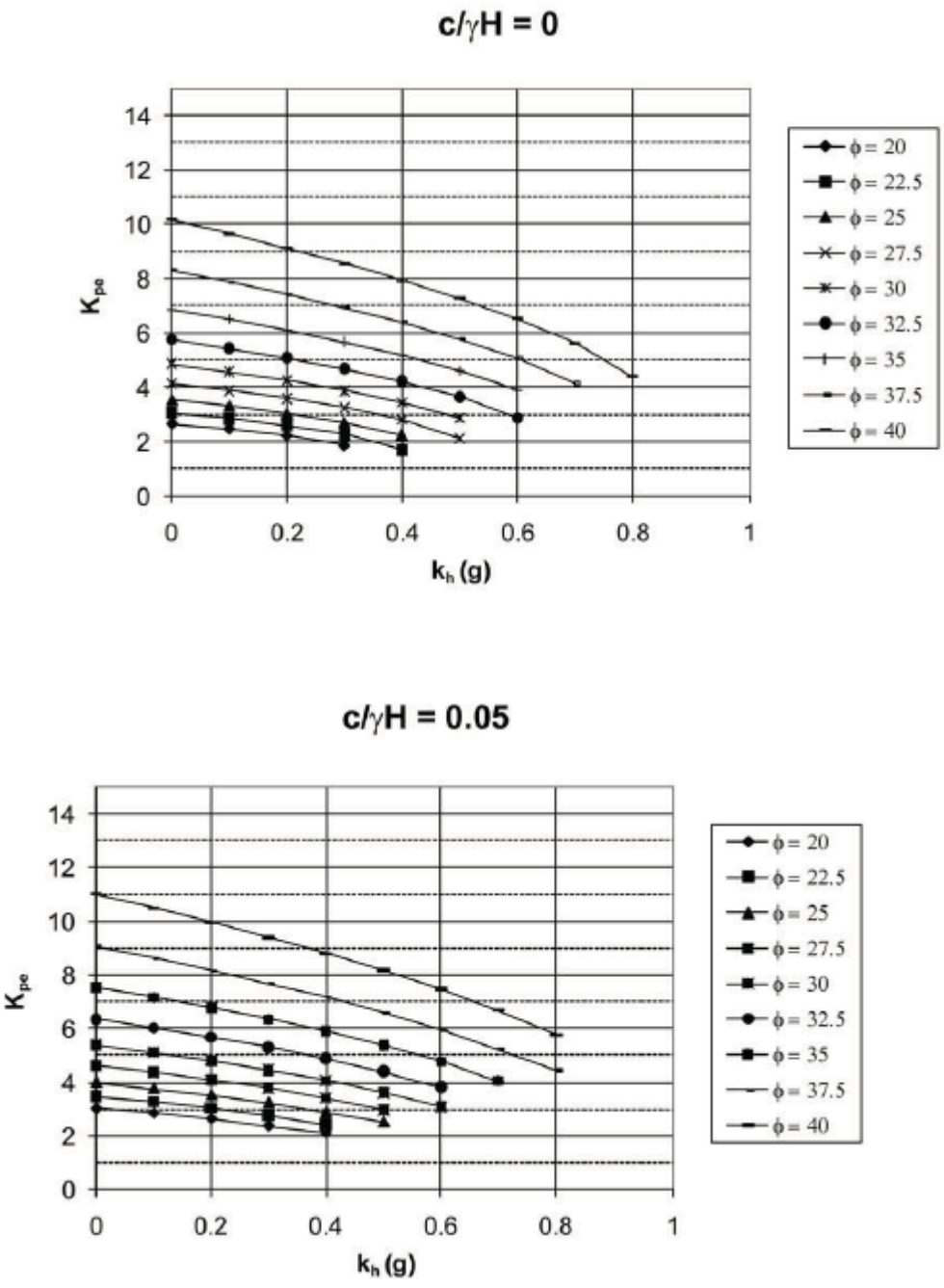


Figura A11.4-2 Coeficiente de presión pasiva sísmica del suelo basada en el procedimiento de espiral logaritmica para c/ γ H=0 y 0.05 (c= cohesión del suelo, γ = peso unitario del suelo, γ = altura o profundidad del muro sobre el cual actúa la resistencia pasiva)

Nota: k_h=A_s=k_{h0} Para altura de muros superiores a 20 ft.

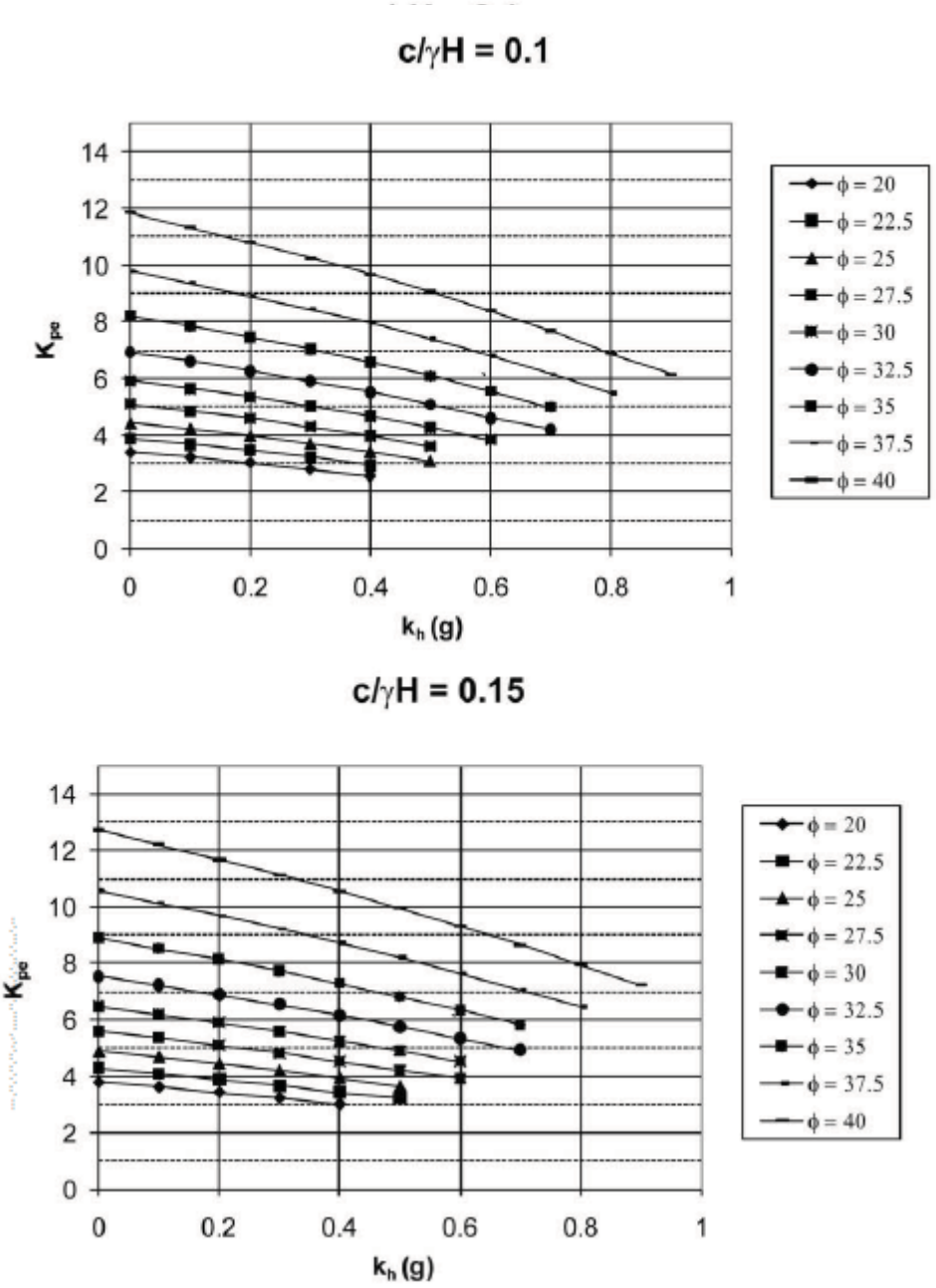


Figura A11.4-3 Coeficiente de presión pasiva sísmica del suelo basada en el procedimiento de espiral logaritmica para c/ γ H==0.1 y 0.15 (c= cohesión del suelo, γ = peso unitario del suelo, H = altura o profundidad del muro sobre el cual actúa la resistencia pasiva)

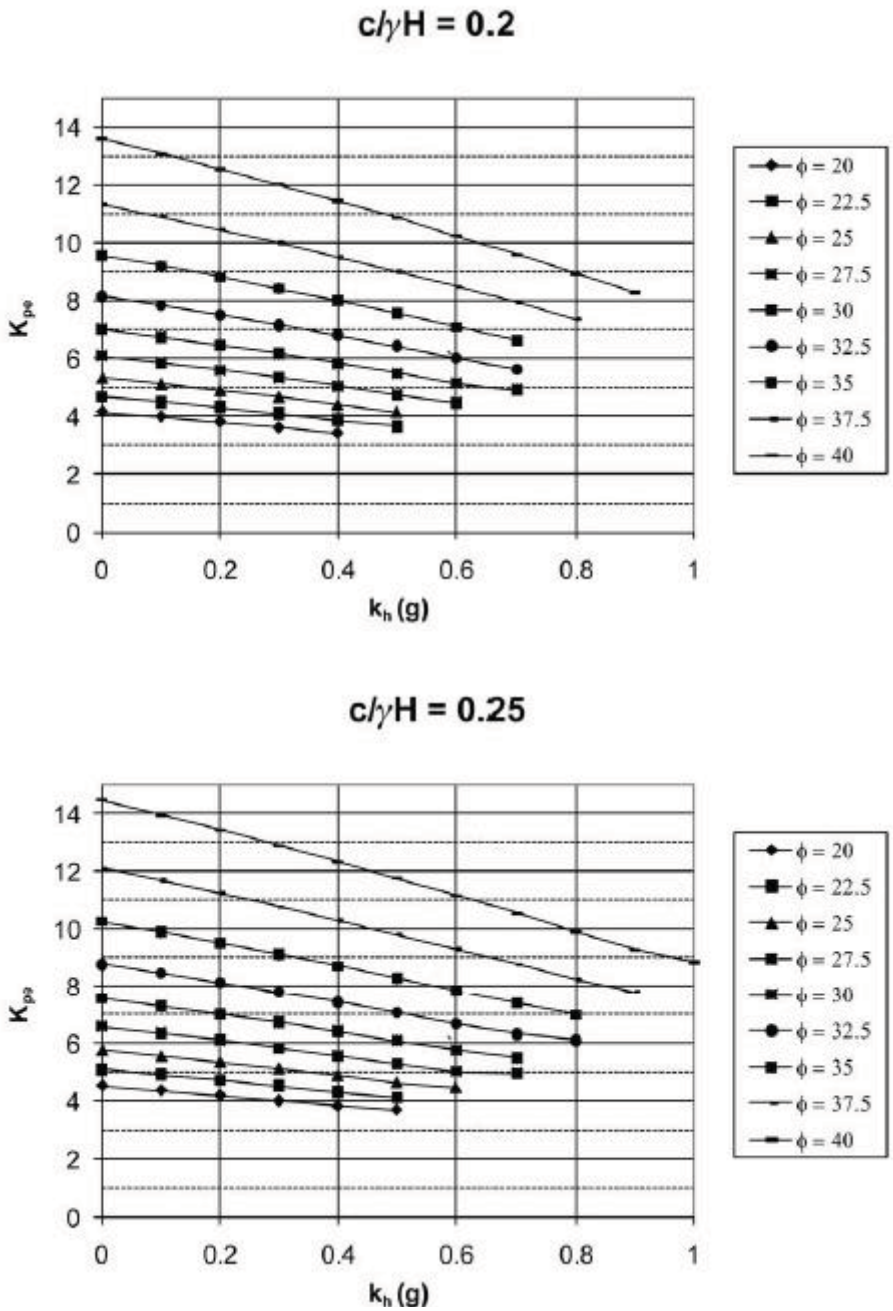


Figura A11.4-4 Coeficiente de presión pasiva sísmica del suelo basada en el procedimiento de espiral logaritmica para c/ γ H==0.20 y 0.25 (c= cohesión del suelo, γ = peso unitario del suelo, H = altura o profundidad del muro sobre el cual actúa la resistencia pasiva)

A11.5 -Considerando la dispersión de la onda y el desplazamiento del muro se estima la aceleración sísmica del muro.

Ver este artículo en el Apéndice R

APÉNDICE P

APÉNDICE DE PUENTE PEATONAL

(LRFD GUIDE SPECIFICATIONS FOR DESIGN OR PEDESTRIAN BRIDGES 2009)

APÉNDICE P

PUENTES PEATONALES

Generalidades

Accesos: *El diseño geométrico de los accesos a los puentes peatonales debe cumplir con la Normas de Diseño Arquitectónico del Reglamento Nacional de Edificaciones, teniendo en cuenta la legislación que está vigente.*

Se debe, obligatoriamente, considerar accesos a los puentes peatonales, adecuandolos para personas discapacitadas.

Cargas: *Para las cargas a utilizar sobre estos puentes ver capitulo 3 de la Guía de Especificaciones para Puentes Peatonales.*

Para el caso de carga de peatones se tomará 90 psf; Ver artículo 2.4.3.7 del presente Manual (articulo 3.1 de la Guía de Especificaciones).

El diseño estructural: *de los puentes peatonales se llevará a cabo utilizando las especificaciones establecidas en este Manual de Puentes y en la "Guía de Espacificaciones para Diseño de Puentes Peatonales" año 2009, que se adjunta en el Apéndice P.*

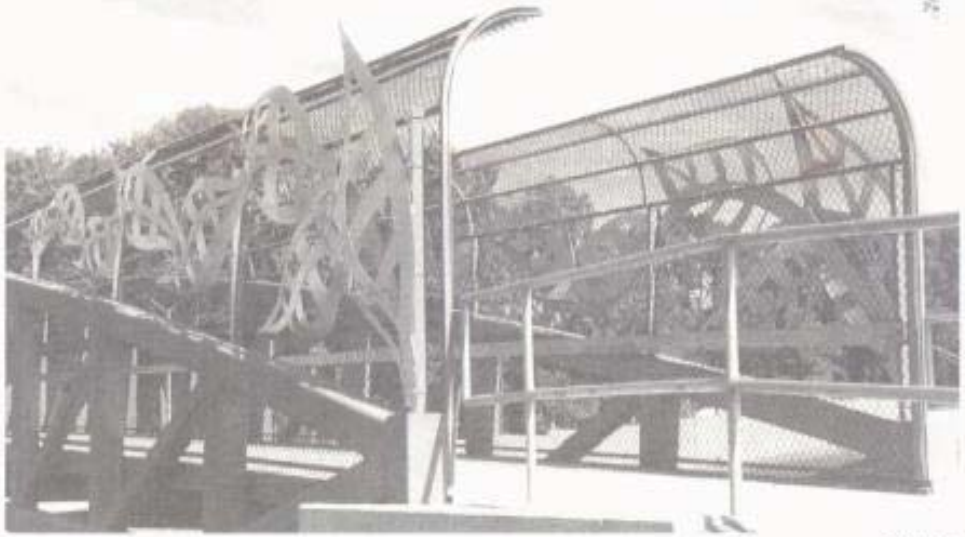
De encontrase en esta Guía de Espacificaciones diferencias en algunos aspectos con lo indicado y/o especificado en el Manual de puentes, prevalecerá lo establecido en la "Guía de Espacificaciones para Diseño de Puentes Peatonales".

El diseño geométrico: *debe ser conforme a lo establecido en la Sección 403, Pasos a Desnivel para Peatones del Manual de Cerreteras: Diseño Geométrico DG-Vigente. Y el Reglamento Nacional de Edificaciones.*

Frecuencia de vibración*: Los puentes peatonales deben tener una frecuencia de vibración vertical mayor a 3 Hz sin la carga viva, de no se satisfacer esta limitación se hará una evaluación dinámica, ver artículo 1.3.1 de la Guía de Especificaciones.*

LRFD GUIDE SPECIFICATIONS FOR THE DESIGN OF

PEDESTRIAN BRIDGES



DECEMBER 2009

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS

© 2009 by the American Association of State Highway and Transportation Officials.
All rights reserved. Duplication is a violation of applicable law.

GUÍA DE ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE PUENTES PEATONALES, LRFD

TABLA DE CONTENIDOS

1. GENERALIDADES
   - 1.1 Alcances.
   - 1.2 Sistemas Diseñados por el Fabricante.
   - 1.3 Mitigación de Colisiones.
2. FILOSOFIA
3. CARGAS
   - 3.1 Carga Peatonal (PL).
   - 3.2 Carga de Vehículo (LL) .
   - 3.3 Carga Ecuestre (LL).
   - 3.4 Carga de Viento (WS).
   - 3.5 Carga de Fatiga (LL).
   - 3.6 Aplicación de las Cargas.
   - 3.7 Combinación de Cargas.
4. FATIGA
   - 4.1 Resistencia.
   - 4.2 Fractura.
5. DEFLEXIONES
6. VIBRACIONES
7. ESTABILIDAD
   - 7.1 Puente Reticulado II.
     - 7.1.1 Fuerza Lateral de Diseño del Marco.
     - 7.1.2 Estabilidad del Cordón Superior .
     - 7.1.3 Procedimientos de Análisis Alternativos.
   - 7.2 Doble Viga de Acero en I y Sistema de Vigas Tubulares Individuales.
     - 7.2.1 Generalidades.
     - 7.2.2 Resistencia de Pandeo Lateral-Torsional- Vigas I Gemelas.
     - 7.2.3 Resistencia de pandeo lateral-Torsional- Secciones Simétricas Individuales.
8. DISPOSICIONES ESPECIFICAS
   - 8.1 Arcos.
   - 8.2 Miembros de acero, HSS.
     - 8.2.1 Generalidades.
     - 8.2.2 Detallando.
     - 8.2.3 Miembros Críticos de Fractura Tubular.
   - 8.3 Miembros Reforzados con Fibras de Polymer (FRP).
9. EJEMPLO DE DISEÑO
   - ✓ Información General.
   - ✓ Miembros de las Vigas Reticuladas: Todas rectangulares HSS.
   - ✓ Vigas de Piso.
   - ✓ Carga Muerta.
   - ✓ Carga Viva Peatonal.
   - ✓ Carga Vehicular.
   - ✓ Carga de Viento.
   - ✓ Total de Cargas Verticales por Viga Reticulada.
   - ✓ Cargas de Diseño para Miembros de Vigas Reticuladas.
   - ✓ Soporte Lateral del Cordón Superior del Reticulado.
   - ✓ Resistencia a la Compresión del Cordón superior.
   - ✓ Fuerza Lateral a ser Resistida por las Verticales.
   - ✓ Postes Finales.
   - ✓ Deflexión.
   - ✓ Vibraciones.

- Dirección Vertical.
- Dirección Lateral.

✓ Fatiga.

GUÍA ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE PUENTES PEATONALES LRFD

1. GENERAL

1.1. Alcances

Estas especificaciones guían el diseño y construcción de puentes peatonales típicos, con la finalidad principal de soportar el paso de peatones, bicicletas, jinetes ecuestres y vehículos livianos de mantenimiento, pero no se diseña para el tráfico típico de las carreteras. En esta guía los Puentes colgantes u otros sistemas estructurales atípicos no son tratados.

Esta guía de especificaciones proporciona, orientación adicional sobre diseño y construcción de puentes peatonales en complemento a lo disponible en el AASHTO LRFD.

Sólo se abordan aquellas cuestiones que requieren tratamiento adicional o diferente debido a la naturaleza de los puentes peatonales y las cargas que serán tratadas. En el Artículo 3 de esta guía las definiciones de cargas y abreviaturas se han tomado del AASHTO LRFD. Las estructuras de aluminio y madera están adecuadamente tratadas en el AASHTO LRFD razón por la cual no son tratadas en este documento.

La implementación de las disposiciones de carga de viento y carga de fatiga requieren la referencia al AASHTO Standard Specificationes para soportes estructurales, señales de carreteras, luminarias, y señales de tráfico (AASHTO Signs).

1.2. Sistemas Diseñados por El Fabricante

Cuando los sistemas diseñados por el fabricante son usados para un puente peatonal, el ingeniero responsable del diseño del sistema deberá presentar cálculos preparados por un Ingeniero Profesional con licencia para ese sistema.

1.3. Mitigación de Colisiones

El galibo de un puente peatonal debe ser 1.0 ft más alto que los gálibos de los puentes de las carreteras, con la finalidad de mitigar el riesgo de una colisión del vehículo con la superestructura. Si el propietario desea aumentar la mitigación, se pueden tomar las siguientes medidas:

- ✓ *Aumentar el galibo vertical a más de 1.0 ft.*
- ✓ *Proporcionando continuidad estructural de la superestructura, ya sea entre vanos o con la subestructura*
- ✓ *Incrementando la masa de la superestructura.*
- ✓ *Aumentando la resistencia lateral de la superestructura.*

2. FILOSOFÍA

Los puentes peatonales serán diseñados con los estados límites especificados, con la finalidad de conseguir la seguridad; la utilidad, incluyendo la comodidad de los peatones (evitando las vibraciones); y la constructibilidad, teniendo debida cuenta las cuestiones de las inspecciones, economía y estética. Esta guía de especificaciones está basada en la filosofía de LRFD.

Deberán evitarse las disposiciones que sean mezcla de especificaciones distintas de las mencionadas en el presente documento, aun si se basan en el LRFD.

3. CARGAS

3.1 Carga Peatonal (PL)

Los puentes peatonales serán diseñados para una carga peatonal uniforme de 90 psf. Esta carga debe estar modelada para producir los efectos de carga máxima. No se requiere tener en cuenta la carga de carga dinámica (IM) (Impacto) con esta carga peatonal.

3.2 Carag del Vehículo (LL)

Donde el acceso vehicular no es impedido por métodos físicos permanentes, los puentes peatonales serán diseñados para una carga de vehículo de mantenimiento especificado en la Figura 1 y Tabla 1, para la Combinación de Carga I de Resistencia, a no ser que el propietario de la obra especifique otra cosa.

Un camión simple será colocado para producir los mayores efectos de carga y no debe colocarse en combinación con la carga peatonal. La carga de carga dinámica (IM) (Impacto) no será considerada para esta carga de camión.

Tabla 3.2-1-Diseño de Vehículos

Ancho libre de cubierta	*Vehículo de diseño*
7 a 10 ft	***H5***
Mayor a 10 ft	***H10***

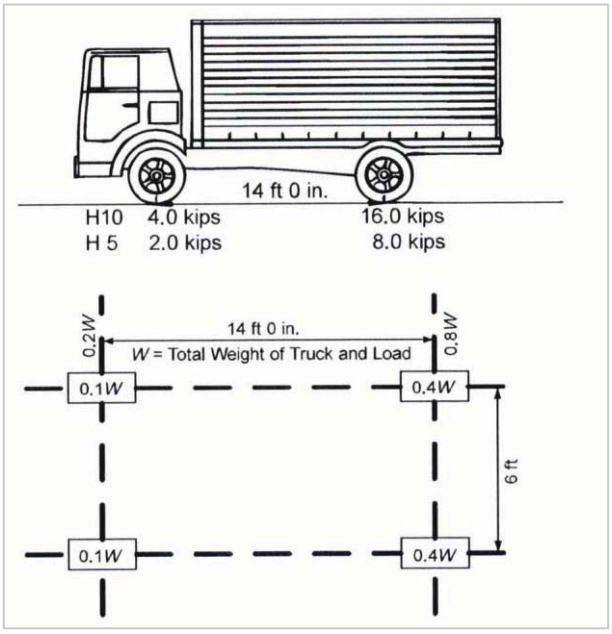


Figura 3.2.1 *Configuración del vehículo de mantenimiento.*

3.3 Carga Ecuestre (LL)

Los tableros destinadas a llevar la carga del ecuestre deberán estar diseñadas para una carga de de 1.00 kip sobre un área cuadrada que mide 4.0 pulgadas por lado.

3.4 Carga de Viento (WS)

Los puentes peatonales serán diseñados par cargas de viento como se especifica en AASHTO Signs (signos, señales), Artículos 3.8 y 3.9, a menos que el propietario indique lo contrario, el factor de importancia del viento I_r, será tomado como 1.15. La carga será aplicada sobre el area expuesta en la elevacion frontal incluyendo recintos. Las cargas de viento sobre las señales soportadas por el puente peatronal serán consideradas.

En adición á la carga de viento especificado en el parrafo anterior, una carga vertival de levantamiento como la especificada en el Artículo 3.8.2 del AASHTO y determinada como la fuerza causada por una presión of 0.020 ksf sobre el ancho total del tablero del puente, se aplicará simultaneamente. Esta carga será aplicada en el cuarto punto del barlovento del ancho del tablero.

3.5 Carga de Fatiga (LL)

La carga de fatiga usada para el Estado Límite (Fatigue I) de fatiga y fractura será como se especifica en la Sección 11 of AASHTO Signs. El viento natural especificado en el artículo 11.7.3 y la rafaga inducida por el camión especificada en el Artículo 11.7.4 de dicha especificación, solo deben tomarse en consideración.

3.6 Aplicación de las Cargas

Cuando se determina la aplicación de la carga viva peatonal la cual maximiza o minimiza el efecto de la carga sobre un miembro del puente, la menor dimensión del área cargada será igual o mayor que 2.0 ft.

3.7 Combinación de Cargas

Los tipos de puentes identificados en Artículo 1.1 se diseñaran con las combinaciones de cargas y factores de carga especificados en la Tabla 3.4.1-1, teniendo en cuenta las siguientes excepciones:

- ✓ *Las combinaciones de Resistencia II, Resistencia IV y resistencia V no serán consideradas.*
- ✓ *El factor de carga para la combinación de carga de Fatiga I se tomará como 1.0, y la combinación de carga de Fatiga II no será considerada.*

  Donde los elementos principales portadores de carga por gravedad también forman parte del sistema de barandilla, las cargas de barandilla especificadas en el Artículo 13.8.2 de AASHTO LRFD se aplicarán simultáneamente con todas las demás cargas vivas para el Estado Límite de Resistencia.

4. FATIGA

4.1 Resistencia

La resistencia a la fatiga para los componentes de acero y detalles están especificados en AASHTO LRFD, Artículo 6.6.1.2.5 para la combinación de cargas para Fatiga I. Para componentes de HSS redondos y detalles no cubiertos en AASHTO LRFD, Para componentes redondos de HSS y detalles no cubiertos en AASHTO LRFD, la resistencia nominal a la fatiga puede tomarse de la Tabla 11.3 of AASHTO Signs o Figura 2.13 of AWS D1.1 Structural Welding Code-Steel. Para componentes y detalles HSS cuadrados y rectangulares, la resistencia nominal a la fatiga puede ser tomada de las disposiciones de la Guia de Diseño 8 de la International Committe para el desarrollo y Estudio de Estructuras Tubulares. (CIDECT).

La resistencia a la fatiga para aceros de refuerzo en estructuras de concreto será como se especifica en el Artículo 5.5.3 del AASHTO LRFD

4.2 Fractura

Excepto como se especifica aquí, todas las disposiciones especificadas en el Artículo 6.6.2 del AASHTO LRFD relacionadas con los requisitos de tenacidad (inflexibilidad) a la fractura Charpy V-muesca (CVN), Incluyendo el miembro crítico de fractura (FCM) y la designación del miembro principal, se aplicarán a los puentes peatonales de acero. El diseño de miembros tubulares tambien deben cumplir con las disposiciones del artículo 8.2. Si se apoya en las características del sitio y la aplicación, el propietario puede renunciar a los requisitos FCM, incluyendo el Artículo 8.2.3 de estas especificaciones.

5. DEFLEXIONES

Las deflexiones serán estudiadas en el Estado Límite de Servicio usando la combinación de cargas Servicio I en la Tabla 3.4.1.1 del AASHTO LRFD. Para tramos, excepto los voladizos , la deflexión del puente debido a la no factorada carga viva peatonal no excederá 1/360 de la longitud del tramo . La

deflexión en los voladizos debido a la carga viva peatonal no excederá 1/220 de la longitud del voladizo. Deflexiones horizontales debido a cargas de viento no factoradas, no excederán 1/360 de la longitud del tramo.

6. VIBRACIONES

A menos que sea renunciado por el propietario, las vibraciones serán investigadas en el Estado Límite de Servicio usando la combinacion de cargas del Servicio I en la tabla 3.4.1.1 del AASHTO LRFD. La vibración de la estructura no debe producir incomodidades o preocupación de los usuarios de un puente peatonal. Excepto como se especcifica aquí, la frecuencia fundamental de manera vertical del puente peatonal sin carga viva sera mayor que 3.0 hertz(Hz) para evitar la primera armonica.En la direccion lateral la frecuencia fundamental del puente peatonal será mayor que 1.5 hertz. Si la frecuencia fundamental no puede satisfacer estas limitaciones o si la segunda armonica es una preocupación, se deberá realizar una evaluación del comportamiento dinamico. Esta evaluacion considerará:

- ✓ *La frecuencia y magnitud de las cargas de fútbol de peatones*
- ✓ *La fase de carga de múltiples peatones en el puente al mismo tiempo, incluyendo el fenómeno de bloqueo (block-in).*
- ✓ *Apropiada estimación de la amortiguación de la estructura.*
- ✓ *Limites dependientes de la frecuencia de aceleración y / o velocidad.*

En vez de tal evaluación en la direccion vertical, el puente puede ser proporcionado de tal manera que uno u otro de los siguientes criterios sean satisfechos:

$$f \geqq 2.86 l_n (180/W) \qquad (6\text{-}1)$$

o

$$W \geqq 180 e^{(-0.35f)}$$

Donde:

W = El peso de la estructura soportada , incluyendo solamente la ccarga muerta(kips).

F = La frecuencia fundamental en la dirección vertical (Hz).

7. ESTABILIDAD

7.1 Puentes Reticulados

7.1.1 Fuerza Lateral de Diseño del Marco

Los miembros verticales (montantes) de las vigas reticuladas (truss), las vigas de piso y sus conexiones serán diseñadas para resistir una fuerza lateral aplicada en la parte superior de los entramados verticales.La fuerza lateral no será menor que 0.01/K veces el promedio de la fuerza de compresión de diseño factorado en los dos miembros superiores adyacentes del cordón, donde K es el factor de longitud efectiva de diseño para los miembros individuales de los cordones superiores soportados entre las verticales del reticulado. En ningun caso el valor de 0.01/K será menor que 0.003 cuando se determina la fuerza lateral mínima, independientemente de K, valor usado para determinar la capacidad de compresión del cordón superior. La fuerza lateral de diseño del marco será aplicada simultaneamente con la carga usada para determinar la fuerza promedio de compresión.

Los postes finales se diseñarán como simple cantilever para llevar su carga axial aplicada combinada con una carga lateral de 1.0 por ciento de la carga axial del poste final, aplicada lateralmente en el extremo superior.

7.1.2 Estabilidad del Cordon Superior

El cordón superior será considerado como una columna con apoyos elásticos laterales en las uniones de los paneles. Excepto como se nota aquí, la contribución de la rigidez de la conexión entre las vigas de piso y el elemento vertical será considerado en la determinación de la rigidéz de los apoyos elásticos laterales.

Cuando los siguientes criterios son satifechos, la conexión puede ser asumida rígida con la finalidad de calcular la rigidez de un marco en U. :

- ✓ *Ancho de los miembros combinados en conexiones HSS simples no reforzadas de la viga de piso a la vertical según corresponda.(no se permite deformación debido a la plastificación de la pared del tubo de las caras del miembro en cargas de servicio)*
- ✓ *La conexión de la viga de piso a la vertical no incluirá el miembro del cordon HSS,es decir , la vertical y la viga piso no serán conectadas a diferentes sitios de un cordón HSS.*
- ✓ *Momentos finales fijos en la viga de piso y verticales debido a las rotaciones de la viga de piso en adición a las cargas derivadas de un análisis del mareco en U, se han tenido en cuenta en el diseño de resistencia de las conexiones.*

El diseño propuesto y los detalles para la conexión de la viga de piso que demuestren satisfacción de los criterios especificados aquí se someterán al propietario para su revisión. Es decision del propietario aprobar o no.

El procedimiento para la determinación de la resistance de un miembro en compresión se encuentra en AASHTO LRFD el cual puede ser usado para determinar la resistencia de la compresión del cordon con un valor de factor K, para determinar la longitud efectiva, basado en un marco en U lateral y obtenido de la tabla 1.

C = Rigidez lateral del marco en U conformado por los elementos verticales del reticulado con las vigas de piso tomando como P/△ (kip / in)

P = Carga arbitraria lateral como se muestra en la Figura 2 (kips)

△ = Deflexion lateral resultante de la aplicación de la carga P, como se muestra en la figura.(in)

L = Longitud del cordon entre los nudos de los paneles (in).

Pc = Carga de pandeo crítica (kips) del miembro del cordon del reticulado, el cual se tomará como 1.33 veces la carga de compresión factorada.

n = Número de paneles en el reticulado.

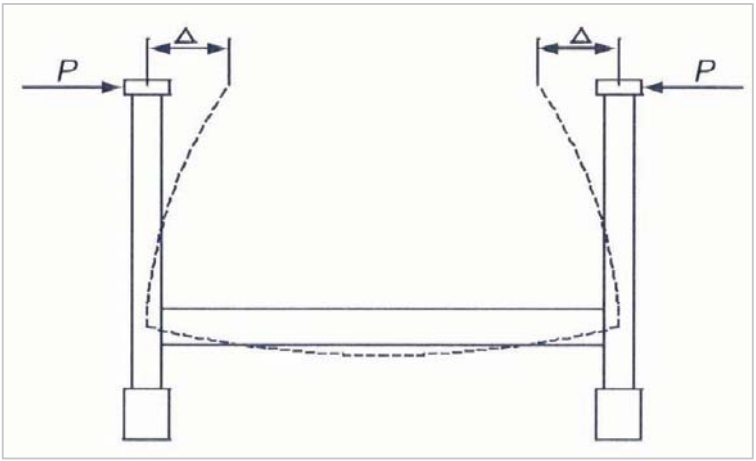


Figura 2 Marco lateral en U

Tabla 7.1.2-1 *Valores de 1/k para varios valores de CL/P_c y n*

1/k	n=4	n=6	n=8	n=10	n=12	n=14	n=16
1.000	3.686	3.616	3.660	3.714	3.754	3.785	3.809
0.980		3.284	2.944	2.806	2.787	2.771	2.774
0.960		3.000	2.665	2.542	2.456	2.454	2.479
0.950			2.595				
0.940		2.754		2.303	2.252	2.254	2.282
0.920		2.643		2.146	2.094	2.101	2.121
0.900	3.352	2.593	2.263	2.045	1.951	1.968	1.981
0.850		2.460	2.013	1.794	1.709	1.681	1.694
0.800	2.961	2.313	1.889	1.629	1.480	1.456	1.465
0.750		2.147	1.750	1.501	1.344	1.273	1.262
0.700	2.448	1.955	1.595	1.359	1.200	1.111	1.088
0.650		1.739	1.442	1.236	1.087	0.988	0.940
0.600	2.035	1.639	1.338	1.133	0.985	0.878	0.808
0.550		1.517	1.211	1.007	0.860	0.768	0.708
0.500	1.750	1.362	1.047	0.847	0.750	0.668	0.600
0.450		1.158	0.829	0.714	0.624	0.537	0.500
0.400	1.232	0.886	0.627	0.555	0.454	0.428	0.383
0.350		0.530	0.434	0.352	0.323	0.292	0.280
0.300	0.121	0.187	0.246	0.170	0.203	0.183	0.187
0.293	0						
0.259		0					
0.250			0.135	0.107	0.103	0.121	0.112
0.200			0.045	0.068	0.055	0.053	0.070
0.180			0				
0.150				0.017	0.031	0.029	0.025
0.139				0			
0.114					0		
0.100						0.003	0.010
0.097						0	
0.085							0

7.1.3 Procedimiento de Análisis Alternativos

El uso de un análisis numérico de segundo orden para evaluar la estabilidad del cordón superior de un reticulado es aceptable, en vez del procedimiento anteriormente descrito, siempre que se incluyan los siguientes aspectos en el modelo.

- ✓ *Efectos de la desalineación inicial, tanto entre los puntos (nudos) de los paneles como a lo largo de toda la longitud del cordón de compresión.*
- ✓ *Efectos de esfuerzos residuales en miembros en compresión debido a la fabricación y construcción.*
- ✓ *Efectos de la rigidez en la conexión del elemento vertical con la viga de piso.*

7.2 Doble Viga de Acero I y Sistemas de Vigas Tubulares Individuales

7.2.1 Generalidades

Para los sistemas potencialmente flexibles a la torsión,como sistemas estructurales de vigas ***I*** *gemelas y vigas tubulares (tinas) simples,el diseñador considerará :*

- ✓ *La rigidez fuera del plano de las vigas gemelas* ***I****, antes de convertirse en sección compuesta* ***I*** *con la losa de concreto del tablero, puede ser significativamente más pequeña que la rigidez en el plano, o vertical. Esto puede conducir a una inestabilidad debido al pandeo por torsión lateral durante la construcción.*

- ✓ *La viga de un solo tubo (tina), antes de convertirse en sección compuesta con la losa de concreto del tablero, se comporta como secciones simétricas individuales con el centro de corte debajo del ala inferior. El Artículo 6.7.5.3 del AASHTO LRFD requiere el arriostramiento lateral superior en miembros de sección tubular (tina) para prevenir el pandeo lateral de torsión de estas secciones.*
- ✓ *Antes de convertirse en sección compuesta con la losa de concreto del tablero, las vigas gemelas con arriostramiento en las alas inferiores se comportaran como una viga tubular (tina), y exhibirá las mismas tendencias hacia el pandeo lateral-torsional. Se proveerá refuerzo lateral, arriostramiento, como para secciones de tubo (tina), o se comprobará la estabilidad como un miembro simétrico individual.*

7.2.2 Resistencia de Pandeo Lateral – Torcional – Vigas I Gemelas

Para la evaluación de la estabilidad del sistema de vigas I gemelas, sin un tablero compuesto o arriostramientos laterales , la ecuación dada por Yura and Widianto (2005) puede ser usada.

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi^2 {}_s E}{L^2}\sqrt{I_{yo} I_{xo}} \leq M_{px} \qquad \textbf{7.2.2-1}$$

Donde:

M_n	=	*resistencia nominal a la flexión en planta de una viga (kip-in).*
M_{cr}	=	*momento crítico de pandeo lateral torsional de una viga. (kip-in).*
s	=	*espaciamiento entre vigas (in).*
E	=	*módulo de elasticidad del hacer (ksi).*
L	=	*longitud efectiva de pandeo para pandeo lateral torsional (in).*
I_{yo}	=	*momento de Inercia fuera del plano de una viga (in^4).*
I_{xo}	=	*momento de inercia en el plano de una viga (in^4).*
M_{px}	=	*momento plástico en el plano de una viga (kip-in).*

Donde un tablero de concreto es usado, el sistema de vigas I gemelas continuas se convertirán con el tablero en vigas compuestas en toda la longitud del puente.

7.2.3 Resistencia de Pandeo Lateral – Torsional – Secciones Simétricas Individuales

La estabilidad de torsión lateral de secciones simétricamente aisladas, no cubiertas en Artículo 7.2.2 se investigará utilizando la información disponible en la literatura.

8. DISPOSICIONES ESPECÍFICAS

8.1 Arcos

Los arcos serán diseñados de acuerdo con las disposiciones del AASHTO LRFD con la orientación de Nettleton (1977).

8.2 Miembros de Acero HSS

8.2.1 Generalidades

Las capacidades o resistencias de las conexiones para miembros de acero HSS estarán de acuerdo con el Capitulo K de las especificaciones y comentarios de AISC (2005) o con AASHTO Signs. Resistencias para diseño de fatiga estarán de acuerdo con Seccion 2.20.6 de Structural Welding Code-Steel ANSI/AWS D1.1 o Sección 11 de AASHTO Signs. Todas las cargas, factores de carga y factores de resistencia serán como se especifica en AASHTO LRFD y esta Guía de Especificaciones. Para el diseño de miembros distintos de las conexiones:

- ✓ *La resistencia a la flexión de los miembros de acero HSS estarán de acuerdo al Artículo 6.12 del AASHTO LRFD, como secciones cajón.*
- ✓ *La resistencia al corte de los miembros de acero HSS estarán de acuerdo al Artículo 6.11.9 del AASHTO LRFD, como secciones cajón.*

- ✓ *La resistencia a la tracción y compresión estarán de acuerdo a los artículos 6.8.2 y 6.9.2 respectivamente, del AASHTO LRFD.*

Para los elementos HSS soldados con resistencia eléctrica, el espesor de la pared de diseño se tomará como 0.93 veces el nominal de pared.

8.2.2 Detallando

El espesor minimo nominal del metal de losmiembros estructurales tubulares, cerrados, será 0.25 in.Se considerará la mitigación de la corrosión.

8.2.3 Miembros Críticos de Fractura Tubular

El AASHTO/ AWS en el plan de control de fractura para miembros no redundantes, contenidos en AASHTO/AWS D1.5 Sección 12, será aplicado a miembros tubulares (HSS miembros), donde es requerido por AASHTO LRFD en los artículos 6.6.2 y C6.6.2, con las siguientes modificaciones:

- ✓ *ASTM A500, A501, A847, y A618 se añadirán a las normas enumeradas en el Artículo 12.4.1 de la AASHTO / AWS D1.5.*
- ✓ *Para determinar las temperaturas de precalentamiento y de paso, se utilizarán los valores para las series AASHTO M270 M / M 270 o ASTMA 709 grado 50.*
- ✓ *Para secciones tubulares de acero (HSS) se ajustarán a los requisitos de ranuras en V definidos en A709-07.Los metales de relleno se tratarán como A709 y se ajustarán a los requisitos de AWS D1.5.*
- ✓ *Se utilizarán los detalles de soldadura para miembros tubulares cargados cíclicamente especificados por AASHTO / AWSD1.1*
- ✓ *Todas las soldaduras requieren calificación utilizando AWSD1.1 Articulo 4.8*

8.3 Miembros Reforzados con Fibras de Polymer (FRP)

El mínimo espesor del miembro estructural cerrado FRP (tal como tubos) será 0.25 in. El mínimo espesor de miembros estructurales abiertos FRP (tal como canales), incluyendo placas de conexión, será 0.375 in.

9. EJEMPLO DE DISEÑO

Puente Reticulado con Miembros HSS

Informacion General

Especificaciones Utilizadas

- ✓ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2007 with 2008 Interims (AAHTO LRFD)
- ✓ AASHTO Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires, and Traffic Signals, 2008 (AASHTO Signs).
- ✓ AASHTO LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges (Specification).

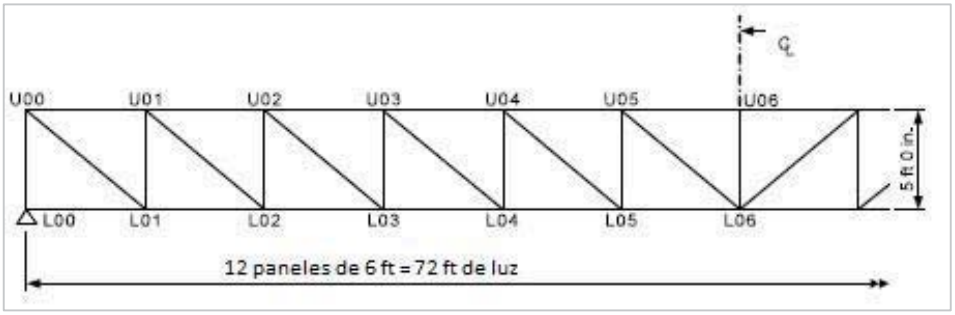
Geometría

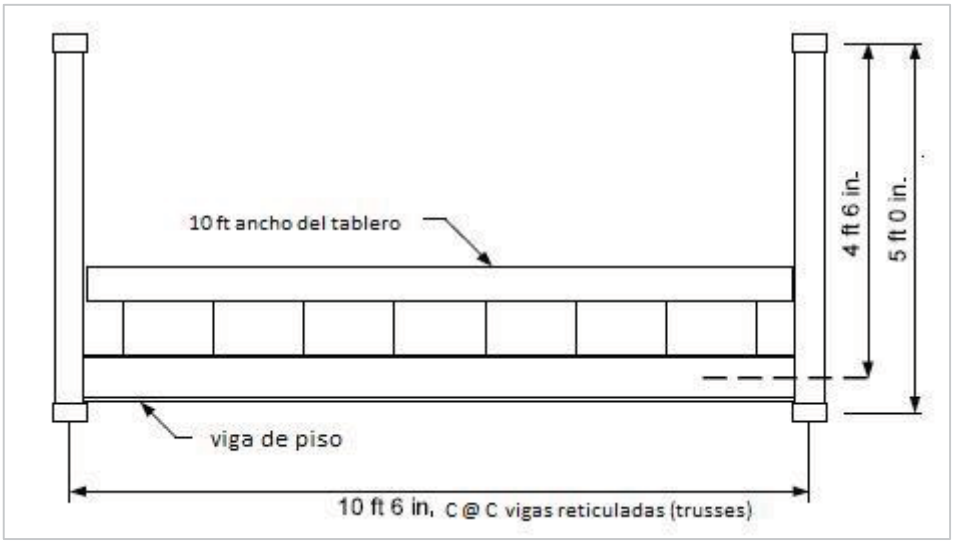
Luz del tramo = 72 ft

Ancho del tablero, w_{deck} = 10 ft

Centro a centro entre vigas reticuladas = 10.5 ft

A500, Gr, B, F_y = 46 ksi





MIEMBROS DE LAS VIGAS RETICULADAS: Todos rectangulares HSS

Cordón superior e inferior

Sección: HSS6 x 3 x 5/16

$A = 4.68\ in^2$

$w = 16.93$ plf

Postes finales

Sección: HSS6 x 3 x 5/16

$A = 4.68$ in^2

$w = 16.93$ plf

Postes verticales (montantes)

Sección: HSS5 x 3 x 5/16

$A = 4.1$ in.^{2}

$w = 14.8$ plf

$I_x = I_c = 12.6$ in.^{4}

Diagonales:

Sección: HSS4 x 3 x 1/4

$A = 2.91$ in.^{2}

$w = 10.48$ plf

Vigas de piso

Sección: W8 x 10

$I_x = I_b = 30.8$ in.^{4}

$S_x = 7.81$ in.^{3}

Espaciamiento = 6 ft en cada unión de paneles.

Carga Muerta:

Peso de cada viga reticulada (truss)	=	62 plf (libra por pie lineal)
Carga asumida para tablero	=	25 psf (libra por pie cuadrado)
Peso de tablero y sistema de piso	=	25 psf x 10.50 ft/2
	=	132 plf por cada viga reticulada (truss)
Total de carga muerta	=	62 plf + 132 plf
	=	194 plf Usar 200 plf

Carga Viva Peatonal:

(Especificación, Artículo 3.1)

Para Diseño de los Elementos Principales del Reticulado.

El área del tablero puede ser usado para computar la carga viva peatonal de diseño, para todos los componentes principales del reticulado (truss). El área de la cubierta es una superficie de influencia no nula para todos los componentes.

Usar 90 psf sin impacto.

Carga viva por reticulado (truss) = carga de peatones x ancho del tablero/2

= 90 psf x 10.0 ft/2

= 450 plf

Para Diseñar los Elementos Secundarios –Tablero, Viguetas, Vigas de piso:

Usar 90 psf sin impacto.

Carga Vehicular:

(Especificación, Artículo 3.2)

El acceso vehicular no se evita mediante métodos físicos fijos; Por lo tanto, el puente peatonal debe ser diseñado para una carga de un solo vehículo ocasional.

Usar tabla 3.2.-1 para cargas mínimas por eje y los espacios correspondientes.

La carga vehicular no se debe colocar en combinación con la carga peatonal. El impacto no se incluye en las cargas vehiculares.

Use el siguiente vehículo para un tablero cuyo ancho libre sea entre 7 ft and 10 ft:

Eje frontal = 2 kips

Eje Trasero = 8 kips

Espaciamiento de ejes = 14 ft

Espaciamiento entre ruedas = 6 ft

Nota: para este ejemplo, la carga peatonal controla el diseño de las vigas reticuladas (truss); sin embargo, la carga vehicular controla el diseño del sistema de piso.

Carga de Viento:

(Especificacion, Artículo 3.4)

Asumir 100 mph viento de diseño.

Usar carga de viento como se especifica en AASHTO Signs, Artículos 3.8 y 3.9

Dejar de lado la carga de viento sobre los vehículos de carga viva.

Para el cálculo de la carga de viento, la vida útil del proyecto se considerará 50 años.

Carga Horizontal de Viento

Aplicar en el diseño horizontal la presión del viento sobre los elementos del reticulado.

P_z = diseño con la presión del viento sobre la superestructura usando AASHTO Signs, Eq. 3-1 o Tabla 3-7 (psf)

= $0.00256 k_z G V^2 I_r C_d$ **(AASHTO Signs, Eq. 3-1)**

Donde:

k_z = Altura y el factor de exposición de AASHTO Signs Eq.C3-1 o Tabla 3-7 psf

= 1.00 (conservadoramente tomada de la tabla 3-5 para una altura de 32.8 ft)

G = Factor de efecto de ráfaga = 1.14 (mínimo)

V = Velocidad básica del viento = 100 mph

I_r = Factor de importancia del viento de AASHTO Signs, Table 3-2 = 1.00

C_d = Coeficiente de resistencia al viento de AASHTO Signs Tabla 3-6 = 2.00

P_z = 58.4 psf (Alternativamente, AASHTO Signs, Tabla 3-7 puede ser usado con la aplicación de un valor C_d = 2.0).

Área vertical proyectada por pie lineal.

Cordones: $2@3\text{in}/12$ x 6ft/6ft	$0.50\ \text{ft}^2$
Verticales: 3 in/12 x 4.75 ft long/6ft	$0.20\ \text{ft}^2$
Diagonales: 3in/12 x 7.81 ft long /6ft	$0.33\ \text{ft}^2$
Total por reticulado (truss)	$1.03\ \text{ft}^2$
Tablero + Largueros: 10 in./12	$0.83\ \text{ft}^2$

WS_H = Viento horizontal total sobre la superestructura (plf)

= $(2\ \text{trusses x}\ 1.03\ \text{ft}^2 + 0.83\ \text{ft}^2)\ \text{x}\ 58.4\ \text{psf}\ )$

= $169\ \text{psf}$

Nota: La carga total del viento lateral será resistido por la superestructura. Las porciones apropiadas de las cargas de viento de diseño también deben distribuirse al cordón superior de la viga reticulada (truss) para las fuerzas laterales de diseño en las verticales (montantes) de la viga reticulada.

Carga Vertical de Viento

Aplicar una presión vertical de 0.020 ksf sobre el ancho total del tablero coincidentemente con la carga horizontal. Esta carga será aplicada en el cuarto punto de barlovento del ancho del tablero.

WS_V = Carga vertical del viento sobre el área total proyectada de la superestructura aplicada en el cuarto punto de barlovento (plf).

= $P_V(W_{deck})$

Donde:

P_V = Carga vertical del viento sobre la superestructura (ksf) =0.020ksf.

W_{deck} = Ancho total del tablero (ft) = 10.0 ft

Entonces,

WS_V = 0.020 ksf x1000 x 10.00 ft = 200 plf

Carga vertical sobre sotavento del reticulado (truss) =

200 plf x (7.5 ft + (0.5 in + 2.5 in) /12 in. ft)/10.50 ft = 147.6 plf

Carga vertical sobre barlovento del reticulado (truss) =

200 plf x (2.5 ft + (0.5 in + 2.5 in) /12 in. ft)/10.50 ft = 52.4 plf (uplift)

Total de Cargas Verticales por Viga Recticulada (TRUSS)

(Especificación, Artículo 3.7)

CARGA MUERTA (DC_1 & DC_2): 200 plf

CARGA VIVA (Peatonal, PL): 450 plf

VIENTO (vuelco, WS): 148 plf

Factores de Carga: **(AASHTO LRFD, Tabla 3.4.1-1)**

Estado Limite	DC_1 & DC_2	PL	WS
Resistencia I	1.25	1.75	0
Resistencia III	1.25	0	1.40
Servicio I	1.00	1.00	0.30

Estado Límite de Resistencia I $\left(\gamma_{DC_1+DC_2} \text{x}(DC_1 + DC_2) + \gamma_{PL} \text{x}\, PL\right) = 1{,}038$ plf

Estado Límite de Resistencia III $\left(\gamma_{DC_1+DC_2} \text{x}(DC_1 + DC_2) + \gamma_{WS} \text{x}\, WS_V\right) = 457$ plf

Estado Límite de Servicio I $\left(\gamma_{DC_1+DC_2} \text{x}(DC_1 + DC_2) + \gamma_{PL} \text{x}\, PL + \gamma_{WS} \text{x}\, WS_V\right) = 694$ plf

Cargas de Diseño para Miembros de Vigas Reticuladas (TRUSS)

Cargas en las uniones de los paneles, controlado por la combinación de cargas

= 1.038 klf x 6 ft panel = 6.23 kip/panel

Cargas axiales máximas de los miembros del reticulado (truss) (de un análisis separado del reticulado)

Cordón (U05-U06)	134.57 kips	(compresión)
Poste Final (U00-L00)	34.27 kips	(compresión)
Diagonal (U00-L01)	53.52 kips	(tracción)
Vertical (montante) (U01-L01)	28.04 kips	(compresión)

Soporte Lateral del Cordon Superior del Reticulado (TRUSS)

(Especificacion, Artículo 7.1)

Asumir que los montantes de la viga de rigidez son adecuados para resistir la fuerza lateral por especificación, Artículo 7.1.1 (Se debe verificar la suposición; véase Artículo 7.1.1, fuerza lateral de diseño del marco).

El soporte lateral está conformado por un marco transversal consistente de la viga de piso y de la vertical (montante) de la viga reticulada (truss).

Determine el factor K de la longitud efectiva de diseño para el miembro del cordón superior soportado entre dos verticales, usando Especificación, Tabla 7.1.2-1.

Calcular CL / Pc para su uso en la Tabla 7.1.2-1

C = constante del resorte del bastidor trasversal, se puede encontrar de un análisis de computadora separado, o de la ecuación abajo,

$$= \frac{E}{h^2[(h/3I_c)+ (b/2I_b)]}$$ *(De la Guía de la Estabilidad de Criterios de Diseño para Estructuras Metálicas, editado por T.V. Galambos, 1968).*

Donde:

E = módulos de elasticidad (ksi) = 29,000 ksi

Longitud de viga de piso: b = 126.0 in.

Altura efectiva de la vertical h = 54.0 in.

Viga de piso: W8 x 10 I_b = 30.8 in.^4

Vertical HSS5 x 3 x 5/16 I_c = 12.6 in.^4

C = 2.863 kip/in

Alternativamente, realizar un análisis computarizado 2-D del marco.

Donde:

$C = P/\Delta$ = 2.917 kip/in (De un análisis 2D separado)

Utilizar C = 2.863

L = Longitud del cordón en compresión sin arriostrar (es decir longitud entre uniones de paneles) (in.) = 72 in.

P_c = Carga de pandeo crítica deseada (es decir., fuerza de compresión factorada) multiplicada por 1.33 (kips) (Especificación, Artículo 7.1.2)

= 178.98 kips

CL/P_c = 1.15

n = Número de paneles = 12

Por lo tanto;

$1/K$ = 0.678 (Especificación, por interpolación de tabla 7.1.2-1)

K = 1.47

Resistencia a la Compresion del Cordon Superior

(AASHTO LRFD, Art. 6.9.2)

Compruebe la relación de esbeltez contra el valor límite.

Para miembros principales: $KL/r \leq 120$

Para miembros arriostrados: $KL/r \leq 140$

Sección: HSS6 x 3 x 5/16

A = 4.68 in.^{2}

r_x = Radio de giro alrededor del eje x (in.) = 2.07 in.

r_y = Radio de giro alrededor del eje y (in) = 1.19 in.

K = 1.47

L = 72 in.

KL/r_x = (1.47x72 in.) / 2.07 in. = 51.3 < 120 OK

KL/r_y = (1.00 x 72 in) / 1.19 in = 60.5 < 120 OK

P_r = Factor de resistencia de componentes en compresión (kips) = $\phi_c P_n$

(AASHTO LRFD, Eq. 6.9.2.1-1)

Donde:

ϕ_c = Factor de resistencia para compresión AASHTO LRFD, Artículo 6.5.4.2

= 0.9

P_n = Resistencia nominal a la compresión por AASHTO LRFD, Artículo 6.9.4 (kips)

Determinar la resistencia nominal a la compresión, P_n

Si $\lambda \leq 2.25$, entonces

$P_n = 0.66^{\lambda} F_y A_s$ **(AASHTO LRFD, Eq. 6.9.4.1-1)**

Si $\lambda > 2.25$, entonces

$$P_n = \frac{0.88 F_y A_s}{\lambda}$$ **(AASHTO LRFD, Eq. 6.9.4.1-2)**

$$\lambda = \left(\frac{KL}{r_s \pi}\right)^2 \frac{F_y}{E} = 0.59$$ **(AASHTO LRFD, Eq. 6.9.4.1-3)**

Donde:

A_s = Área de sección transversal bruta = 4.68 in.^{2}

F_y = Resistencia especificada mínima a la fluencia = 46 ksi

E = Módulo de Elasticidad. = 29,000 ksi

KL/r_s = Máximo de $KL/r_x, KL/r_y$ = 61

Entonces la resistencia factorizada del cordón superior es:

P_n = 0.660.59 x 46 ksi x 4.68 in.^2 = 168 kips

$\phi_c P_n$ = 151 kips > $P_{cordón}$ = 134.57 kips OK

Fuerza Lateral a ser Resistida por las Verticales (Montantes)

(Especificacion, Artículo. 7.1.1)

H_f = mínima fuerza lateral (kips) = 0.01/K(P_{avg})

Donde:

K = 1.47

P_{avg} = Fuerza de compresión de diseño promedio de los elementos del cordón adyacentes (kips)

= 134.57 kips

Verificar limite 0.01/1.47 = 0.007 > 0.003 OK

Por lo tanto:

H_f = 0.01/1.47 x 134.57 kips = 0.91 kip

Aplicar Hf como fuerza lateral en la parte superior de la vertical (montante) de la viga reticulada (truss). Aplicar Hf simultáneamente con las otras fuerzas primarias en los verticales (Compresión combinada más análisis de flexión). Incluyen fuerzas de viento laterales para combinación de carga III, AASTO LRFD.

Longitud de vertical (montante) = 54.0 in

Momento lateral en la vertical = 0.91 kip x 54.0 in = 49.27 kip-in

Sólo se muestra el desarrollo de la carga, la comprobación de la capacidad sigue los procedimientos típicos.

Postes Finales:

(Especificacion, Artículo 7.1.1)

Aplicar la fuerza lateral, C, en la parte superior del poste final y diseñar como un cantiléver combinado con la carga axial. La fuerza lateral, C, se toma 1.0 por ciento de la carga axial del poste final.

Fuerza Lateral: C = 0.01 x 34.27 kips = 0.34 kip

Nota: Todos los otros miembros de la viga reticulada se analizarán usando los métodos convencionales de AASHTO LRFD.

Sólo se muestra el desarrollo de la carga, la comprobación de la capacidad sigue los procedimientos típicos.

Deflexión: **(Especificación, Artículo 5)**

Máxima deflexión debido a la carga peatonal LL = 1/360 de la longitud del tramo

= 72.00 ft x 12/360 = 2.40 in.

Del análisis de la viga reticulada, deflexión LL (w_{LL} = 0.450 kip/ft) = 1.20 in. < L/360 OK.

Vibraciones: **(Especificación, Artículo 6)**

Dirección Vertical:

Estimar la frecuencia fundamental en la dirección vertical, *f,* por aproximación de la viga reticulada como una viga uniforme simplemente apoyada.

La frecuencia fundamental en un modo vertical sin tener en cuenta la carga viva debe ser superior a 3.0 Hz para evitar el primer armónico.

$$f = 0.18\sqrt{\frac{g}{\Delta_{DL}}}$$

Donde:

G = aclaración debido a la gravedad = 32.2 *ft/s²*

Δ_{DL} = máxima deflexión vertical de las vigas reticuladas debido a la carga muerta (ft)

= 0.0444 ft (A partir de un análisis separado con w = 0.2 klf por viga reticulada)

$f = 0.18\sqrt{\frac{32.2}{0.0444}} = 4.85\ Hz > 3.0\ \text{Hz}$ mínimo deseable OK

Para fines de ilustración, supongamos armónicos más altos (segundo, tercero, etc.) área de preocupación. El puente debe ser proporcionado de tal manera que se cumplan los siguientes criterios

f = 2.86 ln (180/W)

Donde:

W = Peso total de la estructura soportada incluyendo la carga muerta (kips)

= 2 vigas reticuladas x 0.20 klf x 72.00 ft = 28.8 kips (solamente carga muerta)

2.86 ln (180/28.80) = 5.24Hz

f = 4.85 Hz no es mayor que 5.24 Hz Por lo tanto requiere ser modificado.

Dentro de las posibles modificaciones sería un sistema de tablero más pesado o aumentar la profundidad de las vigas reticuladas (truss).

Dirección Lateral

Estimar la frecuencia fundamental en la dirección vertical, flat, por aproximación la viga reticulada como una viga uniforme simplemente apoyada girada 90 grados.

La frecuencia fundamental en un modo lateral sin tener en cuenta la carga viva debe ser superior a 1.3 Hz para evitar el primer armónico.

Asumir que el arrostramiento lateral del viento es 3 x 3 x1/4in. Tubería estructural.

$$f = 0.18\sqrt{\frac{g}{\Delta_{DLat}}}$$

Donde:

g = aclaración debido a la gravedad = 32.2 *ft/s²*

Δ_{DLlat} = máxima deflexión vertical de las vigas reticuladas debido a la carga muerta (ft)

= 0.0844 ft (A partir de un análisis separado con w = 0.2 klf por viga reticulada)

$f = 0.18\sqrt{\frac{32.2}{0.0844}} = 3.52\ Hz\ > 1.3\ Hz$

Fatiga: **(Especificación, Artículo 3.5)**

Usar AASHTO Sings, Artículo 11.7.3.

AASHTO Sings, Artículo 11.7.4.- No se utiliza ya que se supone que el puente de peatones no está sobre una carretera.

P_{NW} = $52C_dI_F$

C_d = Coeficiente de resistencia al viento según AASHTO Signs, tabla 3-6 = 2.00

I_F = Factor de importancia del viento según AASHTO Signs, tabla 3-2 = 1.00

P_{NW} = 5.2 x 2.00 x 1.00 = 10.4 psf

WS_{Hfat} = Viento horizontal total sobre la superestructura por fatiga (plf)

= (2 vigas reticuladas x 1.03 ft² + 0.83 ft) x 10.4 psf = 31 plf

Miembro de la Fuerza Máxima del Viento:

Cordón inferior, Miembro L05-L06 = 5.6 kips (A partir de un análisis separado)

Δf = Rango de esfuerzos = (5.6kips/4.68 in2) = 1.20 ksi.

$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta f)n$ (AASHTO LRFD, Eq. 6.6.1.2.2 - 1)

Donde:

γ = 1.0 **(Especificación, Artículo 3.7)**

Δf = 1.20 ksi

(ΔF)n = $(\Delta F)_{TH}$ **(Especificación, Artículo 4.1)**

Donde:

(ΔF)n = 16 ksi (Categoría B- base metal) **(AASHTO Signs, tabla 11-3)**

$(1.0)(1.20) \leq 16$ se tiene $1.20 < 16$ OK.

Las conexiones de los miembros soldados y los requisitos de resistencia a la fractura están fuera de los límites de este ejemplo de diseño de puente peatonal. Ellos serán la responsabilidad del diseñador.

APÉNDICE R

APÉNDICE DE REFERENCIAS

(ASSHTO LRFD BRIGDE DESIGN SPECIFICATIONS 2010, 2012 y 2014)

INDICE DE APENDICES R

Manual de Diseño de Puentes actualizado al año 2014	**AASHTO LRFD 2014**		
Artículo del Manual en el que se encuentra la referencia,	Artículo de la Referencia correspondiente en el AASHTO	Página del AASHTO donde está el artículo de la referencia	Páginas del AASHTO entre las que se encuentra la página que contiene el artículo de la referencia.
2.8.1.5.5	5.8..6.3	5-89	5-87 a -5-93
2.91.5.6.1.1	5.13.2.3	5-183	5-182 a 5-192
2.9.1.5.6.1.2	5.13.2	5-182	5-182 a 5-192
2.9.4.6.1.3.1	6.13.2.6	6-182	6-218 a 6-221
2.9.4.8.1.	6.13.5.2	6-237	6-235 a 6-237
2.9.4.8.1	6.13.4	6-235	6-235 a 6-237
2.9.4.9.4.1.1.	6.9.9.4	6-93	6-93 a 6-95
2.9.4.9.4.1.1	6.9.4.1.1-1	6-81	6-81 a 6-82
2.9.4.9.4.2.1	6.12.2.2.2	6-205	6-205 a 6-207
2.9.4.9.4.3.2	6.9.4.2	6-88	6-88 a 6-94
2.9.4.9.4.3.2	6.8.5.2	6-77	6-77
2.9.4.9.5.1	6.12.2.3	6- 213	6-213 a 6-215
2.9.5.0.3.1	6.13.2.8	6-224	6-244 a 6-227
2.9.9.2.8	6.14.2.8	6-251	6-251 a 6-258
A.11.2	A.11.2	11-109	11-109
A11.5	A11.5	11-120	11-120 a 11-124

5.8.5—Principal Stresses in Webs of Segmental Concrete Bridges

The provisions specified herein shall apply to all types of segmental bridges with internal and/or external tendons.

The principal tensile stress resulting from the long-term residual axial stress and maximum shear and/or maximum shear combined with shear from torsion stress at the neutral axis of the critical web shall not exceed the tensile stress limit of Table 5.9.4.2.2-1 at the Service III limit state of Article 3.4.1 at all stages during the life of the structure, excluding those during construction. When investigating principal stresses during construction, the tensile stress limits of Table 5.14.2.3.3-1 shall apply.

The principal stress shall be determined using classical beam theory and the principles of Mohr's Circle. The width of the web for these calculations shall be measured perpendicular to the plane of the web.

Compressive stress due to vertical tendons provided in the web shall be considered in the calculation of the principal stress. The vertical force component of draped longitudinal tendons shall be considered as a reduction in the shear force due to the applied loads.

Local tensions produced in webs resulting from anchorage of tendons as discussed in Article 5.10.9.2 shall be included in the principal tension check.

Local transverse flexural stress due to out-of-plane flexure of the web itself at the critical section may be neglected in computing the principal tension in webs.

C5.8.5

This principal stress check is introduced to verify the adequacy of webs of segmental concrete bridges for longitudinal shear and torsion.

5.8.6—Shear and Torsion for Segmental Box Girder Bridges

5.8.6.1—General

Where it is reasonable to assume that plane sections remain plane after loading, the provisions presented herein shall be used for the design of segmental post-tensioned concrete box girder bridges for shear and torsion in lieu of the provisions of Article 5.8.3.

The applicable provisions of Articles 5.8.1, 5.8.2, 5.8.4, and 5.8.5 may apply, as modified by the provisions herein.

Discontinuity regions (where the plane sections assumption of flexural theory is not applicable) shall be designed using the provisions of Article 5.8.6.2 and the strut-and-tie model approach of Article 5.6.3. The provisions of Article 5.13.2 shall apply to special discontinuity regions such as deep beams, brackets and corbels, as appropriate.

The effects of any openings or ducts in members shall be considered. In determining the effective web or flange thickness, b_e, the diameters of ungrouted ducts or one-half the diameters of grouted ducts shall be subtracted from the web or flange thickness at the location of these ducts.

The values of $\sqrt{f'_c}$ used in any part of Article 5.8.6 shall not exceed 3.16.

C5.8.6.1

For types of construction other than segmental box girders, the provisions of Article 5.8.3 may be applied in lieu of the provisions of Article 5.8.6.

Discontinuity regions where the plane sections assumption of flexural theory is not applicable include regions adjacent to abrupt changes in cross-sections, openings, dapped ends, regions where large concentrated loads, reactions, or post-tensioning forces are applied or deviated, diaphragms, deep beams, corbels or joints.

The effects of using concrete with $\sqrt{f'_c} > 3.16$ on the allowable stress limits is not well known.

The design yield strength of transverse shear or torsion reinforcement shall be in accordance with Article 5.8.2.8.

5.8.6.2—Loading

Design for shear and torsion shall be performed at the strength limit state load combinations as defined in Article 3.4.1.

The shear component of the primary effective longitudinal prestress force acting in the direction of the applied shear being examined, V_p, shall be added to the load effect, with a load factor of 1.0.

The secondary shear effects from prestressing shall be included in the *PS* load defined in Article 3.3.2.

The vertical component of inclined tendons shall only be considered to reduce the applied shear on the webs for tendons which are anchored or fully developed by anchorages, deviators, or internal ducts located in the top or bottom 1/3 of the webs.

The effects of factored torsional moments, T_u, shall be considered in the design when their magnitude exceeds the value specified in Article 5.8.6.3.

In a statically indeterminate structure where significant reduction of torsional moment in a member can occur due to redistribution of internal forces upon cracking, the applied factored torsion moment at a section, T_u, may be reduced to ϕT_{cr}, provided that moments and forces in the member and in adjoining members are adjusted to account for the redistribution.

where:

T_u = factored torsional moment (kip-in.)

T_{cr} = torsional cracking moment calculated using Eq. 5.8.6.3-2 (kip-in.)

ϕ = resistance factor for shear specified in Article 5.5.4.2

In lieu of a more refined analysis, the torsional loading from a slab may be assumed as linearly distributed along the member.

The effects of axial tension due to creep, shrinkage, and thermal effects in restrained members shall be considered wherever applicable.

C5.8.6.2

Design of prestressed concrete segmental bridges for shear and torsion is based on the strength limit state conditions because little information is available concerning actual shear stress distributions at the service limit state.

This load effect should only be added to the box girder analysis and not transferred into the substructure. Some designers prefer to add this primary prestress force shear component to the resistance side of the equation.

For members subjected to combined shear and torsion, the torsional moments produce shear forces in different elements of the structure that, depending on the direction of torsion, may add to or subtract from the shear force in the element due to vertical shear. Where it is required to consider the effects of torsional moments, the shear forces from torsion need to be added to those from the vertical shear when determining the design shear force acting on a specific element. The possibility of the torsional moment reversing direction should be investigated.

The component of inclined flexural compression or tension, in the direction of the applied shear, in variable depth members shall be considered when determining the design factored shear force.

5.8.6.3—Regions Requiring Consideration of Torsional Effects

For normal weight concrete, torsional effects shall be investigated where:

$$T_u > 1/3\ \phi T_{cr} \qquad (5.8.6.3\text{-}1)$$

in which:

$$T_{cr} = 0.0632\,K\,\sqrt{f'_c}\,2\,A_o\,b_e \qquad (5.8.6.3\text{-}2)$$

$$K = \sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.0632\sqrt{f'_c}}} \le 2.0 \qquad (5.8.6.3\text{-}3)$$

where:

T_u = factored torsional moment (kip-in.)

T_{cr} = torsional cracking moment (kip-in.)

K = stress variable K shall not be taken greater than 1.0 for any section where the stress in the extreme tension fiber, calculated on the basis of gross section properties, due to factored load and effective prestress force after losses exceeds $0.19\sqrt{f'_c}$ in tension.

A_o = area enclosed by the shear flow path of a closed box section, including any holes therein (in.^{2})

b_e = effective width of the shear flow path, but not exceeding the minimum thickness of the webs or flanges comprising the closed box section (in.). b_e shall be adjusted to account for the presence of ducts as specified in Article 5.8.6.1.

p_c = the length of the outside perimeter of the concrete section (in.)

f_{pc} = unfactored compressive stress in concrete after prestress losses have occurred either at the centroid of the cross-section resisting transient loads or at the junction of the web and flange where the centroid lies in the flange (ksi)

ϕ = resistance factor for shear specified in Article 5.5.4.2

In lieu of a more refined analysis, b_e may be taken as A_{cp}/P_c, where A_{cp} is the area enclosed by the outside perimeter of the concrete cross-section and P_c is the outside perimeter of the concrete cross-section.

When calculating K for a section subject to factored axial force, N_u, f_{pc} shall be replaced with $f_{pc} - N_u/A_g$. N_u shall be taken as a positive value when the axial force is tensile and negative when it is compressive.

5.8.6.4—Torsional Reinforcement

C5.8.6.4

Where consideration of torsional effects is required by Article 5.8.6.3, torsion reinforcement shall be provided, as specified herein. This reinforcement shall be in addition to the reinforcement required to resist the factored shear, as specified in Article 5.8.6.5, flexure and axial forces that may act concurrently with the torsion.

The longitudinal and transverse reinforcement required for torsion shall satisfy:

$$T_u \le \phi T_n \qquad (5.8.6.4\text{-}1)$$

The nominal torsional resistance from transverse reinforcement shall be based on a truss model wit 45-degree diagonals and shall be computed as:

$$T_n = \frac{2A_o A_v f_y}{s} \qquad (5.8.6.4\text{-}2)$$

The minimum additional longitudinal reinforcement for torsion, A_l, shall satisfy:

$$A_l \ge \frac{T_u p_h}{2\phi A_o f_y} \qquad (5.8.6.4\text{-}3)$$

In determining the required amount of longitudinal reinforcement, the beneficial effect of longitudinal prestressing is taken into account by considering it equivalent to an area of reinforcing steel with a yield force equal to the effective prestressing force.

where:

A_v = area of transverse shear reinforcement (in.^{2})

A_l = total area of longitudinal torsion reinforcement in the exterior web of the box girder (in.^{2})

T_u = applied factored torsional moment (kip-in.)

p_h = perimeter of the polygon defined by the centroids of the longitudinal chords of the space truss resisting torsion. p_h may be taken as the perimeter of the centerline of the outermost closed stirrups (in.)

A_o = area enclosed by shear flow path, including area of holes, if any (in.^{2})

f_y = yield strength of additional longitudinal reinforcement (ksi)

ϕ = resistance factor for shear specified in Article 5.5.4.2

A_l shall be distributed around the perimeter of the closed stirrups in accordance with Article 5.8.6.6.

Subject to the minimum reinforcement requirements of Article 5.8.6.6, the area of additional longitudinal torsion reinforcement in the flexural compression zone may be reduced by an amount equal to:

$$\frac{M_u}{(0.9d_e f_y)} \qquad (5.8.6.4\text{-}4)$$

where:

M_u = the factored moment acting at that section concurrent with T_u (kip-in.)

d_e = effective depth from extreme compression fiber to the centroid of the tensile force in the tensile reinforcement (in.)

f_y = specified minimum yield strength of reinforcing bars (ksi)

5.8.6.5—Nominal Shear Resistance

In lieu of the provisions of Article 5.8.3, the provisions herein shall be used to determine the nominal shear resistance of post-tensioned concrete box girders in regions where it is reasonable to assume that plane sections remain plane after loading.

Transverse reinforcement shall be provided when $V_u > 0.5\phi V_c$, where V_c is computed by Eq. 5.8.6.5-4.

The nominal shear resistance, V_n, shall be determined as the lesser of:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (5.8.6.5\text{-}1)$$

$$V_n = 0.379\sqrt{f'_c}\, b_v d_v \qquad (5.8.6.5\text{-}2)$$

and, where the effects of torsion are required to be considered by Article 5.8.6.2, the cross-sectional dimensions shall be such that:

$$V_c = 0.0632\ K\sqrt{f'_c}\, b_v d_v \qquad (5.8.6.5\text{-}3)$$

in which:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \qquad (5.8.6.5\text{-}4)$$

$$\left(\frac{V_u}{b_v d_v}\right) + \left(\frac{T_u}{2A_o b_e}\right) \le 0.474\sqrt{f'_c} \qquad (5.8.6.5\text{-}5)$$

C5.8.6.5

The expression for V_c has been checked against a wide range of test data and has been found to be a conservative expression.

Eq. 5.8.6.5-4 is based on an assumed 45-degree truss model.

Eq. 5.8.6.4-5 is only used to establish appropriate concrete section dimensions.

where:

b_v = effective web width taken as the minimum web width within the depth d_v as determined in Article 5.8.6.1 (in.)

d_v = $0.8h$ or the distance from the extreme compression fiber to the centroid of the prestressing reinforcement, whichever is greater (in.)

s = spacing of stirrups (in.)

K = stress variable computed in accordance with Article 5.8.6.3.

A_v = area of shear reinforcement within a distance s ($in.^2$)

V_u = factored design shear including any normal component from the primary prestressing force (kip)

T_u = applied factored torsional moment (kip-in.)

A_o = area enclosed by shear flow path, including area of holes, if any ($in.^2$)

b_e = the effective thickness of the shear flow path of the elements making up the space truss model resisting torsion calculated in accordance with Article 5.8.6.3 (in.)

ϕ = resistance factor for shear specified in Article 5.5.4.2

The factored nominal shear resistance, ϕV_n, shall be greater than or equal to V_u.

The applied factored shear, V_u, in regions near supports may be computed at a distance $h/2$ from the support when the support reaction, in the direction of the applied shear, introduces compression into the support region of the member and no concentrated load occurs within a distance, h, from the face of the support.

5.8.6.6—Reinforcement Details

In addition to the provisions herein, the provisions of Article 5.10 and 5.11 shall also apply to segmental post-tensioned box girders, as applicable.

At any place on the cross-section where the axial tension due to torsion and bending exceeds the axial compression due to prestressing and bending, either supplementary tendons to counter the tension or local longitudinal reinforcement, which is continuous across the joints between segments, shall be required.

Where supplementary tendons are added, they shall be located to provide compression around the perimeter of the closed box section.

Where local longitudinal reinforcement is added, the bars shall be distributed around the perimeter formed by the closed stirrups. Perimeter bar spacing shall not exceed 18.0 in. At least one longitudinal bar shall be placed in each corner of the stirrups. The minimum diameter of the corner bars shall be 1/24 of the stirrup spacing but no less than that of a #5 bar.

The spacing of the transverse reinforcement shall not exceed the maximum permitted spacing, s_{max}, determined as:

- If $v_u < 0.19\sqrt{f'_c}$, then:

$$s_{max} = 0.8d \le 36.0 \text{ in.} \qquad (5.8.6.6\text{-}1)$$

- If $v_u \ge 0.19\sqrt{f'_c}$, then:

$$s_{max} = 0.4d \le 18.0 \text{ in.} \qquad (5.8.6.6\text{-}2)$$

where:

v_u = the shear stress calculated in accordance with Eq. 5.8.6.5-5 (ksi)

d_v = effective shear depth as defined in Article 5.8.6.5 (in.)

Transverse reinforcement for shear and torsion shall be provided for a distance at least $h/2$ beyond the point they are theoretically required.

Interface shear transfer reinforcement shall be provided as specified in Article 5.8.4.

5.9—PRESTRESSING AND PARTIAL PRESTRESSING

5.9.1—General Design Considerations

5.9.1.1—General

The provisions herein specified shall apply to structural concrete members reinforced with any combination of prestressing tendons and conventional reinforcing bars acting together to resist common force effects. Prestressed and partially prestressed concrete structural components shall be designed for both initial and final prestressing forces. They shall satisfy the requirements at service, fatigue, strength, and extreme event limit states, as specified in Article 5.5, and in accordance with the assumptions provided in Articles 5.6, 5.7, and 5.8.

Unstressed prestressing tendons or reinforcing bars may be used in combination with stressed tendons, provided it is shown that performance of the structure satisfies all limit states and the requirements of Articles 5.4 and 5.6.

Compressive stress limits, specified in Article 5.9.4, shall be used with any applicable service load combination in Table 3.4.1-1, except Service Load Combination III, which shall not apply to the investigation of compression.

C5.9.1.1

The introduction of partial prestressing permits the development of a unified theory of concrete structures in which conventional reinforced and prestressed concrete become boundary cases.

The background material in this Article is based on previous editions of the Standard Specifications and ACI 343, ACI 318, and the *Ontario Highway Bridge Design Code*, the provisions of which are extended herein to accommodate partial prestressing.

Prestressing tendons of high-strength steel bars or strands are generally used, but other materials satisfying desired strength, stiffness, and ductility requirements could also be used, provided that they meet the intent of Article 5.4.1.

Partial prestressing can be considered a design concept that allows one or a combination of the following design solutions:

- A concrete member reinforced with a combination of prestressed and nonprestressed reinforcement designed to simultaneously resist the same force effects,

External tendons have been successfully protected by cement grout in polyethylene or metal tubing. Tendons have also been protected by heavy grease or other anticorrosion medium where future replacement is envisioned. Tendon anchorage regions should be protected by encapsulation or other effective means. This is critical in unbonded tendons because any failure of the anchorage can release the entire tendon.

5.13—SPECIFIC MEMBERS

5.13.1—Deck Slabs

Requirements for deck slabs in addition to those specified in Section 5 shall be as specified in Section 9.

5.13.2—Diaphragms, Deep Beams, Brackets, Corbels, and Beam Ledges

5.13.2.1—General

Diaphragms, brackets, corbels, beam ledges, and other deep members subjected primarily to shear and torsion and whose depth is large relative to their span shall be designed as specified herein.

Deep beams shall be analyzed and designed by either the strut-and-tie model, specified in Article 5.6.3, or another recognized theory.

C5.13.2.1

For a structural depth that is large relative to span length, the definition of a deep component, given in Article 5.2, may be used.

As noted in the Commentary for Article 5.6.3, the sectional design model method is not valid for some deep members; they should be designed by a strut-and-tie model.

Another recognized theory for design of these components can be found in Article 11.8 of ACI 318.

5.13.2.2—Diaphragms

Unless otherwise specified, diaphragms shall be provided at abutments, piers, and hinge joints to resist lateral forces and transmit loads to points of support.

Intermediate diaphragms may be used between beams in curved systems or where necessary to provide torsional resistance and to support the deck at points of discontinuity or at angle points in girders.

For spread box beams and for curved box girders having an inside radius less than 800 ft, intermediate diaphragms shall be used.

Diaphragms may be omitted where tests or structural analysis show them to be unnecessary.

Diaphragms should be designed by the strut-and-tie method, where applicable.

In bridges with post-tensioned diaphragms, the diaphragm tendons must be effectively tied into the diaphragms with bonded nonprestressed reinforcement to resist tendon forces at the corners of openings in the diaphragms.

C5.13.2.2

In certain types of construction, end diaphragms may be replaced by an edge beam or a strengthened strip of slab made to act as a vertical frame with the beam ends. Such types are low I-beams and double-T beams. These frames should be designed for wheel loads.

The diaphragms should be essentially solid, except for access openings and utility holes, where required.

For curved bridges, the need for and the required spacing of diaphragms depends on the radius of curvature and the proportions of the webs and flanges.

Figure C5.13.2.2-1 illustrates the application of the strut-and-tie model to analysis of forces in a prestressed interior diaphragm of a box girder bridge.

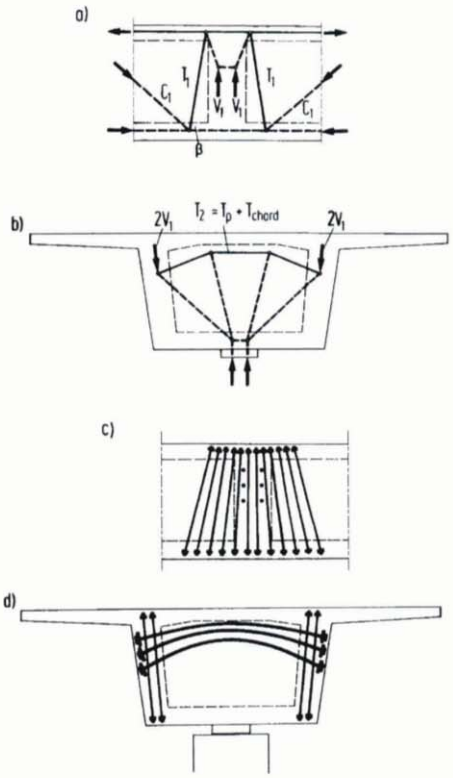


Figure C5.13.2.2-1—Diaphragm of a Box Girder Bridge: (a) Disturbed Regions and Model of the Web near the Diaphragm; (b) Diaphragm and Model; (c) and (d) Prestressing of the Web and the Diaphragm (Schlaich et al., 1987)

5.13.2.3—Detailing Requirements for Deep Beams

The factored tensile resistance, N_R in kips, of transverse pair of reinforcing bars shall satisfy:

$$N_R = \phi f_y A_s \geq 0.12 b_v s \qquad (5.13.2.3\text{-}1)$$

where:

b_v = width of web (in.)

f_y = yield strength of reinforcing steel (ksi)

A_s = area of steel in distance s (in.^{2})

ϕ = resistance factor specified in Article 5.5.4.2

s = spacing of reinforcement (in.)

C5.13.2.3

Figure C5.13.2.3-1 shows an application of the strut-and-tie model to analysis of deep beams.

The spacing of transverse reinforcement, s, shall not exceed $d/4$ or 12.0 in.

Bonded longitudinal bars shall be well distributed over each face of the vertical elements in pairs. The tensile resistance of a bonded reinforcement pair shall not be less than that specified in Eq. 5.13.2.3-1. The vertical spacing between each pair of reinforcement, s, shall not exceed either $d/3$ or 12.0 in. For components whose width is less than 10.0 in., a single bar of the required tensile resistance may be used in lieu of a pair of longitudinal bars.

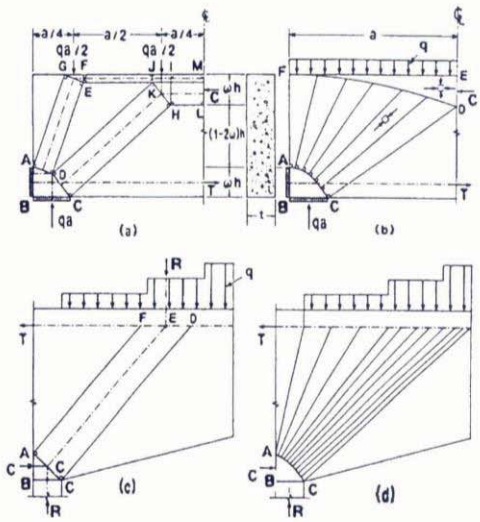


Figure C5.13.2.3-1—Fan Action: (a) Strut-and-Tie Model of Uniformly-Loaded Deep Beam; (b) Fan-Shaped Stress Field; (c) Strut-and-Tie System for Equivalent Single-Load R Replacing Distributed-Load q; (d) Continuous Fan Developed from Discrete Strut

5.13.2.4—Brackets and Corbels

5.13.2.4.1—General

C5.13.2.4.1

Components in which a_v, as shown in Figure 5.13.2.4.1-1, is less than d shall be considered to be brackets or corbels. If a_v is greater than d, the component shall be designed as a cantilever beam.

Figure C5.13.2.4.1-1 illustrates the application of strut-and-tie models to analysis of brackets and corbels.

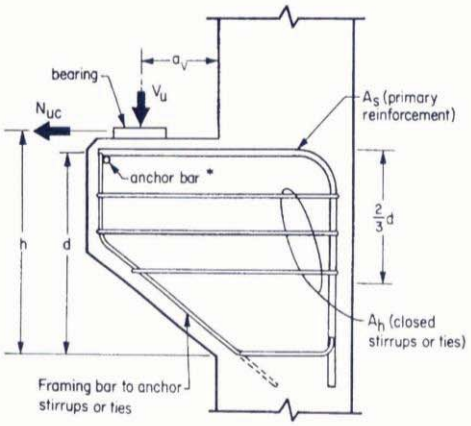


Figure 5.13.2.4.1-1—Notation

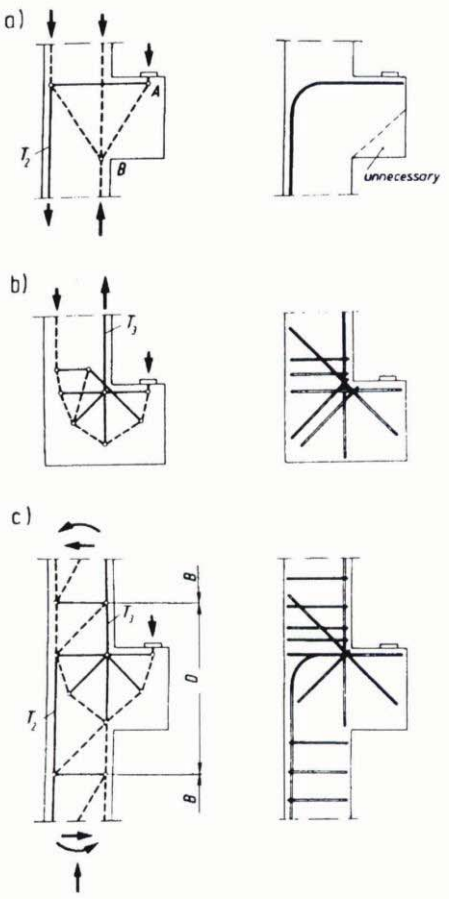
The section at the face of support shall be designed to resist simultaneously a factored shear force V_u, a factored moment

$$M_u = V_u a_v + N_{uc}(h-d) \qquad (5.13.2.4.1\text{-}1)$$

and a concurrent factored horizontal tensile force N_{uc}. Unless special provisions are made to prevent the tensile force, N_{uc}, from developing, it shall not be taken to be less than $0.2V_u$. N_{uc} shall be regarded as a live load, even where it results from creep, shrinkage, or temperature change.

The steel ratio of A_s/bd at the face of the support shall not be less than $0.04f'_c/f_y$ where d is measured at the face of the support.

The total area, A_h, of the closed stirrups or ties shall not be less than 50 percent of the area, A_s, of the primary tensile tie reinforcement. Stirrups or ties shall be uniformly distributed within two-thirds of the effective depth adjacent to the primary tie reinforcement.



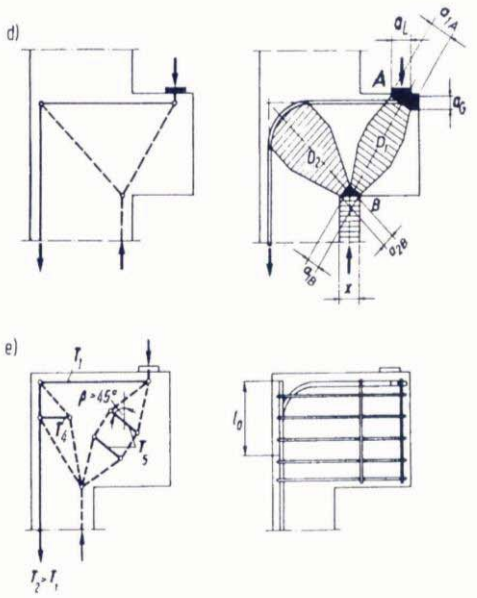


Figure C5.13.2.4.1-1—Different Support Conditions Leading to Different Strut-and-Tie Models and Different Reinforcement Arrangements of Corbels and Beam Ledges (Schlaich et al., 1987)

At the front face of a bracket or corbel, the primary tension reinforcement shall be anchored to develop the specified yield strength, f_y.

Anchorages for developing reinforcement may include:

- A structural weld to a transverse bar of at least equal size,
- Bending the primary bars down to form a continuous loop, or
- Some other positive means of anchorage.

The bearing area on a bracket or corbel shall not project either beyond the straight portion of the primary tension bars or beyond the interior face of any transverse anchor bar.

The depth at the outside edge of the bearing area shall not be less than half the depth at the face of the support.

5.13.2.4.2—Alternative to Strut-and-Tie Model

The section at the face of the support for brackets and corbels may be designed in accordance with either the strut-and-tie method specified in Article 5.6.3 or the provisions of Article 5.13.2.4.1, with the following exceptions:

- Design of shear-friction reinforcement, A_{vf}, to resist the factored shear force, V_u, shall be as specified in Article 5.8.4, except that:

  For normal weight concrete, nominal shear resistance, V_n, shall satisfy:

  $$V_n = 0.2 f'_c b_w d_e \text{ and} \qquad (5.13.2.4.2\text{-}1)$$

  $$V_n = 0.8\, b_w\, d_e \qquad (5.13.2.4.2\text{-}2)$$

  For all lightweight or sand-lightweight concretes, nominal shear resistance, V_n, shall satisfy:

  $$V_n = (0.2 - 0.07 a_v / d) f'_c b_w d_e \text{ (kips) and} \qquad (5.13.2.4.2\text{-}3)$$

  $$V_n = (0.8 - 0.28\, a_v / d_e) b_w d \text{ (kips)} \qquad (5.13.2.4.2\text{-}4)$$

- Reinforcement, A_s, to resist the factored force effects shall be determined as for ordinary members subjected to flexure and axial load.
- Area of primary tension reinforcement, A_s, shall satisfy:

  $$A_s \geq \frac{2A_{vf}}{3} + A_n, \text{ and} \qquad (5.13.2.4.2\text{-}5)$$

- The area of closed stirrups or ties placed within a distance equal to $2d_e/3$ from the primary reinforcement shall satisfy:

  $$A_h \geq 0.5(A_s - A_n) \qquad (5.13.2.4.2\text{-}6)$$

in which:

$$A_n \geq N_{uc} / \phi f_y \qquad (5.13.2.4.2\text{-}7)$$

where:

b_w = web width (in.)

d_e = depth of center of gravity of steel (in.)

A_{vf} = area of shear friction steel (in.^{2})

5.13.2.5—Beam Ledges

5.13.2.5.1—General

As illustrated in Figure 5.13.2.5.1-1, beam ledges shall resist:

- Flexure, shear, and horizontal forces at the location of Crack 1;
- Tension force in the supporting element at the location of Crack 2;
- Punching shear at points of loading at the location of Crack 3; and
- Bearing force at the location of Crack 4.

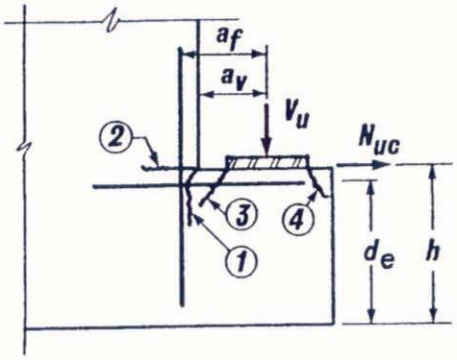


Figure 5.13.2.5.1-1—Notation and Potential Crack Locations for Ledge Beams

Beam ledges may be designed in accordance with either the strut-and-tie model or the provisions of Articles 5.13.2.5.2 through 5.13.2.5.5. Bars shown in Figures 5.13.2.5.2-1 through 5.13.2.5.5-2 shall be properly developed in accordance with Article 5.11.1.1.

C5.13.2.5.1

Beam ledges may be distinguished from brackets and corbels in that their width along the face of the supporting member is greater than $(W + 5a_f)$, as shown in Figure 5.13.2.5.3-1. In addition, beam ledges are supported primarily by tension ties to the supporting member, whereas corbels utilize a compression strut penetrating directly into the supporting member. Beam ledges are generally continuous between points of application of bearing forces. Daps should be considered to be inverted beam ledges.

Examples of beam ledges include hinges within spans and inverted T-beam caps, as illustrated in Figure C5.13.2.5.1-1.

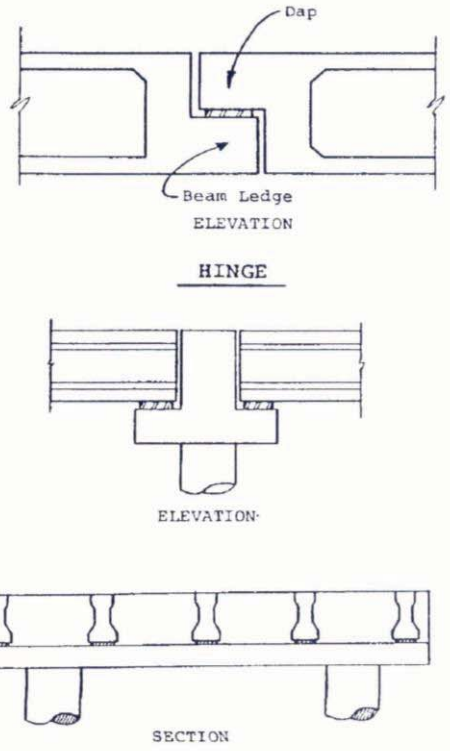


Figure C5.13.2.5.1-1—Examples of Beam Ledges

5.13.2.5.2—Design for Shear

Design of beam ledges for shear shall be in accordance with the requirements for shear friction specified in Article 5.8.4. Nominal interface shear resistance shall satisfy Eqs. 5.13.2.4.2-1 through 5.13.2.4.2-4 wherein the width of the concrete face, b_w, assumed to participate in resistance to shear shall not exceed S, $(W + 4a_v)$, or $2c$, as illustrated in Figure 5.13.2.5.2-1.

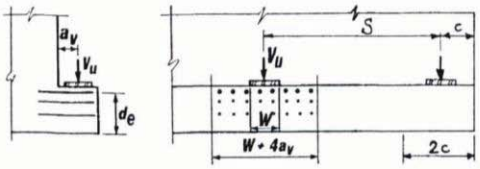


Figure 5.13.2.5.2-1—Design of Beam Ledges for Shear

5.13.2.5.3—Design for Flexure and Horizontal Force

The area of total primary tension reinforcement, A_s, shall satisfy the requirements of Article 5.13.2.4.2.

The primary tension reinforcement shall be spaced uniformly within the region $(W + 5a_f)$ or $2c$, as illustrated in Figure 5.13.2.5.3-1, except that the widths of these regions shall not overlap.

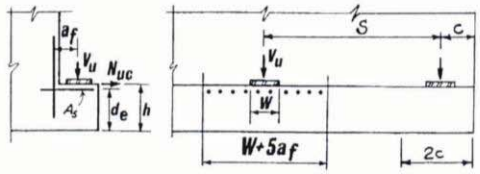


Figure 5.13.2.5.3-1—Design of Beam Ledges for Flexure and Horizontal Force

5.13.2.5.4—Design for Punching Shear

The truncated pyramids assumed as failure surfaces for punching shear, as illustrated in Figure 5.13.2.5.4-1, shall not overlap.

Nominal punching shear resistance, V_n, in kips, shall be taken as:

- At interior pads, or exterior pads where the end distance c is greater than $S/2$:

$$V_n = 0.125\sqrt{f'_c}\,(W + 2L + 2d_e)\,d_e \qquad (5.13.2.5.4\text{-}1)$$

C5.13.2.5.4

The area of concrete resisting the punching shear for each concentrated load is shown in Figure 5.13.2.5.4-1. The area of the truncated pyramid is approximated as the average of the perimeter of the bearing plate or pad and the perimeter at depth d, assuming 45-degree slopes. If the pyramids overlap, an investigation of the combined surface areas will be necessary.

- At exterior pads where the end distance c is less than $S/2$ and $c - 0.5W$ is less than d_e:

$$V_n = 0.125\sqrt{f'_c}\,(W + L + d_e)\,d_e \quad (5.13.2.5.4\text{-}2)$$

- At exterior pads where the end distance c is less than $S/2$, but $c - 0.5W$ is greater than d_e:

$$V_n = 0.125\sqrt{f'_c}\,(0.5W + L + d_e + c)\,d_e \quad (5.13.2.5.4\text{-}3)$$

where:

f'_c = specified strength of concrete at 28 days (ksi)

W = width of bearing plate or pad as shown in Figure 5.13.2.5.4-1 (in.)

L = length of bearing pad as shown in Figure 5.13.2.5.4-1 (in.)

d_e = effective depth from extreme compression fiber to centroid of tensile force (in.)

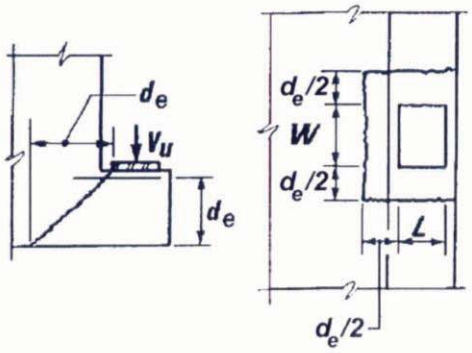


Figure 5.13.2.5.4-1—Design of Beam Ledges for Punching Shear

5.13.2.5.5—Design of Hanger Reinforcement

The hanger reinforcement specified herein shall be provided in addition to the lesser shear reinforcement required on either side of the beam reaction being supported.

The arrangement for hanger reinforcement, A_{hr}, in single-beam ledges shall be as shown in Figure 5.13.2.5.5-1.

Using the notation in Figure 5.13.2.5.5-1, the nominal shear resistance, V_n, in kips, for single-beam ledges shall be taken as:

- For the service limit state:

$$V_n = \frac{A_{hr}\left(0.5 f_y\right)}{s}\left(W + 3a_v\right) \qquad (5.13.2.5.5\text{-}1)$$

- For the strength limit state:

$$V_n = \frac{A_{hr} f_y}{s} S \qquad (5.13.2.5.5\text{-}2)$$

where:

A_{hr} = area of one leg of hanger reinforcement as illustrated in Figure 5.13.2.5.5-1 (in.^{2})

S = spacing of bearing places (in.)

s = spacing of hangers (in.)

f_y = yield strength of reinforcing steel (ksi)

a_v = distance from face of wall to the load as illustrated in Figure 5.13.2.5.5-1 (in.)

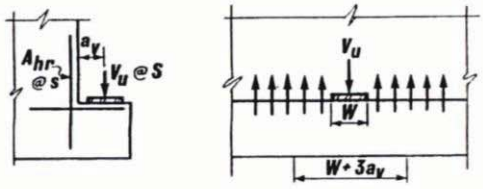


Figure 5.13.2.5.5-1—Single-Ledge Hanger Reinforcement

Using the notation in Figure 5.13.2.5.5-2, the nominal shear resistance of the ledges of inverted T-beams shall be the lesser of that specified by Eq. 5.13.2.5.5-2 and Eq. 5.13.2.5.5-3.

$$V_n = \left(0.063\sqrt{f'_c}\, b_f d_f\right) + \frac{A_{hr} f_y}{s}\left(W + 2d_f\right) \qquad (5.13.2.5.5\text{-}3)$$

where:

d_f = distance from top of ledge to compression reinforcement as illustrated in Figure 5.13.2.5.5-2 (in.)

The edge distance between the exterior bearing pad and the end of the inverted T-beam shall not be less than d_f.

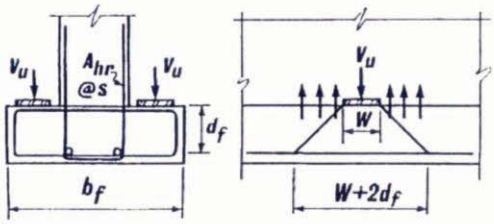


Figure 5.13.2.5.5-2—Inverted T-Beam Hanger Reinforcement

Inverted T-beams shall satisfy the torsional moment provisions as specified in Articles 5.8.3.6 and 5.8.2.1.

5.13.2.5.6—Design for Bearing

For the design for bearings supported by beam ledges, the provisions of Article 5.7.5 shall apply.

5.13.3—Footings

5.13.3.1—General

C5.13.3.1

Provisions herein shall apply to the design of isolated footings, combined footings, and foundation mats.

In sloped or stepped footings, the angle of slope or depth and location of steps shall be such that design requirements are satisfied at every section.

Circular or regular polygon-shaped concrete columns or piers may be treated as square members with the same area for the location of critical sections for moment, shear, and development of reinforcement in footings.

Although the provisions of Article 5.13.3 apply to isolated footings supporting a single column or wall, most of the provisions are generally applicable to combined footings and mats supporting several columns or walls or a combination thereof.

5.13.3.2—Loads and Reactions

C5.13.3.2

The resistance of foundation material for piles shall be as specified in Section 10, "Foundations."

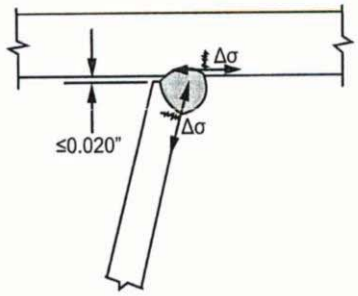
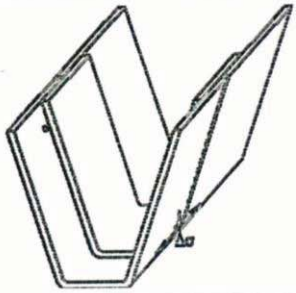
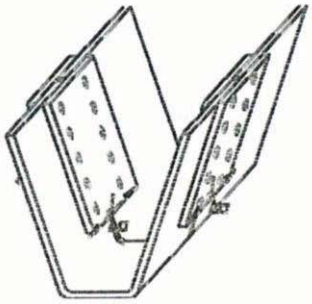
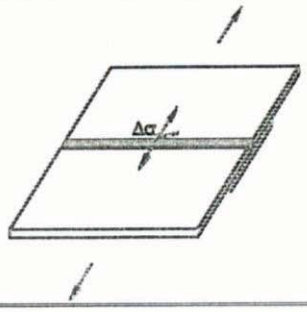
Where an isolated footing supports a column, pier, or wall, the footing shall be assumed to act as a cantilever. Where a footing supports more than one column, pier, or wall, the footing shall be designed for the actual conditions of continuity and restraint.

For the design of footings, unless the use of special equipment is specified to ensure precision driving of piles, it shall be assumed that individual driven piles may be out of planned position in a footing by either 6.0 in. or one-quarter of the pile diameter and that the center of a group of piles may be 3.0 in. from its planned position. For pile bents, the contract documents may require a 2.0 in.tolerance for pile position, in which case that value should be accounted for in the design.

The assumption that the as-built location of piles may differ from the planned location recognizes the construction variations sometimes encountered and is consistent with the tolerances allowed by *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*. Lesser variations may be assumed if the contract documents require the use of special equipment, such as templates, for more precise driving.

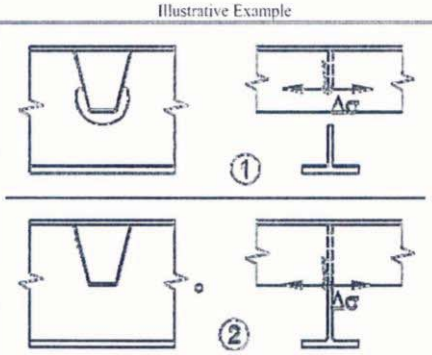
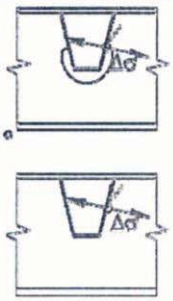
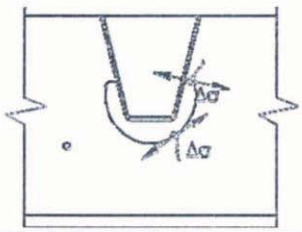
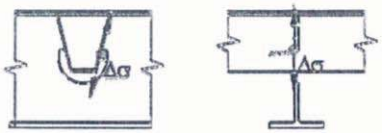
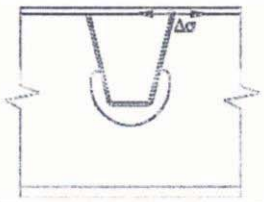
For noncircular piles, the larger cross-sectional dimension should be used as the "diameter."

Table 6.6.1.2.3-3—Orthotropic Fatigue Details

Detail	Illustrative Example	Description of Condition	Fatigue Category Detail	Allowable Design Level
Rib to Deck Weld		One-sided 80% (70% min) penetration weld with root gap ≤0.02 in. prior to welding.	C	1, 2, or 3
Rib Splice (Welded)		Single groove butt weld with permanent backing bar left in place. Weld gap > rib wall thickness.	D	1, 2, or 3
Rib Splice (Bolted)		Base metal at gross section of high-strength slip-critical connection.	B	1, 2, or 3
Deck Plate Splice (In Plane)		Transverse or Longitudinal single groove butt splice with permanent backing bar left in place.	D	1, 2, or 3

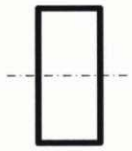
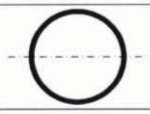
continued on next page

Table 6.6.1.2.3-3 (continued)—Orthotropic Fatigue Details

Detail	Illustrative Example	Description of Condition	Fatigue Category Detail	Allowable Design Level
Rib to FB Weld (Rib)		Rib wall at rib to FB weld (fillet or CJP).	C	1, 2, or 3
Rib to FB Weld (FB Web)		FB web at rib to FB weld (fillet, PJP, or CJP).	C (see Note 1)	1 or 3
FB Cutout		Base metal at edge with smooth flame-cut finish as per AWS D1.5.	A	1 or 3
Rib Wall at Cutout		Rib wall at rib to FB weld (fillet, PJP, or CJP).	C	1 or 3
Rib to Deck Plate at FB			C	1 or 3

Note: Where stresses are dominated by in-plane component at fillet or PJP welds, Eq. 6.6.1.2.5-4 shall be considered. In this case, Δf, should be calculated at the mid-thickness and the extrapolation procedure as per Article 9.8.3.4.3 need not be applied.

Table 6.9.4.1.1-1—Selection Table for Determination of Nominal Compressive Resistance, P_n

Cross-Section	Without Slender Elements ($Q = 1.0$)		With Slender Elements ($Q < 1.0$)	
	Potential Buckling Mode	Applicable Equation for P_e	Potential Buckling Mode	Applicable Equations for P_e and Q
	FB	(6.9.4.1.2-1)	FB	(6.9.4.1.2-1)
	and if $K_z\ell_z > K_y\ell_y$: TB	(6.9.4.1.3-1) Note: see also Article C6.9.4.1.3	and if $K_z\ell_z > K_y\ell_y$: TB	(6.9.4.1.3-1) Note: see also Article C6.9.4.1.3
			and: FLB	(6.9.4.2.2-1) or (6.9.4.2.2-2) or (6.9.4.2.2-7) or (6.9.4.2.2-8)
			and/or: WLB	(6.9.4.2.2-11)
	FB	(6.9.4.1.2-1)	FB	(6.9.4.1.2-1)
	and: FTB	(6.9.4.1.3-2) Note: see also Article C6.9.4.1.3	and: FTB	(6.9.4.1.3-2) Note: see also Article C6.9.4.1.3
			and: FLB	(6.9.4.2.2-1) or (6.9.4.2.2-2) or (6.9.4.2.2-7) or (6.9.4.2.2-8)
			and/or: WLB	(6.9.4.2.2-11)
	FB	(6.9.4.1.2-1) Note: for built-up sections, see also Article 6.9.4.3	FB	(6.9.4.1.2-1) Note: for built-up sections, see also Article 6.9.4.3
			and: FLB	(6.9.4.2.2-10) or (6.9.4.2.2-11)
			and/or: WLB	(6.9.4.2.2-11)
	FB	(6.9.4.1.2-1)	FB	(6.9.4.1.2-1)
			and: LB	(6.9.4.2.2-12)
	FB	(6.9.4.1.2-1)	FB	(6.9.4.1.2-1)
	and: FTB	(6.9.4.1.3-2) Note: see also Article C6.9.4.1.3	and: FTB	(6.9.4.1.3-2) Note: see also Article C6.9.4.1.3
			Tees and: FLB	(6.9.4.2.2-1) or (6.9.4.2.2-2) or (6.9.4.2.2-7) or (6.9.4.2.2-8)
			and/or: SLB	(6.9.4.2.2-3) or (6.4.4.2.2-4)

continued on next page

Table 6.9.4.1.1-1 (continued)—Selection Table for Determination of Nominal Compressive Resistance, P_n

Cross-Section	Without Slender Elements ($Q = 1.0$)		With Slender Elements ($Q < 1.0$)	
	Potential Buckling Mode	Applicable Equation for P_e	Potential Buckling Mode	Applicable Equations for P_e and Q
			Double Angles in Continuous Contact and: LLB	(6.9.4.2.2-1) or (6.4.4.2.2-2)
	FB	(6.9.4.1.2-1) Note: see also Articles 6.9.4.4 and C6.9.4.4	FB	(6.9.4.1.2-1) Note: see also Articles 6.9.4.4 and C6.9.4.4
			and: LLB	(6.9.4.2.2-5) or (6.9.4.2.2-6)
	FB	(6.9.4.1.2-1) Note: see also Article 6.9.4.3	Double Angles with Separators FB	(6.9.4.1.2-1) Note: see also Article 6.9.4.3
	and: FTB	(6.9.4.1.3-2) Note: see also Article C6.9.4.1.3	and: FTB	(6.9.4.1.3-2) Note: see also Article C6.9.4.1.3
			and: LLB	(6.9.4.2.2-5) or (6.9.4.2.2-6)
	FB	(6.9.4.1.2-1)	NA	NA
Unsymmetric Open-Sections	FTB	(6.9.4.1.3-3) Note: see also Article C6.9.4.1.3	FTB	(6.9.4.1.3-3) Note: see also Article C6.9.4.1.3
			and: LB	See Article 6.9.4.2.2
Unsymmetric Closed-Sections	FB	(6.9.4.1.2-1)	FB	(6.9.4.1.2-1)
			and: LB	See Article 6.9.4.2.2
Bearing Stiffeners	FB	(6.9.4.1.2-1) Note: See also Article 6.10.11.2.4	NA	NA

where:

FB = flexural buckling
TB = torsional buckling
FTB = flexural-torsional buckling
FLB = flange local buckling
WLB = web local buckling
SLB = stem local buckling
LLB = outstanding leg local buckling
LB = local buckling
NA = not applicable

P_r = factored compressive resistance specified in Articles 6.9.2.1 or 6.9.2.2 (kip)

ℓ = member length (in.)

r = radius of gyration about an axis perpendicular to the perforated plate (in.)

F_y = specified minimum yield strength (ksi)

In addition to checking the requirements of Article 6.9.4.2.1 for the clear distance between the two edge supports of the perforated cover plate utilizing a plate buckling coefficient k of 1.86, the requirements of Article 6.9.4.2.1 shall also separately be checked for the projecting width from the edge of the perforation to a single edge support utilizing a plate buckling coefficient k of 0.45.

6.9.4.4—Single-Angle Members

Single angles subject to combined axial compression and flexure about one or both principal axes and satisfying all of the following conditions, as applicable:

- End connections are to a single leg of the angle, and are welded or use a minimum of two bolts;
- The angle is loaded at the ends in compression through the same leg;
- The angle is not subjected to any intermediate transverse loads; and
- If used as web members in trusses, all adjacent web members are attached to the same side of the gusset plate or chord;

may be designed as axially loaded compression members for flexural buckling only according to the provisions of Articles 6.9.2.1, 6.9.4.1.1 and 6.9.4.1.2 provided the following effective slenderness ratio, $(K\ell/r)_{eff}$, is utilized in determining the nominal compressive resistance, P_n:

- For equal-leg angles and unequal-leg angles connected through the longer leg:
  - If $\frac{\ell}{r_x} \le 80$, then:

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_{eff} = 72 + 0.75\frac{\ell}{r_x} \qquad (6.9.4.4\text{-}1)$$

C6.9.4.4

Single angles are commonly used as compression members in cross-frames and lateral bracing for steel bridges. Since the angle is typically connected through one leg only, the member is subject to combined axial compression and flexure, or moments about both principal axes due to the eccentricities of the applied axial load. The angle is also usually restrained by differing amounts about its geometric x- and y-axes. As a result, the prediction of the nominal compressive resistance of these members under these conditions is difficult. The provisions contained herein provide significantly simplified provisions for the design of single-angle members satisfying certain conditions that are subject to combined axial compression and flexure. These provisions are based on the provisions for the design of single-angle members used in latticed transmission towers (ASCE, 2000). Similar provisions are also employed in Section E5 of AISC (2005).

In essence, these provisions permit the effect of the eccentricities to be neglected when these members are evaluated as axially loaded compression members for flexural buckling only using an appropriate specified effective slenderness ratio, $(K\ell/r)_{eff}$, in place of $(K\ell/r_x)$ in Eq. 6.9.4.1.2-1. The effective slenderness ratio indirectly accounts for the bending in the angles due to the eccentricity of the loading allowing the member to be proportioned according to the provisions of Article 6.9.2.1 as if it were a pinned-end concentrically loaded compression member. Furthermore, when the effective slenderness ratio is used, single angles need not be checked for flexural-torsional buckling. The actual maximum slenderness ratio of the angle, as opposed to $(K\ell/r)_{eff}$, is not to exceed the applicable limiting slenderness ratio specified in Article 6.9.3. Thus, if the

- If $\frac{\ell}{r_x} > 80$, then:

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_{eff} = 32 + 1.25\frac{\ell}{r_x} \qquad (6.9.4.4\text{-}2)$$

- For unequal-leg angles that are connected through the shorter leg with the ratio of the leg lengths less than 1.7:

  - If $\frac{\ell}{r_x} \le 80$, then:

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_{eff} = 72 + 0.75\frac{\ell}{r_x} + 4\left[\left(\frac{b_l}{b_s}\right)^2 - 1\right] \ge 0.95\frac{\ell}{r_z} \qquad (6.9.4.4\text{-}3)$$

  - If $\frac{\ell}{r_x} > 80$, then:

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_{eff} = 32 + 1.25\frac{\ell}{r_x} + 4\left[\left(\frac{b_l}{b_s}\right)^2 - 1\right] \ge 0.95\frac{\ell}{r_z} \qquad (6.9.4.4\text{-}4)$$

where:

b_l = length of the longer leg of an unequal-leg angle (in.)

b_s = length of the shorter leg of an unequal-leg angle (in.)

ℓ = distance between the work points of the joints measured along the length of the angle (in.)

r_x = radius of gyration about the geometric axis of the angle parallel to the connected leg (in.)

r_z = radius of gyration about the minor principal axis of the angle (in.)

The actual maximum slenderness ratio of the angle shall not exceed the applicable limiting slenderness ratio specified in Article 6.9.3. Single angles designed using $(K\ell/r)_{eff}$ shall not be checked for flexural-torsional buckling.

actual maximum slenderness ratio of the angle exceeds the limiting ratio, a larger angle section must be selected until the ratio is satisfied. If $(K\ell/r)_{eff}$ exceeds the limiting ratio, but the actual maximum slenderness ratio of the angle does not, the design is satisfactory. The limiting ratios specified in Article 6.9.3 are well below the limiting ratio of 200 specified in AISC (2005).

The expressions for the effective slenderness ratio presume significant end rotational restraint about the y-axis, or the axis perpendicular to the connected leg and gusset plate, as shown in Figure C6.9.4.4-1.

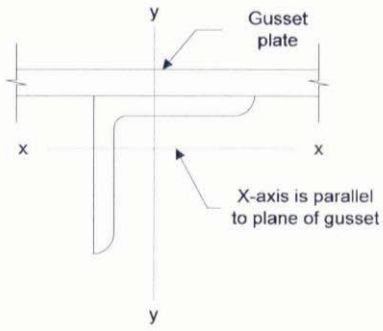


Figure C6.9.4.4-1—Single-Angle Geometric Axes Utilized in the Effective Slenderness Ratio Expressions

As a result, the angle tends to buckle primarily about the x-axis due to the eccentricity of the load about the x-axis coupled with the high degree of restraint about the y-axis (Usami and Galambos, 1971; Woolcock and Kitipornchai, 1986; Mengelkoch and Yura, 2002). Therefore, the radius of gyration in the effective slenderness ratio expressions is to be taken as r_x, or the radius of gyration about the geometric axis parallel to the connected leg, and not the minimum radius of gyration r_z about the minor principal axis of the angle. When an angle has significant rotational restraint about the y-axis, the stress along the connected leg will be approximately uniform (Lutz, 1996). Lutz (2006) compared the results from the effective slenderness ratio equations contained herein to test results for single-angle members in compression with essentially pinned-end conditions (Foehl, 1948; Trahair et al., 1969) and found an average value of P_n/P_{test} of 0.998 with a coefficient of variation of 0.109. A separate set of equations provided in AISC (2005), which assume a higher degree of x-axis rotational restraint and are thus intended for application only to single angles used as web members in box or space trusses, are not provided herein.

For the case of unequal-leg angles connected through the shorter leg, the limited available test data for this case gives lower capacities for comparable ℓ/r_x values than equal-leg angles (Lutz, 2006). Stiffening the shorter leg rotationally tends to force the buckling axis of the angle away from the x-axis and closer to the z-axis. Thus, $(K\ell/r)_{eff}$ for this case is modified by adding an additional term in Eqs. 6.9.4.4-3 and 6.9.4.4-4 along with a governing slenderness limit based on ℓ/r_z for slender unequal-leg angles. The upper limit on b_ℓ/b_s of 1.7 is based on the limits of the available physical tests. For an unequal-leg angle connected through the longer leg, note that r_x should be taken as the smaller value about the angle geometric axes, which is typically listed as r_y in AISC (2005a).

Single-angle compression members not meeting one or more of the conditions required in this Article, or with leg length ratios b_ℓ/b_s greater than 1.7, should instead be evaluated for combined axial load and flexure as beam-columns according to Section H2 of AISC (2005). In computing P_n for these cases, the end restraint conditions should be evaluated in calculating the effective length $K\ell$, with the in-plane effective length factor K taken equal to 1.0. When the effective length factors about both geometric axes have been computed, the procedures given in Lutz (1992) can be used to obtain a minimum effective radius of gyration for the angle. In determining whether the flexural-torsional buckling resistance of the angle needs to be considered in computing P_n, it is recommended that AISC (2000) be consulted. Also, it has been observed that the actual eccentricity in the angle is less than the distance from the centerline of the gusset if there is any restraint present about the x-axis (Lutz, 1998). In this instance, the eccentricity $\bar{y}$ may be reduced by $t/2$, where t is the thickness of the angle, as long the angle is on one side of the chord or gusset plate (Woolcock and Kitipornchai, 1986). The nominal flexural resistance of the angle M_n for these cases should be determined according to the procedures given in Section F10 of AISC (2005).

Single-angle members are often employed in X-type configurations in cross-frames. It has been suggested (ASCE, 2000) that for cases in such configurations, where one diagonal is in tension with a force not less than 20 percent of the force in the diagonal compression member, that the crossover or intersection point may be considered as a brace point for out-of-plane buckling. A different approach has been suggested for equally loaded compression and tension diagonals in X-type configurations in which all connections are welded (El-Tayem and Goel, 1986), which also assumes a significant level of restraint at the crossover point. While such approaches could potentially be utilized in determining the effective slenderness ratio, they have not yet received extensive validation and the assumed level of restraint may not actually be present in certain instances.

6.12.2.2.2—Box-Shaped Members

Except as specified herein, for homogeneous doubly symmetric box-shaped members bent about either axis, the nominal flexural resistance shall be taken as:

$$M_n = F_y S \left[1 - \frac{0.064\, F_y S \ell}{AE} \left(\frac{\Sigma \left(\frac{b}{t} \right)}{I_y} \right)^{0.5} \right] \qquad (6.12.2.2.2\text{-}1)$$

where:

S = section modulus about the flexural axis (in.^{3})

A = area enclosed within the centerlines of the plates comprising the box (in.^{2})

ℓ = unbraced length (in.)

I_y = moment of inertia about an axis perpendicular to the axis of bending (in.^{4})

b = clear distance between plates (in.)

t = thickness of plates (in.)

For square and rectangular HSS bent about either axis, the nominal flexural resistance shall be taken as the smallest value based on yielding, flange local buckling or web local buckling, as applicable.

For yielding, the nominal flexural resistance for square and rectangular HSS shall be taken as:

$$M_n = M_p = F_y Z \qquad (6.12.2.2.2\text{-}2)$$

where:

M_p = plastic moment (kip-in.)

Z = plastic section modulus about the axis of bending (in.^{3})

Where the flange slenderness λ_f of square and rectangular HSS exceeds λ_{pf}, flange local buckling shall be checked. For flange local buckling, the nominal flexural resistance shall be taken as:

- If $\lambda_f \le \lambda_{rf}$, then:

$$M_n = M_p - \left(M_p - F_y S \right) \left(3.57 \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right) \le M_p \qquad (6.12.2.2.2\text{-}3)$$

- If $\lambda_f > \lambda_{rf}$, then:

C6.12.2.2.2

The lateral-torsional resistance of box shapes is usually quite high and its effect is often ignored. For truss members, frame members, arch ribs, and other situations in which long unbraced lengths are possible, this expediency may not be adequate. Eq. 6.12.2.2.2-1 was derived from the elastic lateral torsional buckling moment, M_{CR}, given by:

$$M_{CR} = \frac{\pi}{\ell} \sqrt{EI_y GJ} \qquad (C6.12.2.2.2\text{-}1)$$

in which:

$$G = 0.385E, \text{ and} \qquad (C6.12.2.2.2\text{-}2)$$

$$J = \frac{4A^2}{\Sigma \frac{b}{t}} \qquad (C6.12.2.2.2\text{-}3)$$

After substitution of Eqs. C6.12.2.2.2-2 and C6.12.2.2.2-3 into C6.12.2.2.2-1:

$$M_{CR} = \frac{3.90\, EA}{\ell} \sqrt{\frac{I_y}{\Sigma \frac{b}{t}}} \qquad (C6.12.2.2.2\text{-}4)$$

It was assumed that buckling would be in the inelastic range so the CRC column equation was used to estimate the effect of inelastic buckling as:

$$M_I = F_y S \left[1 - \frac{F_y S}{4 M_{CR}} \right] \qquad (C6.12.2.2.2\text{-}5)$$

Substitution of Eq. C6.12.2.2.2-4 into C6.12.2.2.2-5 leads to Eq. 6.12.2.2.2-1. The effects of moment gradient are conservatively neglected in Eq. 6.12.2.2.2-1.

For smaller square and rectangular Hollow Structural Sections (HSS), lateral torsional buckling is not considered and larger nominal flexural resistances potentially exceeding M_y may be obtained. Rectangular HSS bent about the weak or minor axis are not subject to lateral torsional buckling. For lateral torsional buckling about the major axis, the reduction in the lateral torsional buckling resistance for uniform bending, based on an assumed linear reduction between the plastic moment and yield moment, is typically minor in most practical cases. Furthermore, a moment gradient modifier, C_b, only slightly larger than unity makes this reduction nonexistent. For local buckling of the compression flanges of HSS, Eq. 6.12.2.2.2-4 for members with slender flanges utilizes the same effective width equation utilized for square or rectangular HSS in

$$M_n = F_y S_{eff} \qquad (6.12.2.2.2\text{-}4)$$

in which:

λ_f = compression-flange slenderness = b_{fc}/t_{fc}

λ_{pf} = limiting slenderness for a compact flange

$$= 1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (6.12.2.2.2\text{-}5)$$

λ_{rf} = limiting slenderness for a noncompact flange

$$= 1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (6.12.2.2.2\text{-}6)$$

where:

b_{fc} = clear width of the compression flange between the webs less the inside corner radius on each side (in.)

S = elastic section modulus about the axis of bending (in.^{3})

S_{eff} = effective elastic section modulus about the axis of bending determined using an effective width of the compression flange b_e (in.^{3}), determined as:

$$b_e = 1.92 t_{fc}\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left[1-\frac{0.38}{(b_{fc}/t_{fc})}\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right] \le b_{fc} \qquad (6.12.2.2.2\text{-}7)$$

t_{fc} = design wall thickness of the compression flange taken equal to 0.93 times the nominal wall thickness for electric-resistance-welded HSS and taken equal to the nominal wall thickness for all others (in.)

Where the flange slenderness λf of square and rectangular HSS exceeds λ_{rf}, the following shall also be satisfied at the fatigue and service limit states, and for constructibility:

$$f_c \le \frac{1.96E}{\lambda_f^2} \qquad (6.12.2.2.2\text{-}8)$$

where:

f_c = compression-flange stress at the section under consideration due to:

axial compression in Article 6.9.4.2.2, except that the stress f in Eq. 6.9.4.2.2-10 is taken as F_y. This substitution implies that the stress in the corners of the compression flange is at yield when the ultimate post-buckling resistance of the flange is reached. In such cases, the nominal flexural resistance is determined based on an effective section modulus to the compression flange using the distance from the shifted neutral axis. A conservative estimate of the nominal flexural resistance may be obtained by using the effective width from Eq. 6.12.2.2.2-7 for both the compression and tension flange in order to maintain symmetry of the cross-section and simplify the calculations. Since post-buckling resistance is assumed at the strength limit state for members with slender flanges, such members must also satisfy Eq. 6.12.2.2.2-8 to ensure that local buckling of the compression flange does not theoretically occur at the service and fatigue limit states, and for constructibility. Similar checks exist in the specification to ensure that shear buckling and web bend buckling do not theoretically occur under these conditions.

- The Service II loads at the service limit state;
- The unfactored permanent load plus the Fatigue I load combination at the fatigue limit state;
- The appropriate factored permanent load for constructibility.

Where the web slenderness, D/t_w, of square and rectangular HSS exceeds λ_{pw}, web local buckling shall be checked. For web local buckling, the nominal flexural resistance shall be taken as:

$$M_n = M_p - \left(M_p - F_y S\right)\left(0.305\frac{D}{t_w}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738\right) \le M_p \qquad (6.12.2.2.2\text{-}9)$$

in which:

λ_{pw} = limiting slenderness for a compact web

$$= 2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (6.12.2.2.2\text{-}10)$$

where:

D = clear distance between the flanges less the inside corner radius on each side (in.)

t_w = design wall thickness of the web taken equal to 0.93 times the nominal wall thickness for electric-resistance-welded HSS and taken equal to the nominal wall thickness for all others (in.)

6.12.2.2.3—Circular Tubes

For circular tubes, including round HSS, the nominal flexural resistance shall be taken as the smaller value based on yielding or local buckling, as applicable. The D/t of circular tubes used as flexural members shall not exceed $0.45E/F_y$.

For yielding, the nominal flexural resistance shall be taken as:

$$M_n = M_p = F_y Z \qquad (6.12.2.2.3\text{-}1)$$

where:

D = outside diameter of tube (in.)

M_p = plastic moment (kip-in.)

t = thickness of tube (in.)

Z = plastic section modulus (in.^{3})

C6.12.2.2.3

Failure modes and post-buckling behavior of circular tubes, including round Hollow Structural Sections (HSS), can be grouped into the following three categories (Sherman, 1992; Galambos, 1998): 1) for D/t less than about $0.05E/F_y$, a long inelastic plateau occurs in the moment-rotation curve. The cross-section gradually ovalizes, then local wave buckles eventually form after which the flexural resistance slowly decays; 2) for $0.05E/F_y \le D/t \le 0.10E/F_y$, the plastic moment is nearly achieved but a single local buckle develops and the flexural resistance decays slowly with little or no inelastic plateau; and 3) for $D/t > 0.10E/F_y$, multiple buckles form suddenly with little ovalization and the flexural resistance drops rapidly to a more stable level. The specified flexural resistance equations reflect the above regions of behavior for sections with long constant moment regions and little restraint against ovalization at the failure location. The equations are based on five North American studies involving hot-formed seamless pipe, electric-resistance-welded pipe, and fabricated tubing (Sherman, 1992; Galambos, 1998).

Table 6.13.2.4.2-1—Maximum Hole Sizes

Bolt Dia.	Standard	Oversize	Short Slot	Long Slot
d	Dia.	Dia.	Width × Length	Width × Length
in.	in.	in.	in.	in.
5/8	11/16	13/16	11/16 × 7/8	11/16 × 1-9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 × 1	13/16 × 1-7/8
7/8	15/16	1-1/16	15/16 × 1-1/8	15/16 × 2-3/16
1	1-1/16	1-1/4	1-1/16 × 1-5/16	1-1/16 × 2-1/2
≥1-1/8	*d*+1/16	*d*+5/16	*d*+1/16 × *d*+3/8	*d*+1/16 × 2.5*d*

6.13.2.5—Size of Bolts

Bolts shall not be less than 0.625 in. in diameter. Bolts 0.625 in. in diameter shall not be used in primary members, except in 2.5-in. legs of angles and in flanges of sections whose dimensions require 0.625-in. fasteners to satisfy other detailing provisions herein. Use of structural shapes that do not allow the use of 0.625-in. fasteners shall be limited to handrails.

Angles whose size is not determined by a calculated demand may use:

- 0.625-in. diameter bolts in 2.0-in. legs,
- 0.75-in. diameter bolts in 2.5-in. legs,
- 0.875-in. diameter bolts in 3.0-in. legs, and
- 1.0-in. diameter bolts in 3.5-in. legs.

The diameter of bolts in angles of primary members shall not exceed one-fourth the width of the leg in which they are placed.

6.13.2.6—Spacing of Bolts

6.13.2.6.1—Minimum Spacing and Clear Distance

The minimum spacing between centers of bolts in standard holes shall be no less than three times the diameter of the bolt. When oversize or slotted holes are used, the minimum clear distance between the edges of adjacent bolt holes in the direction of the force and transverse to the direction of the force shall not be less than twice the diameter of the bolt.

6.13.2.6.2—Maximum Spacing for Sealing Bolts

For sealing against the penetration of moisture in joints, the spacing on a single line adjacent to a free edge of an outside plate or shape shall satisfy:

$$s \le (4.0 + 4.0t) \le 7.0 \qquad (6.13.2.6.2\text{-}1)$$

C6.13.2.6.1

In uncoated weathering steel structures, pack-out is not expected to occur in joints where bolts satisfy the maximum spacing requirements specified in Article 6.13.2.6.2 (Brockenbrough, 1983).

If there is a second line of fasteners uniformly staggered with those in the line adjacent to the free edge, at a gage less than $1.5 + 4.0t$, the staggered spacing, s, in two such lines, considered together, shall satisfy:

$$s \le 4.0 + 4.0t - \left(\frac{3.0g}{4.0}\right) \le 7.0 \qquad (6.13.2.6.2\text{-}2)$$

The staggered spacing need not be less than one-half the requirement for a single line.

where:

t = thickness of the thinner outside plate or shape (in.)
g = gage between bolts (in.)

6.13.2.6.3—Maximum Pitch for Stitch Bolts

Stitch bolts shall be used in mechanically fastened builtup members where two or more plates or shapes are in contact.

The pitch of stitch bolts in compression members shall not exceed $12.0t$. The gage, g, between adjacent lines of bolts shall not exceed $24.0t$. The staggered pitch between two adjacent lines of staggered holes shall satisfy:

$$p \le 15.0t - \left(\frac{3.0g}{8.0}\right) \le 12.0t \qquad (6.13.2.6.3\text{-}1)$$

The pitch for tension members shall not exceed twice that specified herein for compression members. The gage for tension members shall not exceed $24.0t$. The maximum pitch of fasteners in mechanically fastened builtup members shall not exceed the lesser of the requirements for sealing or stitch.

6.13.2.6.4—Maximum Pitch for Stitch Bolts at the End of Compression Members

The pitch of bolts connecting the component parts of a compression member shall not exceed four times the diameter of the fastener for a length equal to 1.5 times the maximum width of the member. Beyond this length, the pitch may be increased gradually over a length equal to 1.5 times the maximum width of the member until the maximum pitch specified in Article 6.13.2.6.3 is reached.

6.13.2.6.5—End Distance

The end distance for all types of holes measured from the center of the bolt shall not be less than the edge distances specified in Table 6.13.2.6.6-1. When oversize or slotted holes are used, the minimum clear end distance shall not be less than the bolt diameter.

The maximum end distance shall be the maximum edge distance as specified in Article 6.13.2.6.6.

C6.13.2.6.3

The intent of this provision is to ensure that the parts act as a unit and, in compression members, prevent buckling.

6.13.2.6.6—Edge Distances

The minimum edge distance shall be as specified in Table 6.13.2.6.6-1.

The maximum edge distance shall not be more than eight times the thickness of the thinnest outside plate or 5.0 in.

Table 6.13.2.6.6-1—Minimum Edge Distances

Bolt Diameter	Sheared Edges	Rolled Edges of Plates or Shapes, or Gas Cut Edges
in.	in.	in.
5/8	1-1/8	7/8
3/4	1-1/4	1
7/8	1-1/2	1-1/8
1	1-3/4	1-1/4
1-1/8	2	1-1/2
1-1/4	2-1/4	1-5/8
1-3/8	2-3/8	1-3/4

6.13.2.7—Shear Resistance

The nominal shear resistance of a high-strength bolt (ASTM A325 or ASTM A490) or an ASTM A307 bolt (Grade A or B) at the strength limit state in joints whose length between extreme fasteners measured parallel to the line of action of the force is less than 50.0 in. shall be taken as:

- Where threads are excluded from the shear plane:

$$R_n = 0.48 A_b F_{ub} N_s \qquad (6.13.2.7\text{-}1)$$

- Where threads are included in the shear plane:

$$R_n = 0.38 A_b F_{ub} N_s \qquad (6.13.2.7\text{-}2)$$

where:

A_b = area of the bolt corresponding to the nominal diameter (in.^{2})
F_{ub} = specified minimum tensile strength of the bolt specified in Article 6.4.3 (ksi)
N_s = number of shear planes per bolt

The nominal shear resistance of a bolt in connections greater than 50.0 in. in length shall be taken as 0.80 times the value given by Eq. 6.13.2.7-1 or 6.13.2.7-2.

In determining whether the bolt threads are excluded from the shear planes of the contact surfaces, the thread length of the bolt shall be determined as two thread pitch lengths greater than the specified thread length.

C6.13.2.7

The nominal resistance in shear is based upon the observation that the shear strength of a single high-strength bolt is about 0.60 times the tensile strength of that bolt (Kulak et al., 1987). However, in shear connections with more than two bolts in the line of force, deformation of the connected material causes nonuniform bolt shear force distribution so that the strength of the connection in terms of the average bolt strength decreases as the joint length increases. Rather than provide a function that reflects this decrease in average fastener strength with joint length, a single reduction factor of 0.80 was applied to the 0.60 multiplier. This accommodates bolts in joints up to 50.0 in. in length without seriously affecting the economy of very short joints. The nominal shear resistance of bolts in joints longer than 50.0 in. must be further reduced by an additional 20 percent. Studies have shown that the allowable stress factor of safety against shear failure ranges from 3.3 for compact, i.e., short, joints to approximately 2.0 for joints with an overall length in excess of 50.0 in. It is of interest to note that the longest and often the most important joints had the lowest factor, indicating that a factor of safety of 2.0 has proven satisfactory in service (Kulak et al., 1987). For flange splices, the 50.0-in. length is to be measured between the extreme bolts on only one side of the connection.

The average value of the nominal resistance for bolts with threads in the shear plane has been determined by a series of tests to be 0.833 ($0.6F_{ub}$), with a standard deviation of 0.03 (Yura et al., 1987). A value of about 0.80

If the threads of a bolt are included in the shear plane in the joint, the shear resistance of the bolt in all shear planes of the joint shall be the value for threads included in the shear plane.

For ASTM A307 bolts, shear design shall be based on Eq. 6.13.2.7-2. When the grip length of an ASTM A307 bolt exceeds 5.0 diameters, the nominal resistance shall be lowered one percent for each 1/16 in. of grip in excess of 5.0 diameters.

6.13.2.8—Slip Resistance

The nominal slip resistance of a bolt in a slip-critical connection shall be taken as:

$$R_n = K_h K_s N_s P_t \qquad (6.13.2.8\text{-}1)$$

where:

N_s = number of slip planes per bolt
P_t = minimum required bolt tension specified in Table 6.13.2.8-1 (kip)
K_h = hole size factor specified in Table 6.13.2.8-2
K_s = surface condition factor specified in Table 6.13.2.8-3

Table 6.13.2.8-1—Minimum Required Bolt Tension

Bolt Diameter, in.	Required Tension-P_t (kip)	
	M 164 (A325)	M 253 (A490)
5/8	19	24
3/4	28	35
7/8	39	49
1	51	64
1-1/8	56	80
1-1/4	71	102
1-3/8	85	121
1-1/2	103	148

was selected for the specification formula based upon the area corresponding to the nominal body area of the bolt.

The shear strength of bolts is not affected by pretension in the fasteners, provided that the connected material is in contact at the faying surfaces.

The factored resistance equals the nominal shear resistance multiplied by a resistance factor less than that used to determine the factored resistance of a component. This ensures that the maximum strength of the bridge is limited by the strength of the main members rather than by the connections.

The absence of design strength provisions specifically for the case where a bolt in double shear has a nonthreaded shank in one shear plane and a threaded section in the other shear plane is because of the uncertainty of manner of sharing the load between the two shear areas. It also recognizes that knowledge about the bolt placement, which might leave both shear planes in the threaded section, is not ordinarily available to the designer.

The threaded length of an ASTM A307 bolt is not as predictable as that of a high-strength bolt. The requirement to use Eq. 6.13.2.7-2 reflects that uncertainty.

ASTM A307 bolts with a long grip tend to bend, thus reducing their resistance.

C6.13.2.8

Extensive data developed through research has been statistically analyzed to provide improved information on slip probability of connections in which the bolts have been preloaded to the requirements of Table 6.13.2.8-1. Two principal variables, bolt pretension and coefficient of friction, i.e., the surface condition factor of the faying surfaces, were found to have the greatest effect on the slip resistance of connections.

Hole size factors less than 1.0 are provided for bolts in oversize and slotted holes because of their effects on the induced tension in bolts using any of the specified installation methods. In the case of bolts in long-slotted holes, even though the slip load is the same for bolts loaded transverse or parallel to the axis of the slot, the values for bolts loaded parallel to the axis have been further reduced, based upon judgment, because of the greater consequences of slip.

The criteria for slip resistance are for the case of connections subject to a coaxial load. For cases in which the load tends to rotate the connection in the plane of the faying surface, a modified formula accounting for the placement of bolts relative to the center of rotation should be used (Kulak et al., 1987).

The required tension specified for AASHTO M 164 (ASTM A325) bolts larger than M24 reflects an update from the ISO specification that lists identical material properties for the size range from M16 to M36. This update has not yet been applied to the customary U.S. Specifications.

F_{ub} = specified minimum tensile strength of the bolt specified in Article 6.4.3 (ksi)

N_s = number of shear planes per bolt

The nominal shear resistance of a bolt in connections greater than 50.0 in. in length shall be taken as 0.80 times the value given by Eq. 6.13.2.7-1 or 6.13.2.7-2.

In determining whether the bolt threads are excluded from the shear planes of the contact surfaces, the thread length of the bolt shall be determined as two thread pitch lengths greater than the specified thread length.

If the threads of a bolt are included in the shear plane in the joint, the shear resistance of the bolt in all shear planes of the joint shall be the value for threads included in the shear plane.

For ASTM A307 bolts, shear design shall be based on Eq. 6.13.2.7-2. When the grip length of an ASTM A307 bolt exceeds 5.0 diameters, the nominal resistance shall be lowered one percent for each 1/16 in. of grip in excess of 5.0 diameters.

and often the most important joints had the lowest factor, indicating that a factor of safety of 2.0 has proven satisfactory in service (Kulak et al., 1987). For flange splices, the 50.0-in. length is to be measured between the extreme bolts on only one side of the connection.

The average value of the nominal resistance for bolts with threads in the shear plane has been determined by a series of tests to be 0.833 ($0.6F_{ub}$), with a standard deviation of 0.03 (Yura et al., 1987). A value of about 0.80 was selected for the specification formula based upon the area corresponding to the nominal body area of the bolt.

The shear strength of bolts is not affected by pretension in the fasteners, provided that the connected material is in contact at the faying surfaces.

The factored resistance equals the nominal shear resistance multiplied by a resistance factor less than that used to determine the factored resistance of a component. This ensures that the maximum strength of the bridge is limited by the strength of the main members rather than by the connections.

The absence of design strength provisions specifically for the case where a bolt in double shear has a nonthreaded shank in one shear plane and a threaded section in the other shear plane is because of the uncertainty of manner of sharing the load between the two shear areas. It also recognizes that knowledge about the bolt placement, which might leave both shear planes in the threaded section, is not ordinarily available to the designer.

The threaded length of an ASTM A307 bolt is not as predictable as that of a high-strength bolt. The requirement to use Eq. 6.13.2.7-2 reflects that uncertainty.

ASTM A307 bolts with a long grip tend to bend, thus reducing their resistance.

6.13.2.8—Slip Resistance

The nominal slip resistance of a bolt in a slip-critical connection shall be taken as:

$$R_n = K_h K_s N_s P_t \qquad (6.13.2.8\text{-}1)$$

where:

N_s = number of slip planes per bolt

P_t = minimum required bolt tension specified in Table 6.13.2.8-1 (kip)

K_h = hole size factor specified in Table 6.13.2.8-2

K_s = surface condition factor specified in Table 6.13.2.8-3

C6.13.2.8

Extensive data developed through research has been statistically analyzed to provide improved information on slip probability of connections in which the bolts have been preloaded to the requirements of Table 6.13.2.8-1. Two principal variables, bolt pretension and coefficient of friction, i.e., the surface condition factor of the faying surfaces, were found to have the greatest effect on the slip resistance of connections.

Hole size factors less than 1.0 are provided for bolts in oversize and slotted holes because of their effects on the induced tension in bolts using any of the specified installation methods. In the case of bolts in long-slotted holes, even though the slip load is the same for bolts loaded transverse or parallel to the axis of the slot, the values for bolts loaded parallel to the axis have been further reduced, based upon judgment, because of the greater consequences of slip.

Table 6.13.2.8-1—Minimum Required Bolt Tension

Bolt Diameter, in.	Required Tension-P_t (kip)	
	M 164 (A325)	M 253 (A490)
5/8	19	24
3/4	28	35
7/8	39	49
1	51	64
1-1/8	56	80
1-1/4	71	102
1-3/8	85	121
1-1/2	103	148

Table 6.13.2.8-2—Values of K_h

For standard holes	1.00
For oversize and short-slotted holes	0.85
For long-slotted holes with the slot perpendicular to the direction of the force	0.70
For long-slotted holes with the slot parallel to the direction of the force	0.60

Table 6.13.2.8-3—Values of K_s

For Class A surface conditions	0.33
For Class B surface conditions	0.50
For Class C surface conditions	0.33

The following descriptions of surface condition shall apply to Table 6.13.2.8-3:

- Class A Surface: unpainted clean mill scale, and blast-cleaned surfaces with Class A coatings,
- Class B Surface: unpainted blast-cleaned surfaces and blast-cleaned surfaces with Class B coatings, and
- Class C Surface: hot-dip galvanized surfaces roughened by wire brushing after galvanizing.

The contract documents shall specify that in uncoated joints, paint, including any inadvertent overspray, be excluded from areas closer than one bolt diameter but not less than 1.0 in. from the edge of any hole and all areas within the bolt pattern.

The criteria for slip resistance are for the case of connections subject to a coaxial load. For cases in which the load tends to rotate the connection in the plane of the faying surface, a modified formula accounting for the placement of bolts relative to the center of rotation should be used (Kulak et al., 1987).

The required tension specified for AASHTO M 164 (ASTM A325) bolts larger than M24 reflects an update from the ISO specification that lists identical material properties for the size range from M16 to M36. This update has not yet been applied to the customary U.S. Specifications.

The minimum bolt tension values given in Table 6.13.2.8-1 are equal to 70 percent of the minimum tensile strength of the bolts. The same percentage of the tensile strength has been traditionally used for the required tension of the bolts.

The effect of ordinary paint coatings on limited portions of the contact area within joints and the effect of overspray over the total contact area have been investigated experimentally (Polyzois and Frank, 1986). The tests demonstrated that the effective area for transfer of shear by friction between contact surfaces was concentrated in an annular ring around and close to the bolts. Paint on the contact surfaces approximately 1.0 in., but not less than the bolt diameter away from the edge of the hole did not reduce the slip resistance. On the other hand, bolt pretension might not be adequate to completely flatten and pull thick material into tight contact around every bolt. Therefore, these Specifications require that all areas between bolts also be free of paint.

The contract documents shall specify that joints having painted faying surfaces be blast-cleaned and coated with a paint that has been qualified by test as a Class A or Class B coating.

Subject to the approval of the Engineer, coatings providing a surface condition factor less than 0.33 may be used, provided that the mean surface condition factor is established by test. The nominal slip resistance shall be determined as the nominal slip resistance for Class A surface conditions, as appropriate for the hole and bolt type, times the surface condition factor determined by test divided by 0.33.

The contract documents shall specify that:

- Coated joints not be assembled before the coatings have cured for the minimum time used in the qualifying test, and
- Faying surfaces specified to be galvanized shall be hot-dip galvanized in accordance with AASHTO M 111M/M 111 (ASTM A123/A123M). The surfaces shall subsequently be roughened by means of hand-wire brushing. Power-wire brushing shall not be permitted.

If a slip-critical connection is subject to an applied tensile force that reduces the net clamping force, the nominal slip resistance shall be multiplied by the factor specified by Eq. 6.13.2.11-3.

On clean mill scale, this research found that even the smallest amount of overspray of ordinary paint, i.e., a coating not qualified as Class A, within the specified paint-free area, reduced the slip resistance significantly. On blast-cleaned surfaces, the presence of a small amount of overspray was not as detrimental. For simplicity, these Specifications prohibit any overspray from areas required to be free of paint in slip-critical joints, regardless of whether the surface is clean mill scale or blast-cleaned.

The mean value of slip coefficients from many tests on clean mill scale, blast-cleaned steel surfaces and galvanized and roughened surfaces were taken as the basis for the three classes of surfaces. As a result of research by Frank and Yura (1981), a test method to determine the slip coefficient for coatings used in bolted joints was developed (AISC, 1994). The method includes long-term creep test requirements to ensure reliable performance for qualified paint coatings. The method, which requires requalification if an essential variable is changed, is the sole basis for qualification of any coating to be used under these Specifications. Further, normally only two categories of surface conditions for paints to be used in slip-critical joints are recognized: Class A for coatings that do not reduce the slip coefficient below that provided by clean mill scale, and Class B for paints that do not reduce the slip coefficient below that of blast-cleaned steel surfaces.

To cover those cases where a coefficient of friction less than 0.33 might be adequate, the Specification provides that, subject to the approval of the Engineer, and provided that the mean slip coefficient is determined by the specified test procedure, faying surface coatings providing lower slip resistance than Class A coating may be used. It should be noted that both Class A and Class B coatings are required to be applied to blast-cleaned steel.

The research cited in the preceding paragraph also investigated the effect of varying the time from coating the faying surfaces to assembly to ascertain if partially cured paint continued to cure. It was found that all curing ceased at the time the joint was assembled and tightened and that paint coatings that were not fully cured acted as lubricant. Thus, the slip resistance of the joint was severely reduced.

On galvanized faying surfaces, research has shown that the slip factor of galvanized surfaces is significantly improved by treatments, such as hand wire brushing or light "brush-off" grit blasting (Birkemoe and Herrschaft, 1970). In either case, the treatment must be controlled in order to achieve the necessary roughening or scoring. Power wire brushing is unsatisfactory because it tends to polish rather than roughen the surface.

F_{ub} = specified minimum tensile strength of the bolt specified in Article 6.4.3 (ksi)

P_u = shear force on the bolt due to the factored loads (kip)

R_n = nominal shear resistance of a bolt specified in Article 6.13.2.7 (kip)

The nominal resistance of a bolt in slip-critical connections under Load Combination Service II, specified in Table 3.4.1-1, subjected to combined shear and axial tension, shall not exceed the nominal slip resistance specified in Article 6.13.2.8 multiplied by:

$$1-\frac{T_u}{P_t} \qquad (6.13.2.11\text{-}3)$$

where:

T_u = tensile force due to the factored loads under Load Combination Service II (kip)

P_t = minimum required bolt tension specified in Table 6.13.2.8-1 (kip)

6.13.2.12—Shear Resistance of Anchor Bolts

The nominal shear resistance of an ASTM F1554 or an ASTM A307 Grade C anchor bolt at the strength limit state shall be taken as:

- Where threads are included in the shear plane:

$$R_n = 0.48 A_b F_{ub} N_s \qquad (6.13.2.12\text{-}1)$$

where:

A_b = area of the anchor bolt corresponding to the nominal diameter (in.^{2})

F_{ub} = specified minimum tensile strength of the anchor bolt specified in Article 6.4.3 (ksi)

N_s = number of shear planes per anchor bolt

C6.13.2.12

Conditions typically exist in connections with anchor bolts such that the full resistance of each bolt is probably not entirely utilized when resisting applied shear forces. Oversize holes and other factors tend to cause nonuniformity in anchor bolt stresses and thus, connection inefficiency. Due to these effects, a reduction factor of 0.8 should be applied to the 0.48 multiplier for Eq. 6.13.2.12-1 as appropriate.

See Article C6.13.2.7 for further commentary on strength reduction factors.

For global design of anchorages to concrete, refer to *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-05), Appendix D.

The minimum size of fillet weld should be taken as specified in Table 6.13.3.4-1. The weld size need not exceed the thickness of the thinner part joined. Smaller fillet welds may be approved by the Engineer based upon applied stress and the use of appropriate preheat.

Table 6.13.3.4-1—Minimum Size of Fillet Welds

Base Metal Thickness of Thicker Part Joined (T)	Minimum Size of Fillet Weld
in.	in.
$T \leq 3/4$	1/4
$3/4 < T$	5/16

The requirements for minimum size of fillet welds are based upon the quench effect of thick material on small welds, not on strength considerations. Very rapid cooling of weld metal may result in a loss of ductility. Further, the restraint to weld metal shrinkage provided by thick material may result in weld cracking. A 0.3125-in. fillet weld is the largest that can be deposited in a single pass by manual process, but minimum preheat and interpass temperatures are to be provided.

6.13.3.5—Minimum Effective Length of Fillet Welds

The minimum effective length of a fillet weld shall be four times its size and in no case less than 1.5 in.

6.13.3.6—Fillet Weld End Returns

Fillet welds that resist a tensile force not parallel to the axis of the weld or that are not proportioned to withstand repeated stress shall not terminate at corners of parts or members. Where such returns can be made in the same plane, they shall be returned continuously, full size, around the corner, for a length equal to twice the weld size. End returns shall be indicated in the contract documents.

Fillet welds deposited on the opposite sides of a common plane of contact between two parts shall be interrupted at a corner common to both welds.

C6.13.3.6

End returns should not be provided around transverse stiffeners.

6.13.3.7—Seal Welds

Seal welds should be a continuous weld combining the functions of sealing and strength, changing section only as required by strength or the requirements for minimum size fillet weld.

6.13.4—Block Shear Rupture Resistance

The web connection of coped beams and all tension connections, including connection plates, splice plates and gusset plates, shall be investigated to ensure that adequate connection material is provided to develop the factored resistance of the connection.

The connection shall be investigated by considering all possible failure planes in the member and connection plates. Such planes shall include those parallel and perpendicular to the applied forces. The planes parallel to the applied force shall be considered to resist only shear stresses. The planes perpendicular to the applied force shall be considered to resist only tension stresses.

The factored resistance of the combination of parallel and perpendicular planes shall be taken as:

C6.13.4

Block shear rupture is one of several possible failure modes for splices, connections, and gusset plates. Investigation of other failure modes and critical sections is still required, e.g., a net section extending across the full plate width, and, therefore, having no parallel planes, may be a more severe requirement for a girder flange or splice plate than the block shear rupture mode. The failure path is defined by the centerlines of the bolt holes. The provisions of Articles 6.13.5, 6.13.6 and 6.14.2.8 should be consulted.

Tests on coped beams have indicated that a tearing failure mode can occur along the perimeter of the bolt holes (Birkemoe and Gilmour, 1978). This block shear failure mode is one in which the resistance is determined by the sum of the nominal shear resistance on a failure

$$R_r = \varphi_{bs} R_p \left(0.58 F_u A_{vn} + U_{bs} F_u A_{tn}\right) \le \varphi_{bs} R_p \left(0.58 F_y A_{vg} + U_{bs} F_u A_{tn}\right) \quad (6.13.4\text{-}1)$$

where:

R_p = reduction factor for holes taken equal to 0.90 for bolt holes punched full size and 1.0 for bolt holes drilled full size or subpunched and reamed to size

A_{vg} = gross area along the plane resisting shear stress (in.^{2})

A_{vn} = net area along the plane resisting shear stress (in.^{2})

U_{bs} = reduction factor for block shear rupture resistance taken equal to 0.50 when the tension stress is non-uniform and1.0 when the tension stress is uniform

A_{tn} = net area along the plane resisting tension stress (in.^{2})

F_y = specified minimum yield strength of the connected material (ksi)

F_u = specified minimum tensile strength of the connected material specified in Table 6.4.1-1 (ksi)

ϕ_{bs} = resistance factor for block shear specified in Article 6.5.4.2

The gross area shall be determined as the length of the plane multiplied by the thickness of the component. The net area shall be the gross area, minus the number of whole or fractional holes in the plane, multiplied by the nominal hole diameter specified in Table 6.13.2.4.2-1 times the thickness of the component.

In determining the net section of cuts carrying tension stress, the effect of staggered holes adjacent to the cuts shall be determined in accordance with Article 6.8.3. For net sections carrying shear stress, the full effective diameter of holes centered within two diameters of the cut shall be deducted. Holes further removed may be disregarded.

6.13.5—Connection Elements

6.13.5.1—General

This Article shall be applied to the design of connection elements such as splice plates, gusset plates, corner angles, brackets, and lateral connection plates in tension or shear, as applicable.

path(s) and the nominal tensile resistance on a perpendicular segment. The block shear rupture mode is not limited to the coped ends of beams. Tension member connections are also susceptible. The block shear rupture mode should also be checked around the periphery of welded connections.

A conservative model has been adopted to predict the block shear rupture resistance in which the resistance to rupture along the shear plane is added to the resistance to rupture on the tensile plane. Block shear is a rupture or tearing phenomenon and not a yielding phenomenon. However, gross yielding along the shear plane can occur when tearing on the tensile plane commences if $0.58F_uA_{vn}$ exceeds $0.58F_yA_{vg}$. Therefore, Eq. 6.13.4-1 limits the term $0.58F_uA_{vn}$ to not exceed $0.58F_yA_{vg}$. Eq. 6.13.4-1 is consistent with the philosophy for tension members where the gross area is used for yielding and the net area is used for rupture.

In certain cases, e.g., coped beam connections with multiple rows of bolts, the tensile stress on the end plane is non-uniform because the rows of bolts nearest the beam end pick up most of the shear (Ricles and Yura, 1983; Kulak and Grondin, 2001). Therefore, a reduction factor, U_{bs}, has been included in Eq. 6.13.4-1 to approximate the effect of the non-uniform stress distribution on the tensile plane in such cases. For the majority of connections encountered in steel bridges, U_{bs} will equal 1.0. The reduction factor, R_p, conservatively accounts for the reduced rupture resistance in the vicinity of bolt holes that are punched full size (Brown et al. 2007), as discussed further in Article C6.8.2.1.

6.13.5.2—Tension

The factored resistance, R_r, in tension shall be taken as the least of the values given by either Eqs. 6.8.2.1-1 and 6.8.2.1-2 for yielding and fracture, respectively, or the block shear rupture resistance specified in Article 6.13.4.

In determining P_{nn}, as specified in Eq. 6.8.2.1-2, for lateral connection plates, splice plates, and gusset plates, the reduction factor, U, specified in Article 6.8.2.2, shall be taken to be equal to 1.0, and the net area of the plate, A_n, used in Eq. 6.8.2.1-2, shall not be taken as greater than 85 percent of the gross area of the plate.

6.13.5.3—Shear

The factored shear resistance, R_r, of the connection element shall be taken as the smaller value based on shear yielding or shear rupture.

For shear yielding, the factored shear resistance of the connection element shall be taken as:

$$R_r = \varphi_v 0.58 F_y A_{vg} \qquad (6.13.5.3\text{-}1)$$

where:

A_{vg} = gross area of the connection element subject to shear (in.^{2})

F_y = specified minimum yield strength of the connection element (ksi)

ϕ_v = resistance factor for shear as specified in Article 6.5.4.2

For shear rupture, the factored shear resistance, R_r, of the connection element shall be taken as:

$$R_r = \phi_{vu} 0.58 R_p F_u A_{vn} \qquad (6.13.5.3\text{-}2)$$

where:

A_{vn} = net area of the connection element subject to shear (in.^{2})

F_u = tensile strength of the connection element (ksi)

R_p = reduction factor for holes taken equal to 0.90 for bolt holes punched full size and 1.0 for bolt holes drilled full size or subpunched and reamed to size

ϕ_{vu} = resistance factor for shear rupture of connection elements as specified in Article 6.5.4.2

C6.13.5.2

Because the length of the lateral connection plate, splice plate, or gusset plate is small compared to the member length, inelastic deformation of the gross section is limited. Hence, the net area of the connecting element is limited to $0.85A_g$ in recognition of the limited inelastic deformation and to provide a reserve capacity (Kulak et al., 1987).

6.14.2.8—Gusset Plates

6.14.2.8.1—General

Gusset or connection plates should be used for connecting truss members, except where the members are pin-connected. The fasteners connecting each member shall be symmetrical with the axis of the member, so far as practicable, and the connection of all the elements of the member should be given consideration to facilitate the load transfer.

Re-entrant cuts, except curves made for appearance, should be avoided as far as practicable.

Gusset plates shall satisfy the minimum plate thickness requirement for gusset plates used in trusses specified in Article 6.7.3. Gusset plates shall be designed for shear, compression, or tension occurring in the vicinity of each connected member, or some combination thereof, as applicable, according to the requirements specified in Articles 6.14.2.8.3 through 6.14.2.8.5. Gusset plates serving as a chord splice shall also be independently designed as a splice according to the provisions of Article 6.14.2.8.6. The edge slenderness requirement specified in Article 6.14.2.8.7 shall be considered.

Bolted gusset plate connections shall satisfy the applicable requirements of Articles 6.13.1 and 6.13.2. Where filler plates are required, the provisions of Article 6.13.6.1.5 shall apply.

C6.14.2.8.1

The provisions provided in this Article are intended for the design of double gusset-plate connections used in trusses. The validity of the requirements for application to single gusset-plate connections has not been verified.

These provisions are based on the findings of NCHRP Project 12-84 (Ocel, 2013). Example calculations illustrating the application of the resistance equations for gusset-plate connections contained herein are provided in Ocel (2013).

6.14.2.8.2—Multilayered Gusset and Splice Plates

Where multi-layered gusset and splice plates are used, the resistances of the individual plates may be added together when determining the factored resistances specified in Articles 6.14.2.8.3 through 6.14.2.8.6 provided that enough fasteners are present to develop the force in the layered gusset and splice plates.

C6.14.2.8.2

Kulak et al. (1987) contains additional guidance on determining the number of fasteners required to develop the force in layered gusset and splice plates.

6.14.2.8.3—Shear Resistance

The factored shear resistance of gusset plates, V_r, shall be taken as the smaller value based on shear yielding or shear rupture.

For shear yielding, the factored shear resistance shall be taken as:

$$V_r = \phi_{vy} 0.58 F_y A_{vg} \Omega \qquad (6.14.2.8.3\text{-}1)$$

where:

ϕ_{vy} = resistance factor for truss gusset plate shear yielding specified in Article 6.5.4.2
Ω = shear reduction factor for gusset plates taken as 0.88
A_{vg} = gross area of the shear plane (in.^{2})
F_y = specified minimum yield strength of the gusset plate (ksi)

C6.14.2.8.3

The Ω shear reduction factor is used only in the evaluation of truss gusset plates for shear yielding. This factor accounts for the nonlinear distribution of shear stresses that form along a failure plane as compared to an idealized plastic shear stress distribution. The nonlinearity primarily develops due to shear loads not being uniformly distributed on the plane and also due to strain hardening and stability effects. The Ω-factor was developed using shear yield data generated in NCHRP Project 12-84 (Ocel, 2013). On average, Ω was 1.02 for a variety of gusset-plate geometries; however, there was significant scatter in the data due to proportioning of load between members, and variations in plate thickness and joint configuration. The specified Ω-factor has been calibrated to account for shear plane length-to-thickness ratios varying from 85 to 325.

Failure of a full width shear plane requires relative mobilization between two zones of the plate, typically

For shear rupture, the factored shear resistance shall be determined from Eq. 6.13.5.3-2.

Shear shall be checked on relevant partial and full failure plane widths. Partial shear planes shall only be checked around compression members and only Eq. 6.14.2.8.3-1 shall apply to partial shear planes. The partial shear plane length shall be taken along adjoining member fastener lines between plate edges and other fastener lines. The following partial shear planes, as applicable, shall be evaluated to determine which shear plane controls:

- The plane that parallels the chamfered end of the compression member, as shown in Figure 6.14.2.8.3-1;
- The plane on the side of the compression member that has the smaller framing angle between the member and the other adjoining members, as shown in Figure 6.14.2.8.3-2; and
- The plane with the least cross-sectional shear area if the member end is not chamfered and the framing angle is equal on both sides of the compression member.

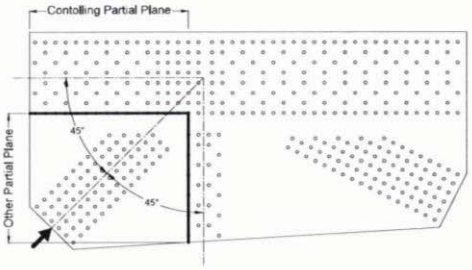


Figure 6.14.2.8.3-1—Example of a Controlling Partial Shear Plane that Parallels the Chamfered End of the Compression Member Since that Member Frames In at an Angle of 45 Degrees to Both the Chord and the Vertical

along chords. Mobilization cannot occur when a shear plane passes through a continuous member; for instance, a plane passing through a continuous chord member that would require shearing of the member itself.

Research has shown that the buckling of connections with tightly spaced members is correlated with shear yielding around the compression members. This is important because the buckling criteria used in Article 6.14.2.8.4 would overestimate the compressive buckling resistance of these types of connections. Once a plane yields in shear, the reduction in the plate modulus reduces the out-of-plane stiffness such that the stability of the plate is affected. Generally, truss verticals and chord members are not subject to the partial plane shear yielding check because there is no adjoining member fastener line that can yield in shear and cause the compression member to become unstable. For example, the two compression members shown in Figure C6.14.2.8.3-1 would not be subject to a partial plane shear check.

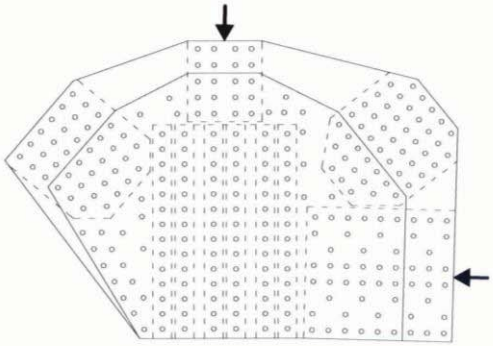


Figure C6.14.2.8.3-1—Example Showing Truss Vertical and Chord Members in Compression that Do Not Require a Partial Shear Plane Check

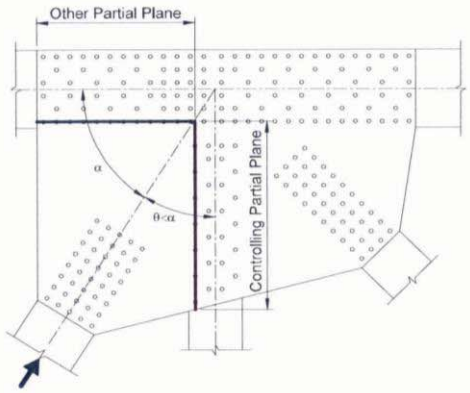


Figure 6.14.2.8.3-2—Example of a Controlling Partial Shear Plane on the Side of a Compression Member Without a Chamfered End that has the Smaller Framing Angle between that Member and the Other Adjoining Members (i.e. θ < α)

6.14.2.8.4—Compressive Resistance

The factored compressive resistance, P_r, of gusset plates shall be taken as:

$$P_r = \phi_{cg} P_n \qquad (6.14.2.8.4\text{-}1)$$

where:

ϕ_{cg} = resistance factor for truss gusset plate compression specified in Article 6.5.4.2

P_n = nominal compressive resistance of a Whitmore section determined from Eq. 6.9.4.1.1-1 or 6.9.4.1.1-2, as applicable (kip)

In the calculation of P_n, the slender element reduction factor, Q, shall be taken as 1.0, and the elastic critical buckling resistance, P_e, shall be taken as:

$$P_e = \frac{3.29E}{\left(\frac{L_{mid}}{t_g}\right)^2} A_g \qquad (6.14.2.8.4\text{-}2)$$

where:

A_g = gross cross-sectional area of the Whitmore section determined based on 30 degree dispersion angles, as shown in Figure 6.14.2.8.4-1 (in.^{2}), the Whitmore section shall not be reduced if the section intersects adjoining member bolt lines

C6.14.2.8.4

Gusset plate zones in the vicinity of compression members are to be designed for plate stability. Experimental testing and finite element simulations performed as part of NCHRP Project 12-84 (Ocel, 2013) and by others (Yamamoto et al., 1988; Hafner et al., 2012) have found that truss gusset plates subject to compression always buckle in a sidesway mode in which the end of the compression member framing into the gusset plate moves out-of-plane. The buckling resistance is dependent on the chamfering of the member, the framing angles of the members entering the gusset, and the standoff distance of the compression member relative to the surrounding members; i.e. the distance, L_{mid}. An example connection showing a typical chamfered member end and member framing angle is provided in Figure C6.14.2.8.4-1. The research found that the compressive resistance of gusset plates with large L_{mid} distances was reasonably predicted using modified column buckling equations and Whitmore section analysis. When the members were heavily chamfered reducing the L_{mid} distance, the buckling of the plate was initiated by shear yielding on the partial shear plane adjoining the compression member causing a destabilizing effect, as discussed in Article C6.14.2.8.3.

Eq. 6.14.2.8.4-2 is derived by substituting plate properties into Eq. 6.9.4.1.2-1 along with an effective length factor of 0.5 that was found to be relevant for a wide variety of gusset plate geometries (Ocel, 2013).

L_{mid} = distance from the middle of the Whitmore section to the nearest member fastener line in the direction of the member, as shown in Figure 6.14.2.8.4-1 (in.)

t_g = gusset-plate thickness (in.)

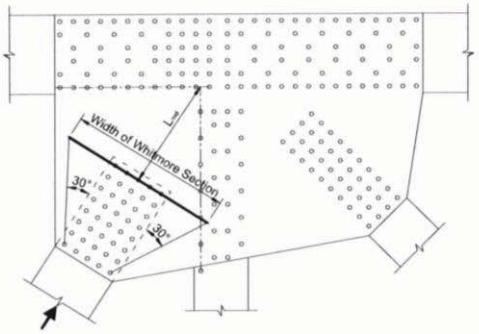


Figure 6.14.2.8.4-1—Example Connection Showing the Whitmore Section for a Compression Member Derived from 30 Degree Dispersion Angles and the Distance L_{mid}

The provisions of this Article shall not be applied to compression chord splices.

6.14.2.8.5—Tensile Resistance

The factored tensile resistance, R_r, of gusset plates shall be taken as the smallest factored resistance in tension based on yielding, fracture, or block shear rupture determined according to the provisions of Article 6.13.5.2. When checking Eqs. 6.8.2.1-1 and 6.8.2.1-2, the Whitmore section defined in Figure 6.14.2.8.5-1 shall be used to define the effective area. The Whitmore section shall not be reduced if the width intersects adjoining member bolt lines.

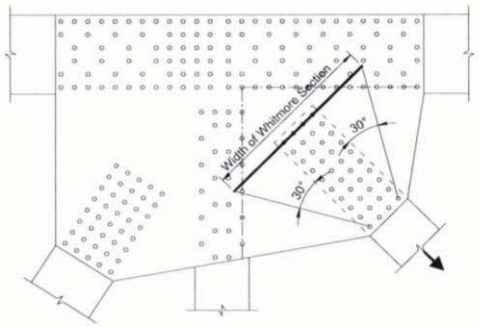


Figure 6.14.2.8.5-1—Example Connection Showing the Whitmore Section for a Tension Member Derived from 30 Degree Dispersion Angles

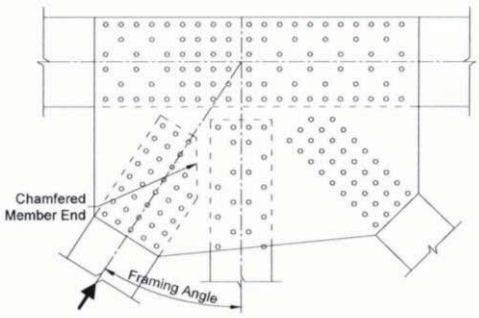


Figure C6.14.2.8.4-1—Example Connection Showing a Typical Chamfered Member End and Member Framing Angle

The provisions of this Article shall not be applied to tension chord splices.

6.14.2.8.6—Chord Splices

Gusset plates that splice two chord sections together shall be checked using a section analysis considering the relative eccentricities between all plates crossing the splice and the loads on the spliced plane.

For compression chord splices, the factored compressive resistance, P_r, of the spliced section shall be taken as:

$$P_r = \phi_{cs} F_{cr} \left(\frac{S_g A_g}{S_g + e_p A_g} \right) \qquad (6.14.2.8.6\text{-}1)$$

in which:

F_{cr} = stress in the spliced section at the limit of usable resistance (ksi). F_{cr} shall be taken as the specified minimum yield strength of the gusset plate when the following equation is satisfied:

$$\frac{KL_{splice}\sqrt{12}}{t_g} < 25 \qquad (6.14.2.8.6\text{-}2)$$

where:

ϕ_{cs} = resistance factor for truss gusset plate chord splices specified in Article 6.5.4.2
A_g = gross area of all plates in the cross-section intersecting the spliced plane (in.^{2})
e_p = distance between the centroid of the cross-section and the resultant force perpendicular to the spliced plane (in.)
K = effective column length factor taken as 0.50 for chord splices
L_{splice} = center-to-center distance between the first lines of fasteners in the adjoining chords as shown in Figure 6.14.2.8.6-1 (in.)
S_g = gross section modulus of all plates in the cross-section intersecting the spliced plane (in.^{3})
t_g = gusset plate thickness (in.)

C6.14.2.8.6

This Article is not intended to cover the design of chord splices that occur outside of the gusset plates; this situation is covered by the provisions of Article 6.13.6.1.2 or 6.13.6.1.3, as applicable. For gusset plates also serving the role of a chord splice, the forces from all members framing into the connection must be considered. The chord splice forces are the resolved axial forces acting on each side of the spliced section, as illustrated in Figure C6.14.2.8.6-1. Generally, a difference in the resolved forces on the two sides of a chord splice arises due to the use of envelope forces, i.e. forces due to noncurrent loads. Where envelope forces are used, the resolved forces should include consideration of the concurrence or nonconcurrence of forces to avoid potentially unconservative reductions in the connection force. The chord splice should be investigated for the larger of the two resolved forces on either side of the splice.

For chord splices that are in full compression under the loads being considered and that are detailed with milled ends in full contact bearing at the splice, resolved forces may be adjusted to account for the transfer of a portion of the compressive load through end bearing as long as the capacity in bearing is verified. The portion of the compressive load that may be transferred in bearing in such cases is specified in Article 6.13.6.1.3.

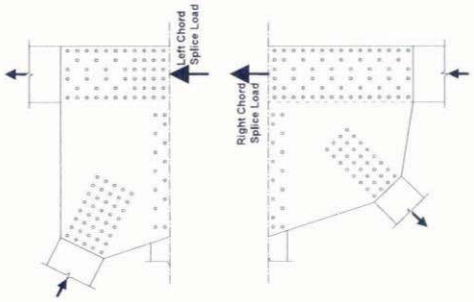


Figure C6.14.2.8.6-1—Example Connection Showing the Resolution of the Member Forces into Forces Acting on Each Side of a Chord Splice

The resistance equations in this Article assume the gusset and splice plates behave as one combined spliced section to resist the applied axial load and eccentric bending that occur due to the fact that the resultant forces on the section are offset from the centroid of the combined section, as illustrated in Figure C6.14.2.8.6-2. The combined spliced section is treated as a beam and the factored resistance at the strength limit state is determined

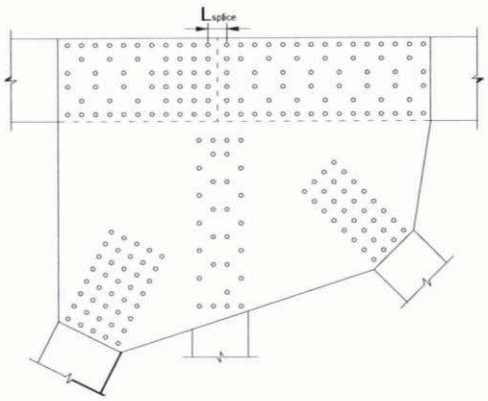


Figure 6.14.2.8.6-1—Example Connection Showing Chord Splice Parameter, L_{splice}

For tension chord splices, the factored tensile resistance, P_r, shall be taken as the lesser of the values given by Eqs. 6.14.2.8.6-3 and 6.14.2.8.6-4.

$$P_r = \phi_{cs} F_y \left(\frac{S_g A_g}{S_g + e_p A_g} \right) \qquad (6.14.2.8.6\text{-}3)$$

$$P_r = \phi_{cs} F_u \left(\frac{S_n A_n}{S_n + e_p A_n} \right) \qquad (6.14.2.8.6\text{-}4)$$

where:

ϕ_{cs} = resistance factor for truss gusset plate chord splices specified in Article 6.5.4.2
A_g = gross area of all plates in the cross-section intersecting the spliced plane (in.^{2})
A_n = net area of all plates in the cross-section intersecting the spliced plane (in.^{2})
e_p = distance between the centroid of the cross-section and the resultant force perpendicular to the spliced plane (in.)
F_y = specified minimum yield strength of the gusset plate (ksi)
F_u = specified minimum tensile strength of the gusset plate (ksi)
S_g = gross section modulus of all plates in the cross-section intersecting the spliced plane (in.^{3})
S_n = net section modulus of all plates in the cross-section intersecting the spliced plane (in.^{3})

assuming the stress in the combined section at the limit of usable resistance is equal to the specified minimum yield strength of the gusset plate if the slenderness limit for the spliced section given by Eq. 6.14.2.8.6-2 is met, which will typically be the case. If not, the Engineer will need to derive a reduced value of F_{cr} to account for possible elastic buckling of the gusset plate within the splice.

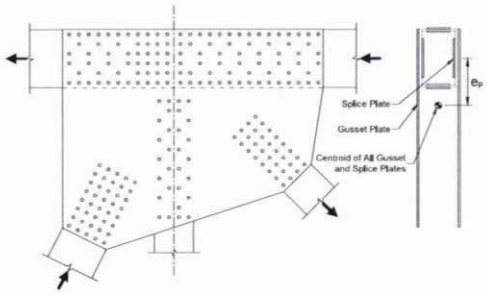


Figure C6.14.2.8.6-2—Illustration of the Combined Spliced Section at a Chord Splice

The Whitmore section check specified in Article 6.14.2.8.4 is not considered applicable for the design of a compression chord splice.

The yielding and net section fracture checks on the Whitmore section specified in Article 6.14.2.8.5 are not considered applicable for the design of a tension chord splice.

Tension chord splice members shall also be checked for block shear rupture as specified in Article 6.13.4.

6.14.2.8.7—Edge Slenderness

If the length of the unsupported edge of a gusset plate exceeds $2.06t_g(E/F_y)^{1/2}$, where t_g is the gusset plate thickness and F_y is the specified minimum yield strength of the gusset plate, the edge should be stiffened.

C6.14.2.8.7

This Article is intended to provide good detailing practice to reduce deformations of free edges during fabrication, erection, and service versus providing an increase in the member compressive buckling resistance at the strength limit state. NCHRP Project 12-84 (Ocel, 2013) found no direct correlation between the buckling resistance of the gusset plate and the free edge slenderness. There are no criteria specified for sizing of the edge stiffeners but the traditional practice of using angles with leg thicknesses of 0.50 in. has generally provided adequate performance.

6.14.2.9—Half Through-Trusses

C6.14.2.9

The vertical truss members and the floorbeams and their connections in half through-truss spans shall be proportioned to resist a lateral force of not less than 0.30 klf applied at the top chord panel points of each truss, considered as a permanent load for the Strength I Load Combination and factored accordingly.

The top chord shall be considered as a column with elastic lateral supports at the panel points.

A discussion of the buckling analysis of columns with elastic lateral supports is contained in Timoshenko and Gere (1961) and in Galambos (1998).

6.14.2.10—Factored Resistance

The factored resistance of tension members shall satisfy the requirements specified in Article 6.8.2.

The factored resistance of compression members shall satisfy the requirements specified in Article 6.9.2.

The nominal bending resistance of the members whose factored resistance is governed by interaction equations, specified in Articles 6.8.2.3 or 6.9.2.2, shall be evaluated as specified in Article 6.12.

6.14.3—Orthotropic Deck Superstructures

6.14.3.1—General

C6.14.3.1

The provisions of this Article shall apply to the design of steel bridges that utilize a stiffened steel plate as a deck. An orthotropic deck shall be considered an integral part of the bridge superstructure and shall participate in resisting global force effects on the bridge. Connections between the deck and the main structural members shall be designed for interaction effects specified in Article 9.4.1.

The combined effects of global and local forces shall be considered when analyzing the orthotropic deck. The effect of torsional distortions of the cross-sectional shape shall be accounted for in analyzing

Orthotropic deck roadways may be used as upper or lower flanges of trusses, plate girder or box girder bridges, stiffening members of suspension or cable-stayed bridges, tension ties of arch bridges, etc.

Detailed provisions for the design of orthotropic decks are given in Article 9.8.3.

the deck plate and girders of orthotropic box girder bridges.

6.14.3.2—Decks in Global Compression

6.14.3.2.1—General

The following potential stability-related behaviors shall be evaluated in the orthotropic plate: local buckling of the deck plate between ribs, local buckling of the rib wall, and buckling of the orthotropic panel between floorbeams.

6.14.3.2.2—Local Buckling

For local buckling, the slenderness of each component shall be considered: the rib spacing to deck thickness ratio, the closure spacing to deck thickness ratio (for closed ribs), and the rib height to rib thickness ratio for the ribs. The effective width for each component shall be determined in accordance with Article 6.9.4.2.

C6.14.3.2.2

Article 6.9.4 applies the recommended method for quantification of strength reduction resulting from local buckling, as given by *Specification for Structural Steel Buildings* for slender stiffened elements (AISC, 2005). This method is based on tests results from Winter (1947) and is also the basis of *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members* (AISI, 2001).

For local buckling considerations, the deck plate and the rib walls can be considered stiffened elements because both longitudinal edges have support.

6.14.3.2.3—Panel Buckling

Each panel between floorbeams may be simplified for analysis as an isolated strut comprised of the rib and effective deck width specified in Figure 6.14.3.2.3-1.

C6.14.3.2.3

In-plane compressive resistance is controlled by stability. Buckling behavior of stiffened plate panels is a complicated problem due to the two-way orthogonal stiffening behavior and partially restrained boundary supports on four sides of the panel. A summary of relevant historical research on this subject is provided in Troitsky (1977) and SSRC (1998). Similar to stiffened plate elements, reserve post-buckling strength in the panel exists beyond the point of initial buckling and can be quantified by use of the local effective width approach.

A simplified approach to estimating the buckling strength of the stiffened panel is to analyze the panel as a series of isolated column struts comprised of a stiffener and the associated effective width of plating (Horne and Narayanan, 1977). Then, basic column theory can be employed. This approach conservatively neglects the bending and membrane stiffness of the panel in the transverse direction and the torsional stiffness of the closed rib sections. Alternately, refined analysis may be used for a more accurate assessment of panel buckling strength with full consideration of the orthogonal stiffening behavior.

APPENDIX A11—SEISMIC DESIGN OF RETAINING STRUCTURES

A11.1—GENERAL

This Appendix provides information that supplements the provisions contained in Section 11 regarding the design walls and free standing abutments for seismic loads. Detailed design methodology is provided for the calculation of seismic earth pressures, both active and passive. Design methodology is also provided for the estimation of deformation effects on the seismic acceleration a wall will experience.

A11.2—PERFORMANCE OF WALLS IN PAST EARTHQUAKES

Even as early as 1970, Seed and Whitman (1970) concluded that "many walls adequately designed for static earth pressures will automatically have the capacity to withstand earthquake ground motions of substantial magnitudes and, in many cases, special seismic provisions may not be needed." Seed and Whitman further indicated that this statement applies to gravity and semigravity walls with peak ground accelerations up to 0.25g. More recently, Bray et al. (2010) and Lew et al. (2010a, 2010b) indicate that lateral earth pressure increases due to seismic ground motion are likely insignificant for peak ground accelerations of 0.3g to 0.4g or less, indicating that walls designed to resist static loads (i.e., the strength and service limit states) will likely have adequate stability for the seismic loading case, especially considering that load and resistance factors used for Extreme Event I limit state design are at or near 1.0.

Following the 1971 San Fernando earthquake, Clough and Fragaszy (1977) assessed damage to floodway structures, consisting of reinforced concrete cantilever (vertical) walls structurally tied to a floor slab forming a continuous U-shaped structure. They found that no damage was observed where peak ground accelerations along the structures were less than 0.5g. However, damage and wall collapse was observed where accelerations were higher than 0.5*g* or localized damage where the structures crossed the earthquake fault and the damage was quite localized. They noted that while higher strength steel rebar was used in the actual structure than required by the static design, the structure was not explicitly designed to resist seismic loads. Gazetas et al. (2004) observed that cantilever semigravity walls with little or no soil surcharge exposed to shaking in the 1999 Athens earthquake performed well for peak ground accelerations up to just under 0.5*g* even though the walls were not specifically designed to handle seismic loads. Lew et al. (1995) made similar observations with regard to tied back shoring walls in the 1994 Northridge Earthquake and Tatsuoka (1996) similarly observed good wall performance for MSE type gravity walls in the 1995 Kobe earthquake. See Bray et al. (2010), Lew et al. (2010a, 2010b), and Al Atik and Sitar (2010) for additional background on observed wall performance and the generation of seismic earth pressures.

Walls meeting the requirements in Article 11.5.4.2 that allow a seismic analysis to not be conducted have demonstrated consistently good performance in past earthquakes. For wall performance in specific earthquakes, see the following:

- Gravity and semigravity cantilever walls in the 1971 San Fernando Earthquake (Clough and Fragaszy, 1977).
- Gravity and semigravity cantilever walls in the 1999 Athens Earthquake (Gazetas et al., 2004).
- Soil nail walls and MSE walls in the 1989 Loma Prieta, California earthquake (Vucetic et al., 1998 and and Collin et al.,1992, respectively).
- MSE walls in the 1994 Northridge, California earthquake (Bathurst and Cai, 1995).
- MSE walls and reinforced concrete gravity walls in the 1995 Kobe, Japan earthquake (Tatsuoka et al., 1996).
- MSE walls and concrete gravity and semigravity walls in the 2010 Maule, Chile earthquake (Yen et al., 2011).
- Summary of the performance of various types of walls (Koseki et al., 2006).
- Reinforced earth walls withstand Northridge Earthquake (Frankenberger et al., 1996).
- The Performance of Reinforced Earth Structures in the Vicinity of Kobe during the Great Hanshin Earthquake (Kobayashi et al, 1996).
- Evaluation of Seismic Performance in Mechanically Stabilized Earth Structures (Sankey et al., 2001).

However, there have been some notable wall failures in past earthquakes. For example, Seed and Whitman (1970) indicated that some concrete gravity walls and quay walls (both gravity structures and anchored sheet pile nongravity cantilever walls), in the great Chilean Earthquake of 1960 and in the Niigata, Japan Earthquake of 1964, suffered severe displacements or even complete collapse. In most of those cases, significant liquefaction behind or beneath the

wall was the likely cause of the failure. Hence, Article 11.5.4.2 specifies that a seismic analysis should be performed if liquefaction or severe strength loss in sensitive clays can cause instability of the wall. Seed and Whitman (1970) indicate, however, that collapse of walls located above the water table has been an infrequent occurrence.

Tatsuoka et al. (1996) indicated that several of the very old (1920s to 1960s) unreinforced masonry gravity walls and concrete gravity structures exposed to strong shaking in the 1995 Kobe Japan earthquake did collapse. In those cases, collapse was likely due to the presence of weak foundation soils that had inadequate bearing and sliding resistance and, in a few cases, due to the presence of a very steep sloping surcharge (e.g., 1.5*H*:1*V*) combined with poor soil conditions. Soil liquefaction may have been a contributing factor in some of those cases. These wall collapses were mostly located in the most severely shaken areas (e.g., as high as 0.6*g* to 0.8*g*). As noted previously, Clough and Fragaszy (1977) observed concrete cantilever walls supporting open channel floodways that had collapsed where peak ground accelerations were 0.5*g* or more in the 1971 San Fernando earthquake. However, in that case, soil conditions were good. All of these wall cases where collapse or severe damage/deformations occurred are well outside of the conditions and situations where Article 11.5.4.2 allows the seismic design of walls to be waived.

Setting the limit at 0.4*g* for the Article 11.5.4.2 no seismic analysis provision represents a reasonable compromise between observations from laboratory modeling and full-scale wall situations (i.e., lab modeling indicates that seismic earth pressures are very low, below 0.4*g*, and walls in actual earthquakes start to have serious problems, including collapses even in relatively good soils, when the acceleration is greater than 0.5*g* and the wall has not been designed for the full seismic loading). However, if soil strength loss and flow due liquefaction or strength loss in sensitive silts and clays occurs, wall collapse can occur at lower acceleration values. Note that for the lab model studies, the 0.4*g* limit represents the limit at which significant seismic earth pressure does not appear to develop. However, for walls with a significant structural mass, the inertial force on the wall mass itself can still occur at accelerations less than 0.4*g*. At 0.4*g*, the combination of seismic earth pressure and wall inertial force is likely small enough still to not control the forces in the wall and its stability, provided the wall mass is not large. For typical gravity walls, the wall mass would not be large enough to offset the lack of seismically increased earth pressure below 0.4g. A possible exception regarding wall mass inertial forces is reinforced soil walls, though that inertial mass consists of soil within the reinforced soil zone. However, due to their flexibility, reinforced soil walls perform better than reinforced concrete walls, so the inertial mass issue may not be as important for that type of wall. Note that experience with walls in actual earthquakes in which the walls have not been designed for seismic loads is limited. So while all indications are that major wall problems do not happen until the acceleration is greater than A_s of 0.5*g*, the majority of those walls where such observations could be made have been strengthened to resist some degree of seismic loading. If walls are not designed for seismic loads, it is reasonable to back off a bit from the observed 0.5g threshold. Hence, 0.4*g* represents a reasonable buffer relative to potential severe wall damage or collapse as observed for walls in earthquakes at 0.5*g* or more.

Based on previous experience, walls that form tunnel portals have tended to exhibit more damage due to earthquakes than free-standing walls. It is likely that the presence of the tunnel restricts the ability of the portal wall to move, increasing the seismic forces to which the wall is subjected. Hence, a seismic design is recommended in such cases.

A11.5—ESTIMATING WALL SEISMIC ACCELERATION CONSIDERING WAVE SCATTERING AND WALL DISPLACEMENT

The seismic acceleration acting on a wall during an earthquake is affected by both wave scattering and wall displacement (see Article 11.6.5.2 and commentary).

With regard to the effects of wall deformation during shaking, the Newmark sliding block concept (Newmark, 1965) was originally developed to evaluate seismic slope stability in terms of earthquake-induced slope displacement as opposed to a factor of safety against yield under peak slope accelerations. The concept is illustrated in Figure A11.5-1, where a double integration procedure on accelerations exceeding the yield acceleration of the slope leads to an accumulated downslope displacement.

The concept of allowing gravity walls to slide during earthquake loading and displacement-based design (i.e., using a Newmark sliding block analysis to compute displacements when accelerations exceed the horizontal limiting equilibrium, yield acceleration for the wall-backfill system) was introduced by Richards and Elms (1979). Based on this concept, Elms and Martin (1979) suggested that a design acceleration coefficient of 0.5would be adequate for limit equilibrium pseudostatic design, provided allowance be made for a horizontal wall displacement of 10 *PGA* in inches. The *PGA* term in Elms and Martin is equivalent to the F_{PGA} *PGA* or k_{h0} in these Specifications.

For many situations, Newmark analysis or simplifications of it (e.g., displacement design charts or equations based on the Newmark analysis method for certain typical cases, or the use of $k_h = 0.5k_{h0}$) are sufficiently accurate. However, as the complexity of the site or the wall-soil system increases, more rigorous numerical modeling methods may become necessary.

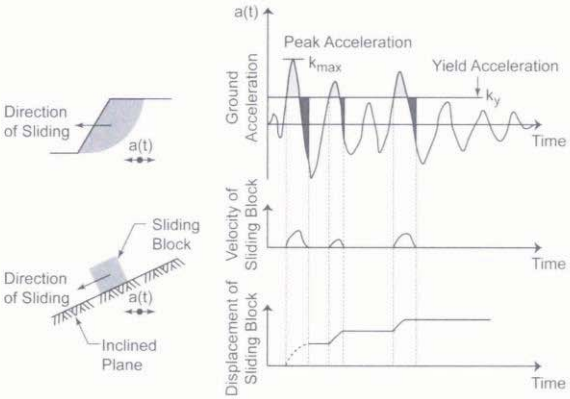


Figure A11.5-1—Newmark Sliding Block Concept

To assess the effects of wave scattering and lateral deformation on the design acceleration coefficient, k_h, three simplified design procedures to estimate the acceleration coefficient are provided in detail in the sub-sections that follow. The first method (Kavazanjian et al., 1997) does not directly address wave scattering and, since wave scattering tends to reduce the acceleration, the first method is likely conservative. The second and third methods account for both wave scattering and wall deformation but are considerably more complex than the first method. With regard to estimation of wave scattering effects, the second method (Anderson et al. 2008) uses a simplified model that considers the effect of the soil mass, but not specifically the effect of the wall as a structure, whereas the third method (Bray et al., 2010) provides a simplified response spectra for the wall, considering the wall to be a structure with a fundamental period. With regard to the effect of lateral wall deformation on the wall acceleration, both methods are based on many Newmark analyses, using those analyses to develop empirical relationships between the yield acceleration for the wall and the soil it retains and the amount of deformation that occurs. The Anderson et al. (2008) method estimates the wall deformation for input yield acceleration, peak ground acceleration, and peak ground velocity, whereas the third method (Bray et al. 2010) estimates the reduced acceleration, k_h, for a specified deformation and spectral acceleration at a specified period. The three alternative design procedures should not be mixed together in any way.

A11.5.1—Kavazanjian et al., (1997)

Kavazanjian et al. (1997) provided the following simplified relationship based on Newmark sliding analysis, assuming that the velocity, in the absence of information on the time history of the ground motion, is equal to 30A:

$$k_h = 0.74\, A_S \left(\frac{A_S}{d}\right)^{0.25} \qquad \text{(A11.5.1-1)}$$

where:

A_S = earthquake ground acceleration coefficient as specified in Eq. 3.10.4.2-2 (dim.)
k_h = horizontal seismic acceleration coefficient (dim.)
d = lateral wall displacement (in.)

This equation was included in past editions of these Specifications. This equation should not be used for displacements of less than 1.0 in. or greater than approximately 8 in., as this equation is an approximation of a more rigorous Newmark analysis. However, the amount of deformation which is tolerable will depend on the nature of the wall and what it supports, as well as what is in front of the wall. This method may be more conservative than the more complex methods that follow. Note that this method does not address wave scattering within the wall, which in most cases will be conservative.

A11.5.2—NCHRP Report 611—Anderson et al. (2008)

For values of h (as defined in Article 11.6.5.2.2) greater than 20.0 ft but less than 60.0 ft, the seismic coefficient used to compute lateral loads acting on a freestanding retaining wall may be modified to account for the effects of spatially varying ground motions behind the wall, using the following equation:

$$k_h = \alpha k_{h0} \qquad \text{(A11.5.2-1)}$$

where:

K_{h0} = αk_{h0}
α = wall height acceleration reduction factor to account for wave scattering

For Site Class C, D, and E:

$$\alpha = 1 + 0.01h\left(0.5\beta - 1\right) \qquad \text{(A11.5.2-2)}$$

where:

h = wall height (ft)
β = $F_v S_1 / k_{h0}$
S_1 = spectral acceleration coefficient at 1 sec
F_v = site class adjustment factor

For Site Classes A and B (hard and soft rock foundation soils), note that k_{h0} is increased by a factor of 1.2 as specified in Article 11.6.5.2.1. Eq. A11.5.2-1 provides the value of k_h if only wave scattering is considered and not lateral wall displacement.

For wall heights greater than 60.0 ft, special seismic design studies involving the use of dynamic numerical models should be conducted. These special studies are required in view of the potential consequences of failure of these very tall walls, as well as limitations in the simplified wave scattering methodology.

The basis for the height-dependent reduction factor described above is related to the response of the soil mass behind the retaining wall. Common practice in selecting the seismic coefficient for retaining wall design has been to assume rigid body soil response in the backfill behind a retaining wall. In this approach the horizontal seismic coefficient (k_{h0}) is assumed equal to the $F_{PGA}PGA$ when evaluating lateral forces acting on an active pressure failure zone. Whereas this assumption may be reasonable for wall heights less than about 20.0 ft, for higher walls, the magnitude of accelerations in soils behind the wall will vary spatially as shown schematically in Figure A11.5.2-1.

The nature and variation of the ground motions within a wall is complex and could be influenced by the dynamic response of the wall-soil system to the input earthquake ground motions. In addition to wall height, the acceleration distribution will depend on factors such as the frequency characteristics of the input ground motions, the stiffness contrast between backfill and foundation soils, the overall stiffness and damping characteristics of the wall, and wall slope. From a design standpoint, the net effect of the spatially varying ground motions can be represented by an averaging process over a potential active pressure zone, leading to a time history of average acceleration and hence a maximum average acceleration or seismic coefficient as shown in Figure A11.5.2-1.

To evaluate this averaging process, the results of a series of analytical studies are documented in NCHRP Report 611 (Anderson et al., 2008). An evaluation of these results forms the basis for the simplified Eqs. A11.5.2-1 and A11.5.2-2. The analytical studies included wave scattering analyses assuming elastic soil media using different slope heights, with slopes ranging from near vertical for short walls to significantly battered for tall walls, as well as slopes more typical of embankments ($3H$:$1V$) and with a range of earthquake time histories. The properties of the continuum used for these analyses were uniform throughout and therefore did not consider the potential effect of impedance contrasts between different materials (i.e., the properties of the wall vs. that of the surrounding soil). The acceleration time histories simulated spectral shapes representative of Western United States (WUS) and Central and Eastern United States (CEUS) sites and reflected different earthquake magnitudes and site conditions.

Additional height-dependent, one-dimensional SHAKE (Schnaebel et al., 1972) analyses were also conducted to evaluate the influence of nonlinear soil behavior and stiffness contrasts between backfill and foundation soils. These studies were also calibrated against finite element studies for MSE walls documented by Segrestin and Bastick (1988), which form the basis for the average maximum acceleration equation (a function of A_s) given in previous editions of these Specifications. The results of these studies demonstrate that the ratio of the maximum average seismic coefficient (k_h) to A_s (the α factor) is primarily dependent on the wall or slope height and the shape of the acceleration spectra (the β factor). The acceleration level has a lesser effect.

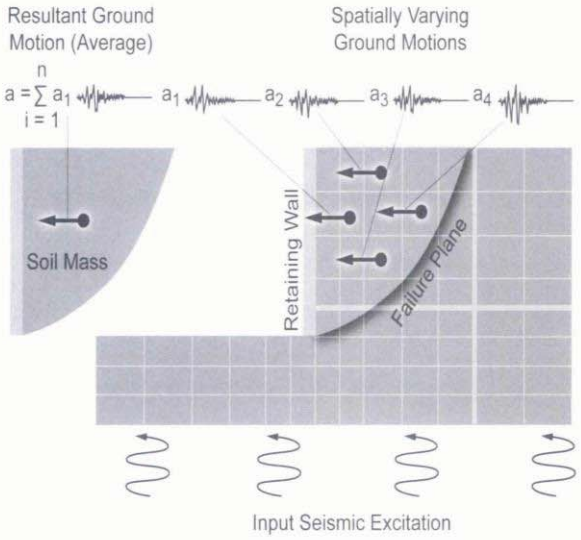


Figure A11.5.2-1—Average Seismic Coefficient Concept

Sliding block displacement analyses were conducted as part of NCHRP Report 611 (Anderson et al., 2008) using an extensive database of earthquake records. The objective of these analyses was to establish updated relationships between wall displacement (d) and the following three terms: the ratio k_y/k_{h0}, k_{h0} as determined in Article 11.6.5.2.1, and PGV. Two broad groups of ground motions were used to develop these equations, CEUS and WUS, as shown in Figure A11.5.2-2 (Anderson et al., 2008). Regressions of those analyses result in the following equations that can be used to estimate the relationship between wall displacement and acceleration.

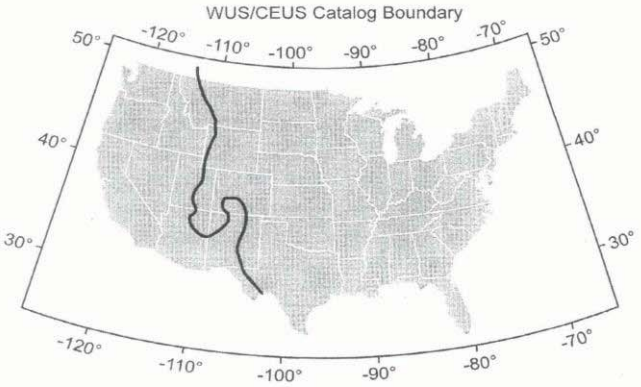


Figure A11.5.2-2—Boundary between WUS and CEUS Ground Motions

For all sites except CEUS rock sites (Categories A and B), the mean displacement (in.) for a given yield acceleration may be estimated as:

$$\log d = -1.51 - 0.74 \log\left(\frac{k_y}{k_{h0}}\right) + 3.27 \log\left(\frac{1-k_y}{k_{h0}}\right) - 0.80 \log k_{h0} + 1.59 \log(PGV) \quad \text{(A11.5.2-3)}$$

where:

k_y = yield acceleration

For CEUS rock sites (Categories A and B), this mean displacement (in.) may be estimated as:

$$\log d = -1.31 - 0.93 \log\left(\frac{k_y}{k_{h0}}\right) + 4.52 \log\left(1-\frac{k_y}{k_{h0}}\right) - 0.46 \log(k_{h0}) + 1.12 \log(PGV) \quad \text{(A11.5.2-4)}$$

Note that the above displacement equations represent mean values.

In Eqs. A11.5.2-3 and A11.5.2-4 it is necessary to estimate the peak ground velocity (PGV) and the yield acceleration (k_y). Values of PGV may be determined using the following correlation between PGV and spectral ordinates at 1 sec (S_1).

$$PGV \text{ (in./sec)} = 38 F_v S_1 \quad \text{(A11.5.2-5)}$$

where S_1 is the spectral acceleration coefficient at 1 sec and F_v is the site class adjustment factor.

The development of the PGV-S_1 correlation is based on a simplification of regression analyses conducted on an extensive earthquake database established from recorded and synthetic accelerograms representative of both rock and soil conditions for WUS and CEUS. The study is described in NCHRP Report 611 (Anderson et al., 2008). It was found that earthquake magnitude need not be explicitly included in the correlation, as its influence on PGV is captured by its influence on the value of S_1. The equation is based on the mean from the simplification of the regression analysis.

Values of the yield acceleration (k_y) can be established by computing the seismic coefficient for global stability that results in a capacity to demand (C/D) ratio of 1.0 (i.e., for overall stability of the wall/slope, the FS = 1.0). A conventional slope stability program is normally used to determine the yield acceleration. For these analyses, the total stress (undrained) strength parameters of the soil should usually be used in the stability analysis. See guidance on the use of soil cohesion for seismic analyses discussed in Article 11.6.5.3 and its commentary.

Once k_y is determined, the combined effect of wave scattering and lateral wall displacement d on k_h is determined as follows:

$$k_h = \alpha k_y \quad \text{(A11.5.2-6)}$$

A11.5.3—Bray et al. (2010), and Bray and Travasarou (2009)

The Bray et al. (2010) method (see also Bray and Travasarou, 2009) for estimating the value of k_h applied to the wall mass considers both the wave scattering and lateral deformation of the wall. The method was developed using 688 ground motion records. The method characterizes the ground motion using a spectral acceleration at five percent damping, the moment magnitude, M, as a proxy for duration of shaking, the fundamental period of the wall, T_s, and the lateral wall deformation allowed during shaking. In this method, k_h is determined as follows:

$$k_h = \exp\left(\frac{-a+\sqrt{b}}{0.66}\right) \qquad \text{(A11.5.3-1)}$$

where:

a = $2.83 - 0.566ln(S_a)$
b = $a^2 - 1.33[ln(d) + 1.10 - 3.04ln(S_a) + 0.244(ln(S_a))^2 - 1.5T_s - 0.278(M - 7) - \varepsilon]$
S_a = the five percent damped spectral acceleration coefficient from the site response spectra
d = the maximum wall displacement allowed, in centimeters
M = the moment magnitude of the design earthquake
T_s = the fundamental period of the wall
ε = a normally distributed random variable with zero mean and a standard deviation of 0.66.

ε should be set equal to zero to estimate k_h considering D_a to be a mean displacement. To calculate the fundamental period of the wall, T_s, use the following equation:

$$T_s = 4H'/V_s \qquad \text{(A11.5.3-2)}$$

where:

H' = 80 percent of the height of the wall, as measured from the bottom of the heel of the wall to the ground surface directly above the wall heel (or the total wall height at the back of the reinforced soil zone for MSE walls)
V_s = the shear wave velocity of the soil behind the wall

Note that V_s and H' must have consistent units. Shear wave velocities may be obtained from in-situ measurements or through the use of correlations to the Standard Penetration Resistance (*SPT*) or cone resistance (q_c). An example of this type of correlation for granular wall backfill materials is shown in Eq. A11.5.3-3 (Imai and Tonouchi, 1982).

$$V_s = 107N^{0.314} \qquad \text{(A11.5.3-3)}$$

where:

N = the Standard Penetration Resistance (*SPT*) of the fill material, uncorrected for overburden pressure but corrected for hammer efficiency.

The spectral acceleration, S_a, is determined at a degraded period of $1.5T_s$ from the five percent damped response spectra for the site (i.e., either the response spectra determined using the general procedure or using a site-specific response spectra).

To estimate lateral wall displacement for a given acceleration value, see Bray et al. (2010) and Bray and Travasarou (2009) for details.