

## SECCIÓN 5 (SI) - ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

### CONTENIDO

5.1	CAMPO DE APLICACIÓN .....	5-1
5.2	DEFINICIONES .....	5-1
5.3	SIMBOLOGÍA .....	5-5
5.4	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	5-14
5.4.1	Requisitos Generales.....	5-14
5.4.2	Hormigón Normal y Estructural de Baja Densidad.....	5-15
5.4.2.1	Resistencia a la Compresión .....	5-15
5.4.2.2	Coeficiente de Expansión Térmica .....	5-17
5.4.2.3	Contracción y Fluencia Lenta .....	5-17
5.4.2.3.1	Requisitos Generales.....	5-17
5.4.2.3.2	Fluencia Lenta.....	5-18
5.4.2.3.3	Contracción .....	5-19
5.4.2.4	Módulo de Elasticidad .....	5-21
5.4.2.5	Coeficiente de Poisson.....	5-21
5.4.2.6	Módulo de Rotura .....	5-21
5.4.2.7	Resistencia a la Tracción .....	5-22
5.4.3	Acero de las Armaduras .....	5-22
5.4.3.1	Requisitos Generales.....	5-22
5.4.4.2	Módulo de Elasticidad .....	5-22
5.4.4.3	Aplicaciones Especiales.....	5-22
5.4.4	Acero de Pretensado.....	5-23
5.4.4.1	Requisitos Generales.....	5-23
5.4.4.2	Módulo de Elasticidad .....	5-23
5.4.5	Dispositivos de Anclaje y Acoplamiento para Postesado .....	5-24
5.4.6	Vainas.....	5-25
5.4.6.1	Requisitos Generales.....	5-25
5.4.6.2	Tamaño de las Vainas .....	5-25
5.4.6.3	Vainas en Bloques Desviadores.....	5-26
5.5	ESTADOS LÍMITES .....	5-26
5.5.1	Requisitos Generales.....	5-26
5.5.2	Estado Límite de Servicio .....	5-26
5.5.3	Estado Límite de Fatiga.....	5-26
5.5.3.1	Requisitos Generales.....	5-26

5.5.3.2	Barras de Armadura .....	5-27
5.5.3.3	Tendones de Pretensado .....	5-28
5.5.3.4	Empalmes Mecánicos o Soldados en las Armaduras .....	5-28
5.5.4	Estado Límite de Resistencia .....	5-29
5.5.4.1	Requisitos Generales .....	5-29
5.5.4.2	Factores de Resistencia .....	5-29
5.5.4.2.1	Construcción Convencional .....	5-29
5.5.4.2.2	Construcción por Segmentos .....	5-30
5.5.4.2.3	Requisitos Especiales para Zonas Sísmicas 3 y 4 .....	5-31
5.5.4.3	Estabilidad .....	5-31
5.5.5	Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo .....	5-31
5.6	CONSIDERACIONES DE DISEÑO .....	5-32
5.6.1	Requisitos Generales .....	5-32
5.6.2	Efectos de las Deformaciones Impuestas .....	5-32
5.6.3	Modelo de Bielas y Tirantes .....	5-32
5.6.3.1	Requisitos Generales .....	5-32
5.6.3.2	Modelado de las Estructuras .....	5-33
5.6.3.3	Dimensionamiento de las Bielas Comprimidas .....	5-34
5.6.3.3.1	Resistencia de una Biela No Armada .....	5-34
5.6.3.3.2	Área Efectiva de la Sección Transversal de una Biela .....	5-35
5.6.3.3.3	Tensión de Compresión Limitante en una Biela .....	5-36
5.6.3.3.4	Biela Armada .....	5-36
5.6.3.4	Dimensionamiento de los Tirantes Traccionados .....	5-36
5.6.3.4.1	Resistencia de un tirante .....	5-36
5.6.3.4.2	Anclaje de un tirante .....	5-37
5.6.3.5	Dimensionamiento de las Zonas Nodales .....	5-37
5.6.3.6	Armadura para Limitar la Fisuración .....	5-38
5.7	DISEÑO PARA FLEXIÓN Y CARGA AXIAL .....	5-38
5.7.1	Hipótesis para los Estados Límites de Servicio y Fatiga .....	5-38
5.7.2	Hipótesis para los Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo .....	5-39
5.7.2.1	Requisitos Generales .....	5-39
5.7.2.2	Distribución Rectangular de las Tensiones .....	5-40
5.7.3	Elementos Solicitados a Flexión .....	5-40
5.7.3.1	Tensión en el Acero de Pretensado a la Resistencia Nominal a Flexión .....	5-40
5.7.3.1.1	Componentes con Tendones Adherentes .....	5-41
5.7.3.1.2	Componentes con Tendones No Adherentes .....	5-41

5.7.3.2	Resistencia a la Flexión .....	5-43
5.7.3.2.1	Resistencia a la Flexión Mayorada .....	5-43
5.7.3.2.2	Secciones con Alas .....	5-43
5.7.3.2.3	Secciones Rectangulares .....	5-45
5.7.3.2.4	Otras Secciones Transversales .....	5-45
5.7.3.2.5	Enfoque Basado en la Compatibilidad de las Deformaciones .....	5-45
5.7.3.3	Límites para las Armaduras .....	5-46
5.7.3.3.1	Armadura Máxima .....	5-46
5.7.3.3.2	Armadura Mínima .....	5-47
5.7.3.4	Limitación de la Fisuración mediante Distribución de la Armadura .....	5-48
5.7.3.5	Redistribución de Momentos .....	5-50
5.7.3.6	Deformaciones .....	5-51
5.7.3.6.1	Requisitos Generales .....	5-51
5.7.3.6.2	Flechas y Contraflechas .....	5-51
5.7.3.6.3	Deformación Axial .....	5-52
5.7.4	Elementos Comprimidos .....	5-52
5.7.4.1	Requisitos Generales .....	5-52
5.7.4.2	Límites para la Armadura .....	5-53
5.7.4.3	Evaluación Aproximada de los Efectos de la Esbeltez .....	5-55
5.7.4.4	Resistencia Axial Mayorada .....	5-56
5.7.4.5	Flexión Biaxial .....	5-57
5.7.4.6	Espirales y Zunchos .....	5-58
5.7.4.7	Elementos Comprimidos de Sección Rectangular Hueca .....	5-59
5.7.4.7.1	Relación de Esbeltez de las Paredes .....	5-59
5.7.4.7.2	Limitaciones para la Aplicación del Método del Diagrama Rectangular de Tensiones .....	5-59
5.7.4.7.2a	Requisitos Generales .....	5-59
5.7.4.7.2b	Método Refinado para Ajustar el Límite de Máxima Deformación Específica Utilizable .....	5-59
5.7.4.7.2c	Método Aproximado para Ajustar la Resistencia Mayorada .....	5-60
5.7.5	Aplastamiento .....	5-60
5.7.6	Elementos Traccionados .....	5-61
5.7.6.1	Resistencia a la Tracción Mayorada .....	5-61
5.7.6.2	Resistencia a la Combinación de Tracción y Flexión .....	5-62
5.8	CORTE Y TORSIÓN .....	5-62
5.8.1	Procedimientos de Diseño .....	5-62
5.8.1.1	Regiones Solicitadas a Flexión .....	5-62

5.8.1.2	Regiones Próximas a Discontinuidades .....	5-62
5.8.1.3	Regiones de Interfase .....	5-62
5.8.1.4	Losas y Zapatas .....	5-63
5.8.2	Consideraciones Generales .....	5-63
5.8.2.1	Requisitos Generales .....	5-63
5.8.2.2	Modificaciones para Hormigón de Baja Densidad .....	5-64
5.8.2.3	Longitudes de Transferencia y Anclaje .....	5-64
5.8.2.4	Regiones que Requieren Armadura Transversal .....	5-65
5.8.2.5	Mínima Armadura Transversal .....	5-65
5.8.2.6	Tipos de Armadura Transversal .....	5-65
5.8.2.7	Máxima Separación de la Armadura Transversal .....	5-66
5.8.2.8	Requisitos de Diseño y Detallado .....	5-66
5.8.2.9	Tensión de Corte en el Hormigón .....	5-67
5.8.3	Modelo de Diseño por Secciones .....	5-68
5.8.3.1	Requisitos Generales .....	5-68
5.8.3.2	Secciones Próximas a los Apoyos .....	5-69
5.8.3.3	Resistencia Nominal al Corte .....	5-73
5.8.3.4	Determinación de $\beta$ y $\theta$ .....	5-73
5.8.3.4.1	Procedimiento Simplificado para Secciones No Pretensadas .....	5-73
5.8.3.4.2	Procedimiento General .....	5-74
5.8.3.5	Armadura Longitudinal .....	5-81
5.8.3.6	Secciones Solicitadas a Combinaciones de Corte y Torsión .....	5-82
5.8.3.6.1	Armadura Transversal .....	5-82
5.8.3.6.2	Resistencia a la Torsión .....	5-82
5.8.3.6.3	Armadura Longitudinal .....	5-84
5.8.4	Transferencia de Corte en las Interfases – Corte por Fricción .....	5-84
5.8.4.1	Requisitos Generales .....	5-84
5.8.4.2	Cohesión y Fricción .....	5-86
5.9	PRETENSADO Y PRETENSADO PARCIAL .....	5-87
5.9.1	Consideraciones Generales de Diseño .....	5-87
5.9.1.1	Requisitos Generales .....	5-87
5.9.1.2	Resistencias Especificadas del Hormigón .....	5-88
5.9.1.3	Pandeo .....	5-88
5.9.1.4	Propiedades de las Secciones .....	5-88
5.9.1.5	Limitación de la Fisuración .....	5-89
5.9.1.6	Tendones con Puntos de Quiebre o Curvas .....	5-89

5.9.2	Tensiones Debidas a Deformaciones Impuestas .....	5-89
5.9.3	Límites para la Tensión en los Tendones de Pretensado .....	5-90
5.9.4	Límites para la Tensión en el Hormigón .....	5-91
5.9.4.1	Para Tensiones Temporarias antes de las Pérdidas –	
	Elementos Totalmente Pretensados .....	5-91
5.9.4.1.1	Tensiones de Compresión .....	5-91
5.9.4.1.2	Tensiones de Tracción .....	5-91
5.9.4.2	Para Tensiones en Estado Límite de Servicio después de las Pérdidas –	
	Elementos Totalmente Pretensados .....	5-93
5.9.4.2.1	Tensiones de Compresión .....	5-93
5.9.4.2.2	Tensiones de Tracción .....	5-95
5.9.4.3	Elementos Parcialmente Pretensados .....	5-96
5.9.5	Pérdidas de Pretensado .....	5-96
5.9.5.1	Pérdida de Pretensado Total .....	5-96
5.9.5.2	Pérdidas Instantáneas .....	5-98
5.9.5.2.1	Acuñamiento de los Anclajes .....	5-98
5.9.5.2.2	Fricción .....	5-99
5.9.5.2.2a	Construcciones Pretensadas .....	5-99
5.9.5.2.2b	Construcciones Postesadas .....	5-99
5.9.5.2.3	Acortamiento Elástico .....	5-101
5.9.5.2.3a	Elementos Pretensados .....	5-101
5.9.5.2.3b	Elementos Postesados .....	5-90
5.9.5.3	Estimación Aproximada de las Pérdidas Dependientes del Tiempo .....	5-103
5.9.5.4	Estimaciones Refinadas de las Pérdidas Dependientes del Tiempo .....	5-105
5.9.5.4.1	Requisitos Generales .....	5-105
5.9.5.4.2	Contracción .....	5-105
5.9.5.4.3	Fluencia Lenta .....	5-106
5.9.5.4.4	Relajación .....	5-106
5.9.5.4.4a	Requisitos Generales .....	5-106
5.9.5.4.4b	En el Momento de la Transferencia .....	5-106
5.9.5.4.4c	Después de la Transferencia .....	5-107
5.9.5.5	Pérdidas para el Cálculo de las Flechas .....	5-108
5.10	DETALLES DE ARMADO .....	5-108
5.10.1	Recubrimiento de Hormigón .....	5-108
5.10.2	Ganchos y Doblado de la Armadura .....	5-108
5.10.2.1	Ganchos Normales .....	5-108

5.10.2.2	Ganchos Sismorresistentes.....	5-109
5.10.2.3	Diámetro Mínimo de Doblado .....	5-109
5.10.3	Separación de la Armadura .....	5-110
5.10.3.1	Mínima Separación de la Armadura .....	5-110
5.10.3.1.1	Hormigón Colado In Situ.....	5-110
5.10.3.1.2	Hormigón Prefabricado .....	5-110
5.10.3.1.3	Múltiples Capas de Armadura.....	5-110
5.10.3.1.4	Empalmes.....	5-110
5.10.3.1.5	Paquetes de Barras .....	5-110
5.10.3.2	Máxima Separación de las Barras de Armadura .....	5-111
5.10.3.3	Mínima Separación de los Tendones y Vainas de Pretensado .....	5-111
5.10.3.3.1	Cable de Pretensado .....	5-111
5.10.3.3.2	Vainas de Postesado Rectas en el Plano Horizontal .....	5-112
5.10.3.3.3	Vainas de Postesado Curvas.....	5-112
5.10.3.4	Máxima Separación de los Tendones y Vainas de Pretensado en Losas .....	5-112
5.10.3.5	Dispositivos de Acoplamiento en los Tendones de Postesado.....	5-113
5.10.4	Confinamiento de los Tendones .....	5-113
5.10.4.1	Requisitos Generales.....	5-113
5.10.4.2	Desviación de las Vainas de Pretensado en las Losas.....	5-113
5.10.4.3	Efectos de los Tendones Curvos .....	5-113
5.10.4.3.1	Solicitaciones en el Plano.....	5-114
5.10.4.3.2	Solicitaciones fuera del Plano .....	5-116
5.10.5	Apoyo de los Tendones Externos .....	5-117
5.10.6	Armadura Transversal para Elementos Solicitados a Compresión .....	5-117
5.10.6.1	Requisitos Generales.....	5-117
5.10.6.2	Zunchos.....	5-117
5.10.6.3	Estribos Cerrados.....	5-118
5.10.7	Armadura Transversal para Elementos Solicitados a Flexión.....	5-119
5.10.8	Armadura de Contracción y Temperatura .....	5-119
5.10.8.1	Requisitos Generales.....	5-119
5.10.8.2	Componentes de Menos de 1200 mm de Espesor.....	5-119
5.10.8.3	Hormigón Masivo .....	5-120
5.10.9	Zonas de Anclaje Postesadas.....	5-121
5.10.9.1	Requisitos Generales.....	5-121
5.10.9.2	Zona General y Zona Local .....	5-122
5.10.9.2.1	Requisitos Generales.....	5-122

5.10.9.2.2 Zona General.....	5-122
5.10.9.2.3 Zona Local .....	5-123
5.10.9.2.4 Responsabilidades.....	5-123
5.10.9.3 Diseño de la Zona General.....	5-124
5.10.9.3.1 Métodos de Diseño.....	5-124
5.10.9.3.2 Principios de Diseño .....	5-124
5.10.9.3.3 Dispositivos de Anclaje Especiales.....	5-128
5.10.9.3.4 Anclajes Intermedios.....	5-128
5.10.9.3.4a Requisitos Generales .....	5-128
5.10.9.3.4b Retenidas .....	5-129
5.10.9.3.4c Armadura para Tacos y Nervios para Anclaje .....	5-129
5.10.9.3.5 Diafragmas .....	5-130
5.10.9.3.6 Múltiples Anclajes en Losas .....	5-130
5.10.9.3.7 Bloques Desviadores.....	5-131
5.10.9.4 Aplicación del Modelo de Bielas y Tirantes al Diseño de la Zona General .....	5-131
5.10.9.4.1 Requisitos Generales.....	5-132
5.10.9.4.2 Nodos .....	5-133
5.10.9.4.3 Bielas.....	5-134
5.10.9.4.4 Tirantes .....	5-135
5.10.9.5 Análisis Elásticos de Tensiones .....	5-135
5.10.9.6 Análisis de Tensiones y Diseño Aproximado .....	5-136
5.10.9.6.1 Límites de Aplicación .....	5-136
5.10.9.6.2 Tensiones de Compresión .....	5-137
5.10.9.6.3 Fuerzas de Desgarramiento por Tracción .....	5-139
5.10.9.6.4 Fuerzas de Tracción en los Bordos .....	5-140
5.10.9.7 Diseño de las Zonas Locales.....	5-140
5.10.9.7.1 Dimensiones de la Zona Local .....	5-140
5.10.9.7.2 Resistencia al Aplastamiento .....	5-141
5.10.9.7.3 Dispositivos de Anclaje Especiales.....	5-143
5.10.10 Zonas de Anclaje Pretensadas.....	5-144
5.10.10.1 Resistencia al Desgarramiento Mayorada .....	5-144
5.10.10.2 Armadura de Confinamiento .....	5-144
5.10.11 Requisitos para el Diseño Sismorresistente .....	5-144
5.10.11.1 Requisitos Generales .....	5-144
5.10.11.2 Zonas Sísmica 1.....	5-146
5.10.11.3 Zona Sísmica 2 .....	5-146

5.10.11.4 Zonas Sísmicas 3 y 4 .....	5-146
5.10.11.4.1 Requisitos para Columnas .....	5-146
5.10.11.4.1a Armadura Longitudinal .....	5-147
5.10.11.4.1b Resistencia a la Flexión .....	5-147
5.10.11.4.1c Corte y Armadura Transversal en las Columnas .....	5-148
5.10.11.4.1d Armadura Transversal de Confinamiento para las Rótulas Plásticas .....	5-148
5.10.11.4.1e Separación de la Armadura Transversal de Confinamiento .....	5-151
5.10.11.4.1f Empalmes.....	5-152
5.10.11.4.2 Requisitos para Pilares Tipo Tabique.....	5-152
5.10.11.4.3 Conexiones de las Columnas.....	5-153
5.10.11.4.4 Juntas de Construcción en Pilares y Columnas .....	5-153
5.10.12 Armadura para Elementos Comprimidos de Sección Rectangular Hueca .....	5-154
5.10.12.1 Requisitos Generales .....	5-154
5.10.12.2 Reparación de las Armaduras .....	5-154
5.10.12.3 Estribos .....	5-154
5.10.12.4 Empalmes .....	5-154
5.10.12.5 Estribos Cerrados.....	5-155
5.11 ANCLAJE Y EMPALME DE LAS ARMADURAS.....	5-155
5.11.1 Requisitos Generales.....	5-155
5.11.1.1 Requisitos Básicos .....	5-155
5.11.1.2 Armadura de Flexión .....	5-155
5.11.1.2.1 Requisitos Generales.....	5-155
5.11.1.2.2 Armadura de Momento Positivo .....	5-157
5.11.1.2.3 Armadura de Momento Negativo.....	5-158
5.11.1.2.4 Uniones Resistentes al Momento .....	5-158
5.11.2 Anclaje de las Armaduras .....	5-158
5.11.2.1 Barras Conformadas y Alambre Conformado en Tracción.....	5-158
5.11.2.1.1 Longitud de Anclaje en Tracción .....	5-158
5.11.2.1.2 Factores de Modificación que Aumentan $\ell_d$ .....	5-159
5.11.2.1.3 Factores de Modificación que Reducen $\ell_d$ .....	5-160
5.11.2.2 Barras Conformadas en Compresión .....	5-160
5.11.2.2.1 Longitud de Anclaje en Compresión.....	5-160
5.11.2.2.2 Factores de Modificación.....	5-161
5.11.2.3 Paquetes de Barras .....	5-161
5.11.2.4 Ganchos Normales en Tracción .....	5-161
5.11.2.4.1 Longitud Básica de Anclaje de un Gancho .....	5-161



5.11.2.4.2 Factores de Modificación.....	5-162
5.11.2.4.3 Estribos para las Barras Terminadas en Gancho.....	5-163
5.11.2.5 Malla Soldadas de Alambre.....	5-163
5.11.2.5.1 Malla de Alambre Conformado.....	5-163
5.11.2.5.2 Malla de Alambre Liso.....	5-164
5.11.2.6 Armadura de Corte.....	5-165
5.11.2.6.1 Requisitos Generales.....	5-165
5.11.2.6.2 Anclaje de las Armaduras Conformadas.....	5-165
5.11.2.6.3 Anclaje de las Armaduras de Malla de Alambre Soldada.....	5-165
5.11.2.6.4 Estribos Cerrados.....	5-166
5.11.3 Anclaje Mediante Anclajes Mecánicos.....	5-166
5.11.4 Anclaje de los Cables de Pretensado.....	5-167
5.11.4.1 Requisitos Generales.....	5-167
5.11.4.2 Cables Adherentes.....	5-167
5.11.4.3 Cables Parcialmente Desadheridos.....	5-168
5.11.5 Empalme de las Barras de Armadura.....	5-169
5.11.5.1 Detalles de Armado.....	5-169
5.11.5.2 Requisitos Generales.....	5-169
5.11.5.2.1 Empalmes Solapados.....	5-169
5.11.5.2.2 Conexiones Mecánicas.....	5-169
5.11.5.2.3 Empalmes Soldados.....	5-170
5.11.5.3 Empalme de la Armadura Solicitada a Tracción.....	5-170
5.11.5.3.1 Empalmes Solapados Solicitados a Tracción.....	5-170
5.11.5.3.2 Conexiones Mecánicas o Empalmes Soldados Solicitados a Tracción.....	5-171
5.11.5.4 Empalmes en Tirantes Traccionados.....	5-171
5.11.5.5 Empalmes en las Barras Solicitadas a Compresión.....	5-171
5.11.5.5.1 Empalmes Solapados Solicitados a Compresión.....	5-171
5.11.5.5.2 Conexiones Mecánicas o Empalmes Soldados Solicitados a Compresión.....	5-172
5.11.5.5.3 Empalmes por Contacto a Tope.....	5-172
5.11.6 Empalme de las Mallas de Alambre Soldadas.....	5-173
5.11.6.1 Empalmes de las Mallas Soldadas de Alambre Conformado Solicitadas a Tracción.....	5-173
5.11.6.2 Empalmes de las Mallas Soldadas de Alambre Liso Solicitadas a Tracción.....	5-173
5.12 DURABILIDAD.....	5-174
5.12.1 Requisitos Generales.....	5-174
5.12.2 Agregados Reactivos – Reacción Álcali-Sílice.....	5-175
5.12.3 Recubrimiento de Hormigón.....	5-175

5.12.4	Recubrimientos Protectores.....	5-177
5.12.5	Protección de los Tendones de Pretensado.....	5-178
5.13	SISTEMAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	5-178
5.13.1	Losas de Tablero .....	5-178
5.13.2	Diafragmas, Vigas de Gran Altura, Ménsulas, Cartelas, y Resaltos Horizontales Tipo Viga .....	5-178
5.13.2.1	Requisitos Generales.....	5-178
5.13.2.2	Diafragmas .....	5-178
5.13.2.3	Detalles de Armado para las Vigas de Gran Altura .....	5-179
5.13.2.4	Ménsulas y Cartelas .....	5-180
5.13.2.4.1	Requisitos Generales.....	5-180
5.13.2.4.2	Alternativas al Modelo de Bielas y Tirantes .....	5-182
5.13.2.5	Resaltos Horizontales Tipo Viga .....	5-184
5.13.2.5.1	Requisitos Generales.....	5-184
5.13.2.5.2	Diseño al Corte.....	5-185
5.13.2.5.3	Diseño para Flexión y Fuerza Horizontal .....	5-185
5.13.2.5.4	Diseño al Punzonado.....	5-185
5.13.2.5.5	Diseño de la armadura de suspensión .....	5-186
5.13.2.5.6	Diseño para los Apoyos .....	5-188
5.13.3	Zapatas .....	5-188
5.13.3.1	Requisitos Generales.....	5-188
5.13.3.2	Cargas y Reacciones.....	5-188
5.13.3.3	Factores de Resistencia .....	5-189
5.13.3.4	Momento en las Zapatas .....	5-189
5.13.3.5	Distribución de la Armadura de Momento.....	5-189
5.13.3.6	Corte en Losas y Zapatas .....	5-190
5.13.3.6.1	Secciones Críticas para Corte.....	5-190
5.13.3.6.2	Comportamiento en Una Dirección.....	5-191
5.13.3.6.3	Comportamiento en Dos Direcciones .....	5-191
5.13.3.7	Anclaje de la Armadura .....	5-192
5.13.3.8	Transferencia de Solicitaciones en la Base de las Columnas.....	5-192
5.13.4	Pilotes de Hormigón.....	5-193
5.13.4.1	Requisitos Generales.....	5-193
5.13.4.2	Empalmes.....	5-193
5.13.4.3	Pilotes Prefabricados de Hormigón Armado.....	5-194
5.13.4.3.1	Dimensiones de los Pilotes.....	5-194
5.13.4.3.2	Armadura .....	5-194

5.13.4.4 Pilotes Prefabricados de Hormigón Pretensado .....	5-194
5.13.4.4.1 Dimensiones de los Pilotes .....	5-194
5.13.4.4.2 Calidad del Hormigón.....	5-195
5.13.4.4.3 Armadura .....	5-195
5.13.4.5 Pilotes Hormigonados In Situ .....	5-196
5.13.4.5.1 Dimensiones de los Pilotes .....	5-196
5.13.4.5.2 Armadura .....	5-196
5.13.4.6 Requisitos Sísmicos .....	5-197
5.13.4.6.1 Zona Sísmica 1 .....	5-197
5.13.4.6.2 Zona Sísmica 2.....	5-197
5.13.4.6.2a Requisitos Generales .....	5-197
5.13.4.6.2b Pilotes Colados In Situ.....	5-197
5.13.4.6.2c Pilotes Prefabricados de Hormigón Armado .....	5-197
5.13.4.6.2d Pilotes Prefabricados de Hormigón Pretensado .....	5-198
5.13.4.6.3 Zonas Sísmicas 3 y 4.....	5-198
5.13.4.6.3a Requisitos Generales .....	5-198
5.13.4.6.3b Longitud de Confinamiento .....	5-198
5.13.4.6.3c Cuantía Volumétrica para Confinamiento.....	5-198
5.13.4.6.3d Pilotes Hormigonados In Situ .....	5-198
5.13.4.6.3e Pilotes Prefabricados .....	5-199
5.14 REQUISITOS SEGÚN LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL .....	5-199
5.14.1 Vigas .....	5-199
5.14.1.1 Requisitos Generales.....	5-199
5.14.1.2 Vigas Prefabricadas .....	5-199
5.14.1.2.1 Condiciones Anteriores a la Puesta en Servicio.....	5-199
5.14.1.2.2 Dimensiones Extremas.....	5-200
5.14.1.2.3 Dispositivos de Izaje .....	5-200
5.14.1.2.4 Diseño de los Detalles.....	5-200
5.14.1.2.5 Resistencia del Hormigón .....	5-200
5.14.1.2.6 Juntas de Construcción Transversales.....	5-201
5.14.1.2.6a Requisitos Generales .....	5-201
5.14.1.2.6b Juntas de Construcción Totalmente Eficientes.....	5-201
5.14.1.2.7 Puentes Compuestos de Vigas Prefabricadas de Un Solo Tramo que se Hacen Continuas .....	5-201
5.14.1.2.7a Requisitos Generales .....	5-202
5.14.1.2.7b Armadura .....	5-202

5.14.1.2.7c	Grado de Continuidad en los Diversos Estados Límite .....	5-202
5.14.1.2.8	Juntas de Construcción Longitudinales.....	5-203
5.14.1.3	Vigas Tipo Cajón y Vigas Te Hormigonadas In Situ.....	5-203
5.14.1.3.1	Espesor de las Alas y las Almas.....	5-203
5.14.1.3.1a	Ala Superior.....	5-203
5.14.1.3.1b	Ala Inferior.....	5-203
5.14.1.3.1c	Alma .....	5-204
5.14.1.3.2	Armadura .....	5-204
5.14.1.3.2a	Armadura de la Losa de Tablero en Vigas Tipo Cajón y Doble Te Hormigonadas In Situ .....	5-204
5.14.1.3.2b	Armadura de la Losa Inferior de Vigas tipo Cajón Hormigonadas In Situ .....	5-204
5.14.2	Construcción por Segmentos.....	5-205
5.14.2.1	Requisitos Generales.....	5-205
5.14.2.2	Análisis de los Puentes Construidos por Segmentos.....	5-206
5.14.2.2.1	Requisitos Generales.....	5-206
5.14.2.2.2	Análisis Correspondiente a la Etapa Constructiva .....	5-206
5.14.2.2.3	Análisis del Sistema Estructural Definitivo .....	5-206
5.14.2.3	Diseño .....	5-207
5.14.2.3.1	Cargas.....	5-207
5.14.2.3.2	Cargas Constructivas.....	5-207
5.14.2.3.3	Combinaciones de Cargas Constructivas en el Estado Límite de Servicio.....	5-209
5.14.2.3.4	Combinaciones de Cargas Constructivas en los Estados Límites de Resistencia .....	5-211
5.14.2.3.5	Efectos Térmicos durante la Construcción.....	5-211
5.14.2.3.6	Contracción y Fluencia Lenta .....	5-211
5.14.2.3.7	Pérdidas de Pretensado.....	5-212
5.14.2.3.8	Vainas y Anclajes de Postesado Provisorios.....	5-213
5.14.2.3.8a	Requisitos Generales .....	5-213
5.14.2.3.8b	Puentes con Vainas Internas.....	5-213
5.14.2.3.8c	Previsión de Ajustes para Cargas Permanentes o Flechas Futuras.....	5-213
5.14.2.3.9	Presentación del Plan de Postesado.....	5-214
5.14.2.3.9a	Requisitos Generales .....	5-214
5.14.2.3.9b	Documentación Técnica Preparada de Acuerdo con el Método A.....	5-214
5.14.2.3.9c	Documentación Técnica Preparada de Acuerdo con el Método B .....	5-214
5.14.2.3.9d	Planos de Obra .....	5-215
5.14.2.3.10	Dimensiones y Detalles de las Secciones Transversales Tipo Viga Cajón.....	5-215
5.14.2.3.10a	Espesor Mínimo de las Alas .....	5-215

5.14.2.3.10b	Espesor Mínimo de las Almas.....	5-216
5.14.2.3.10c	Longitud en Voladizo del Ala Superior.....	5-216
5.14.2.3.10d	Dimensiones Globales de la Sección Transversal.....	5-216
5.14.2.3.10e	Sobrecapas.....	5-218
5.14.2.3.11	Diseño Sismorresistente.....	5-218
5.14.2.4	Tipos de Puentes por Segmentos .....	5-219
5.14.2.4.1	Requisitos Generales.....	5-219
5.14.2.4.2	Detalles para las Construcciones con Segmentos Prefabricados .....	5-219
5.14.2.4.3	Detalles para las Construcciones con Segmentos Hormigonados In Situ .....	5-221
5.14.2.4.4	Construcción por Voladizos.....	5-221
5.14.2.4.5	Construcción Tramo por Tramo.....	5-222
5.14.2.4.6	Construcciones Lanzadas por Tramos .....	5-222
5.14.2.4.6a	Requisitos Generales .....	5-222
5.14.2.4.6b	Solicitaciones Debidas a las Tolerancias Constructivas.....	5-223
5.14.2.4.6c	Detalles de Diseño.....	5-223
5.14.2.4.6d	Diseño de los Equipos Constructivos.....	5-224
5.14.2.4.7	Puentes de Vigas por Segmentos Prefabricados .....	5-225
5.14.2.4.7a	Requisitos Generales .....	5-225
5.14.2.4.7b	Armadura de los Segmentos.....	5-225
5.14.2.4.7c	Uniones.....	5-225
5.14.2.4.7d	Postesado.....	5-226
5.14.2.5	Uso de Métodos Constructivos Alternativos .....	5-226
5.14.2.6	Subestructuras de los Puentes por Segmentos .....	5-228
5.14.2.6.1	Requisitos Generales.....	5-228
5.14.2.6.2	Combinaciones de Cargas durante la Construcción.....	5-228
5.14.2.6.3	Armadura Longitudinal de las Pilas Construidas con Segmentos Rectangulares Huecos Prefabricados.....	5-228
5.14.3	Arcos .....	5-229
5.14.3.1	Requisitos Generales.....	5-229
5.14.3.2	Nervaduras de los Arcos .....	5-229
5.14.4	Superestructuras de losas .....	5-230
5.14.4.1	Superestructuras de Losas Macizas Hormigonadas In Situ .....	5-230
5.14.4.2	Superestructuras de Losas Aligeradas Hormigonadas In Situ .....	5-231
5.14.4.2.1	Dimensiones de la Sección Transversal.....	5-231
5.14.4.2.2	Mínimo Número de Apoyos .....	5-231
5.14.4.2.3	Secciones Macizas en los Extremos.....	5-232

5.14.4.2.4	Requisitos Generales de Diseño.....	5-232
5.14.4.2.5	Zonas Comprimidas en Áreas de Momento Negativo .....	5-232
5.14.4.2.6	Drenaje de los Vacíos.....	5-233
5.14.4.3	Puentes con Tableros de Elementos Prefabricados .....	5-233
5.14.4.3.1	Requisitos Generales .....	5-233
5.14.4.3.2	Uniones con Transferencia de Corte .....	5-233
5.14.4.3.3	Uniones con Transferencia de Corte y Flexión.....	5-234
5.14.4.3.3a	Requisitos Generales .....	5-234
5.14.4.3.3b	Diseño .....	5-234
5.14.4.3.3c	Postesado .....	5-234
5.14.4.3.3d	Juntas de Construcción Longitudinales.....	5-234
5.14.4.3.3e	Junta de Cierre Hormigonada In Situ .....	5-234
5.14.4.3.3f	Sobrecapa Estructural .....	5-234
5.14.5	Requisitos adicionales para alcantarillas.....	5-235
5.14.5.1	Requisitos Generales.....	5-235
5.14.5.2	Diseño a Flexión .....	5-235
5.14.5.3	Diseño al Corte de las Losas de las Alcantarillas Tipo Cajón .....	5-235
A5.1	REQUISITOS GENERALES.....	5-243
A5.2	CONSIDERACIONES GENERALES .....	5-243
A5.3	DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE VIGAS.....	5-243
A5.4	PUENTES DE LOSA.....	5-245
A5.5	DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA.....	5-245

## SECCIÓN 5 (SI)

# ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

## 5.1 CAMPO DE APLICACIÓN

Los requisitos de la presente sección se aplican al diseño de elementos de puentes y muros de sostenimiento contruidos de hormigón de densidad normal o de baja densidad y armado con barras de acero, mallas soldadas de alambre y/o cables o barras de pretensado. Excepto en aquellos casos en los cuales expresamente se permiten resistencias mayores, los requisitos se basan en resistencias del hormigón comprendidas entre 16 y 70 MPa.

Los requisitos de la presente sección combinan y unifican los requisitos para hormigón armado, pretensado y parcialmente pretensado. Se han añadido requisitos para diseño sismorresistente, análisis mediante modelos de bielas y tirantes, y diseño de puentes de hormigón contruidos por segmentos y puentes contruidos de elementos prefabricados de hormigón.

En el Apéndice A se incluye una breve guía para el diseño de algunos elementos habituales.

## 5.2 DEFINICIONES

*Acero de Baja Relajación* – Cable de pretensado en el cual las pérdidas por relajación del acero se han reducido sustancialmente por estiramiento a temperatura elevada.

*Altura Efectiva o Profundidad Efectiva* – Altura o profundidad de un componente efectiva para resistir fuerzas flexionales o de corte.

*Anclaje* – En postesado, dispositivo mecánico que se utiliza para anclar el tendón al hormigón; en pretensado, dispositivo que se utiliza para anclar el tendón hasta que el hormigón alcanza una resistencia determinada y la fuerza de pretensado se transfiere al hormigón; para barras de armadura, longitud de la armadura, o anclaje o gancho mecánico, o una combinación de estos elementos, en el extremo de una barra que se utiliza para transferir al hormigón la fuerza soportada por la barra.

*Anclaje de Confinamiento* – Anclaje para un tendón de postesado que funciona conteniendo el hormigón en la zona de anclaje local mediante armadura especial.

*Anclaje Intermedio* – Anclaje que no está ubicado en el extremo de un elemento o segmento (para tendones que no se extienden en la totalidad de la longitud del elemento o segmento); generalmente toman la forma de anclajes embebidos, tacos, nervios o cavidades rebajadas.

*Anclajes Poco Separados* – Se considera que los dispositivos de anclaje están poco separados si su separación entre centros no es mayor que 1,5 veces el ancho de los dispositivos de anclaje en la dirección considerada.

*Apoyo de Lanzamiento* – Apoyos temporarios con bajas características de fricción que se emplean en la construcción de puentes por el método de lanzamiento por tramos.

*Armadura* – Barras de armadura y/o acero de pretensado.

*Armadura Isótropa* – Configuración de armadura en la cual las barras son ortogonales y las cuantías en ambas direcciones son iguales.

*Armadura Transversal* – Armadura que se utiliza en un elemento estructural para resistir corte, torsión y esfuerzos laterales o bien para confinar el hormigón. Los términos “estribos” y “armadura de alma” generalmente se aplican a la armadura transversal de elementos flexionados, mientras que los términos “zunchos,” “estribos cerrados” y “espirales” se aplican a la armadura transversal de elementos comprimidos.

*Bloque Desviador* – Bloque de hormigón que sobresale de un ala, alma o unión ala-alma y que se utiliza para controlar la geometría de los tendones externos o bien para proveer un medio para cambiar la dirección de los mismos.

*Cable Parcialmente Desadherido* – Cable de pretensado en el cual una parte de la longitud es adherente, mientras que la longitud restante está impedida de adherirse al hormigón ya sea por medios mecánicos o por medios químicos.

*Capa de Cierre* – Capa de hormigón colado in situ que se utiliza para conectar dos o más partes de la estructura hormigonadas con anterioridad.

*Carga Directa / Apoyo Directo* – Aplicación de una carga o uso de un apoyo externo respecto del elemento, como en el caso de cargas puntuales o uniformes aplicadas directamente a la superficie del tablero, extremos de vigas simplemente apoyadas, cabezal de pilotes soportado por columnas articuladas.

*Carga Indirecta / Apoyo Indirecto* – Aplicación de una carga o uso de un apoyo en forma interna, como en el caso de las vigas que concurren a un cabezal de pilotes, vigas empalmadas en las cuales hay transferencia de carga entre la cara superior y la cara inferior del elemento, o cargas que cuelgan del alma de una viga.

*Componente Formado por Segmentos o Componente Segmental* – Componente formado por elementos individuales, ya sea hormigonados in situ o prefabricados, postesados conjuntamente de modo que bajo carga actúen como una unidad monolítica.

*Confinamiento* – Condición en la cual la desintegración del hormigón solicitado a compresión está impedida gracias al desarrollo de fuerzas laterales y/o circunferenciales tales como las que pueden aportar las armaduras, tubos de acero o compuestos, o estructuras similares apropiadas.

*Construcción Compuesta* – Componentes de hormigón o componentes de acero y hormigón interconectados de manera que responden a las solicitaciones como si fueran una unidad.

*Descompresión* – Etapa en la cual las tensiones de compresión, inducidas por el pretensado, son superadas por las tensiones de tracción.

*Dispositivo de Anclaje Especial* – Dispositivo de anclaje cuya capacidad debe ser demostrada a través de un ensayo de aceptación normalizado. La mayor parte de los anclajes multiplano y todos los anclajes de adherencia son Dispositivos de Anclaje Especiales.

*Distancia al Borde* – Mínima distancia entre el eje de las armaduras u otros elementos embebidos y el borde del hormigón.

*Elemento de Gran Altura* – Elemento en el cual la distancia entre el punto de corte 0,0 y la cara del apoyo es menor que  $2d$ , o elemento en el cual una carga que provoca más de un tercio del corte en el apoyo está a una distancia menor que  $2d$  a partir de la cara del apoyo.



*Elemento Parcialmente Pretensado* – Ver *Hormigón Parcialmente Pretensado*.

*Elemento Totalmente Pretensado* – Elemento de hormigón pretensado en el cual las tensiones satisfacen los límites para tensión de tracción correspondientes al Estado Límite de Servicio especificados en el presente documento. Se asume que estos elementos permanecen no fisurados en el Estado Límite de Servicio.

*Elementos Prefabricados o Premoldeados* – Elementos de hormigón colados en un lugar diferente al de su ubicación definitiva en la estructura.

*En el Momento de la Carga* – Madurez del hormigón cuando se aplican las cargas. Estas cargas incluyen las fuerzas de pretensado y las cargas permanentes, pero en general no incluyen las sobrecargas.

*En el momento de la Transferencia* – Inmediatamente después de transferir la fuerza de pretensado al hormigón.

*En el Momento del Tesado* – En el momento de tensar los tendones de pretensado.

*Espiral* – Barra o alambre torcido en forma de hélice cilíndrica.

*Fluencia Lenta* – Deformación dependiente del tiempo que sufre el hormigón bajo carga permanente.

*Fricción por Curvatura* – Fricción que se origina cuando un tendón tesado se mueve contra la vaina debido a la curvatura de la vaina.

*Fricción por Desviación de la Vaina de Pretensado* – Fricción provocada por la desviación de la vaina de un tendón respecto de su trazado especificado o previsto.

*Fuerza de Desgarramiento por Tracción* – Fuerzas de tracción en el hormigón en la proximidad de la transferencia o anclaje de las fuerzas de pretensado.

*Fuerza de Tesado* – Fuerza ejercida por el dispositivo que tesa los tendones.

*Gradiente de Temperatura* – Variación de la temperatura del hormigón a lo largo de la sección transversal.

*Hormigón Armado* – Hormigón estructural con armadura no pretensada o acero de pretensado en una cantidad mayor o igual que la mínima especificada en el presente documento.

*Hormigón Colado In Situ* – Hormigón que se coloca en el lugar que ocupará definitivamente en la estructura mientras aún se encuentra en estado plástico.

*Hormigón de Agregados Livianos y Arena* – Tipo de hormigón de baja densidad que contiene agregado grueso de baja densidad y arena fina natural.

*Hormigón de Baja Densidad* – Hormigón que contiene agregados de baja densidad y cuya densidad secada en aire, determinada de acuerdo con ASTM C 567, es menor o igual que  $1925 \text{ kg/m}^3$ .

*Hormigón de Densidad Normal* – Hormigón cuya densidad está comprendida entre  $2150$  y  $2500 \text{ kg/m}^3$ .

*Hormigón Estructural* – Cualquier hormigón que se utiliza para propósitos estructurales.

*Hormigón Masivo Estructural* – Cualquier volumen grande de hormigón en el cual se requieren materiales y procedimientos especiales para considerar la generación de calor de hidratación y el correspondiente cambio de volumen a fin de minimizar la fisuración.

*Hormigón Parcialmente Pretensado* – Hormigón en el cual se combinan cables de pretensado y barras de armadura.

*Hormigón Pretensado* – Elementos de hormigón en los cuales se introducen tensiones y deformaciones mediante la aplicación de fuerzas de pretensado.

*Longitud de Desarrollo o Longitud de Anclaje* – Distancia requerida para desarrollar la resistencia especificada de una barra de armadura o cable de pretensado.

*Longitud de Transferencia* – En un elemento pretensado, longitud en la cual la fuerza de pretensado se transfiere al hormigón mediante adherencia y fricción.

*Longitud Embebida* – Longitud de armadura o anclaje que se extiende más allá de una sección crítica en la cual puede haber transferencia de fuerza entre el hormigón y la armadura.

*Losa* – Componente cuyo ancho es como mínimo igual a cuatro veces su altura efectiva.

*Losa de Tablero* – Losa maciza de hormigón que resiste y distribuye las cargas de rueda hacia los elementos de apoyo.

*Modelo de Bielas y Tirantes* – Modelo que se utiliza principalmente en regiones donde hay concentración de fuerzas y discontinuidades geométricas para determinar la dosificación del hormigón y la cuantía y configuración de las armaduras en base a la idealización de bielas comprimidas en el hormigón, tirantes traccionados en las armaduras y la geometría de los nodos en sus puntos de intersección.

*Nariz de Lanzamiento* – Dispositivo temporal de acero que se fija a la parte frontal de un puente lanzado por tramos para reducir las solicitaciones en la superestructura durante el lanzamiento.

*Postesado* – Método de pretensado en el cual los tendones se tesan una vez que el hormigón alcanza cierta resistencia predeterminada.

*Pretensado* – Método de pretensado en el cual los cables se tesan antes de colar el hormigón.

*Rango de Tensión* – Diferencia algebraica entre las tensiones máxima y mínima provocadas por cargas transitorias.

*Recubrimiento de Hormigón* – Distancia mínima especificada entre la superficie de las barras de armadura, cables, vainas de postesado, anclajes u otros elementos embebidos y la superficie del hormigón.

*Relajación* – Reducción de la tensión en los tendones de pretensado que depende del tiempo.

*Resistencia a la Tracción por Compresión Diametral* – Resistencia a la tracción del hormigón que se determina mediante un ensayo de compresión diametral realizado de acuerdo con la norma AASHTO T 198 (ASTM C 496).

*Resistencia Especificada del Hormigón* – Resistencia nominal a la compresión del hormigón especificada para la obra y supuesta en el diseño y análisis de estructuras nuevas.

*Taco para Anclaje* – Área que sobresale del ala, el alma o la unión ala-alma donde se incorporan accesorios para el anclaje de los tendones.

*Tendón* – Elemento de acero de alta resistencia que se utiliza para pretensar el hormigón.

*Tendón Adherente* – Tendón que está adherido al hormigón, ya sea directamente o por inyección de mortero.

*Tendón Externo* – Tendón de postesado ubicado fuera de la masa de hormigón, por lo general dentro de una viga cajón.

*Tendón Interno* – Tendón de postesado que se coloca dentro de la masa de hormigón.

*Tensión de Fluencia* – Tensión de fluencia especificada de la armadura.

*Tensión de Pretensado Efectiva* o *Pretensión Efectiva* – Tensión o fuerza remanente en el acero de pretensado una vez que han ocurrido todas las pérdidas.

*Transferencia* – Operación de impartir la fuerza de un dispositivo de anclaje para pretensado al hormigón.

*Vaina de Postesado* – Conducto que se utiliza para proveer un recorrido a los tendones y barras de postesado dentro del hormigón endurecido. Los siguientes tipos de vainas son de uso generalizado:

*Vaina Rígida* – Conducto sin costura cuya rigidez es suficiente para limitar la flecha de una longitud de 6000 mm de conducto apoyado en sus extremos a no más de 25 mm.

*Vaina Semirrígida* – Vaina corrugada de metal o plástico suficientemente rígida como para no poder ser arrollada en bobinas convencionales para su transporte sin resultar dañada.

*Vaina Flexible* – Vaina que se puede arrollar en bobinas de 1200 mm de diámetro sin resultar dañada.

*Zona de Anclaje* – Parte de la estructura en la cual la fuerza de pretensado se transmite del dispositivo de anclaje a la zona local del hormigón, para luego distribuirse más ampliamente hacia la zona general de la estructura.

*Zona de Tracción Precomprimida* – Cualquier región de un elemento pretensado en la cual el pretensado provoca tensiones de compresión mientras que las solicitaciones de servicio provocan tensiones de tracción.

*Zona General* – Región adyacente a un anclaje de postesado dentro de la cual se distribuye la fuerza de pretensado, generando una distribución de tensiones esencialmente lineal en la sección transversal del componente.

*Zona Local* – Volumen de hormigón que rodea a un dispositivo de anclaje y está inmediatamente delante del mismo; esta zona está sujeta a elevadas tensiones de compresión.

### 5.3 SIMBOLOGÍA

- $A$  = área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y que está limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres ( $\text{mm}^2$ ); máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es similar al área cargada y concéntrica con la misma y que no se superpone con áreas similares para dispositivos de anclaje adyacentes ( $\text{mm}^2$ ); para construcción por segmentos: peso estático del segmento prefabricado manipulado (N) (5.7.3.4) (5.10.9.7.2) (5.14.2.3.2)
- $A_b$  = área de una barra individual ( $\text{mm}^2$ ); área de apoyo efectiva ( $\text{mm}^2$ ); área neta de una placa de apoyo ( $\text{mm}^2$ ) (5.10.8.2) (5.10.9.6.2) (5.10.9.7.2)
- $A_c$  = área del núcleo de un elemento comprimido con armadura en espiral medida hasta el diámetro exterior del espiral ( $\text{mm}^2$ ) (5.7.4.6)
- $A_{cb}$  = área de la sección transversal que continúa dentro de las prolongaciones de los lados de la placa o taco de anclaje, es decir, el área del taco o nervio no se deberá tomar como parte de la sección transversal ( $\text{mm}^2$ )

## (5.10.9.3.4b)

- $A_{cc}$  = área de un elemento de hormigón comprimido de resistencia correspondiente ( $\text{mm}^2$ ) (5.7.2.2)
- $A_{cp}$  = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera ( $\text{mm}^2$ ) (5.8.2.1)
- $A_{cs}$  = área de la sección transversal de una biela de hormigón de un modelo de bielas y tirantes ( $\text{mm}^2$ ) (5.6.3.3.1)
- $A_{cv}$  = área de la sección de hormigón que resiste transferencia de corte ( $\text{mm}^2$ ) (5.8.4.1)
- $A_g$  = área bruta de una sección ( $\text{mm}^2$ ); área bruta de una placa de apoyo ( $\text{mm}^2$ ) (5.5.4.2.1) (5.10.9.7.2)
- $A_h$  = área de armadura de corte paralela a la armadura de tracción por flexión ( $\text{mm}^2$ ) (5.13.2.4.1)
- $A_{hr}$  = área de una rama de una armadura de suspensión en resaltos horizontales tipo viga y vigas Te invertidas ( $\text{mm}^2$ ) (5.13.2.5.5)
- $AI$  = para construcción por segmentos: respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de un segmento prefabricado (N) (5.14.2.3.2)
- $A_n$  = sección de armadura en una ménsula o cartela que resiste la fuerza de tracción  $N_{uc}$  ( $\text{mm}^2$ ) (5.13.2.4.2)
- $A_o$  = área encerrada por el recorrido del flujo de corte, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera ( $\text{mm}^2$ ) (5.8.3.6.2)
- $A_{oh}$  = área encerrada por el eje de la armadura transversal de torsión cerrada exterior, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiere ( $\text{mm}^2$ ) (5.8.3.6.2)
- $A_{ps}$  = área de acero de pretensado ( $\text{mm}^2$ ) (5.5.4.2.1)
- $A_s$  = área de armadura de tracción no pretensada ( $\text{mm}^2$ ) (5.5.4.2.1)
- $A'_s$  = área de armadura de compresión ( $\text{mm}^2$ ) (5.7.3.1.1)
- $A_{sh}$  = área de la sección transversal de los estribos de una columna ( $\text{mm}^2$ ) (5.10.11.4.1d)
- $A_{sk}$  = área de armadura superficial por unidad de altura en una cara lateral ( $\text{mm}^2$ ) (5.7.3.4)
- $A_{sp1}$  = área de la sección transversal de un tendón en el grupo mayor ( $\text{mm}^2$ ) (C5.9.5.2.3b)
- $A_{sp2}$  = área de la sección transversal de un tendón en el grupo menor ( $\text{mm}^2$ ) (C5.9.5.2.3b)
- $A_{ss}$  = área de armadura en una biela de un modelo de bielas y tirantes ( $\text{mm}^2$ ) (5.6.3.3.4)
- $A_{st}$  = área total de armadura longitudinal no pretensada ( $\text{mm}^2$ ) (5.6.3.4.1)
- $A_{s-BW}$  = área de acero en el ancho de banda de la zapata ( $\text{mm}^2$ ) (5.13.3.5)
- $A_{s-SD}$  = área total de acero en la dirección corta de una zapata ( $\text{mm}^2$ ) (5.13.3.5)
- $A_t$  = área de una rama de la armadura transversal de torsión cerrada ( $\text{mm}^2$ ) (5.8.3.6.2)
- $A_v$  = área de armadura transversal en una distancia  $s$  ( $\text{mm}^2$ ) (5.8.2.5)
- $A_{vf}$  = área de armadura de corte por fricción ( $\text{mm}^2$ ); área de armadura para corte en la interfase entre los hormigones de la losa y las vigas ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ ); área total de armadura, incluyendo la armadura de flexión ( $\text{mm}^2$ ) (5.8.4.1) (5.10.11.4.4)
- $A_w$  = área de un alambre individual que se ha de anclar o empalmar ( $\text{mm}^2$ ) (5.11.2.5.1)
- $A_I$  = área cargada ( $\text{mm}^2$ ) (5.7.5)
- $A_2$  = área de la base inferior del mayor tronco de pirámide, cono o cuña totalmente contenido dentro del apoyo y que tiene como base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical en 2 horizontal ( $\text{mm}^2$ ) (5.7.5)
- $a$  = altura del diagrama rectangular de tensiones equivalente (mm); ancho de la placa de anclaje (mm); dimensión lateral del dispositivo de anclaje medida de forma paralela a la mayor dimensión de la sección transversal (mm)

- (5.7.2.2) (5.10.9.3.6) (5.10.9.6.1)
- $a_{eff}$  = dimensión lateral de la superficie de apoyo efectiva medida de forma paralela a la mayor dimensión de la sección transversal (mm) (5.10.9.6.2)
- $a_f$  = distancia entre una carga concentrada y la armadura paralela a la carga (mm) (5.13.2.5.1)
- $a_v$  = tramo de corte: distancia entre una carga concentrada y la cara del apoyo (mm) (5.13.2.4.1)
- $b$  = ancho de la cara comprimida del elemento (mm); dimensión lateral del dispositivo de anclaje medida de forma paralela a la menor dimensión de la sección transversal (mm) (5.7.3.1.1) (5.10.9.6.2)
- $b_{eff}$  = dimensión lateral de la superficie de apoyo efectiva medida de forma paralela a la menor dimensión de la sección transversal (mm) (5.10.9.6.2)
- $b_o$  = perímetro de la sección para de losas y zapatas (mm) (5.13.3.6.1)
- $b_v$  = ancho de alma ajustado para considerar la presencia de vainas (mm); ancho de la interfase (mm) (5.8.2.9) (5.8.4.1)
- $b_w$  = ancho de alma o diámetro de una sección circular (mm) (5.7.3.1.1)
- $CE$  = para construcción por segmentos: equipo de construcción especializado (N) (5.14.2.3.2)
- $CLE$  = para construcción por segmentos: carga longitudinal correspondiente a los equipos de construcción (N) (5.14.2.3.2)
- $CLL$  = para construcción por segmentos: sobrecarga constructiva distribuida (MPa) (5.14.2.3.2)
- $CR$  = pérdida de tensión de pretensado debida a la fluencia lenta del hormigón (MPa) (5.14.2.3.2)
- $c$  = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm); coeficiente de cohesión (MPa); recubrimiento de hormigón requerido sobre el acero de las armaduras (mm); separación entre el eje del apoyo y el extremo de la viga (mm) (5.7.2.2) (5.8.4.1) (C5.10.9.7.1) (5.13.2.5.2)
- $D$  = diámetro externo de un elemento circular (mm) (C5.8.2.9)
- $DC$  = peso de la estructura soportada (n) (5.14.2.3.2)
- $DIFF$  = para construcción por segmentos: carga diferencial (N) (5.14.2.3.2)
- $D_r$  = diámetro del círculo que atraviesa los centros de la armadura longitudinal (mm) (C5.8.2.9)
- $DW$  = carga permanente sobrepuesta (N) o (N/mm) (5.14.2.3.2)
- $d$  = distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción (mm) (5.7.3.4)
- $d_b$  = diámetro nominal de una barra o alambre de armadura o de un cable de pretensado (mm) (5.10.2.1)
- $d_{burst}$  = distancia entre el dispositivo de anclaje y el baricentro de la fuerza de desgarramiento por tracción,  $T_{burst}$  (mm) (5.10.9.3.2)
- $d_c$  = espesor del recubrimiento de hormigón medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma (mm); mínimo recubrimiento de hormigón sobre la vaina del tendón, más un medio del diámetro de la vaina (mm) (5.7.3.4) (5.10.4.3.1)
- $d_e$  = profundidad efectiva desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura de tracción (mm) (5.7.3.3.1)
- $d_f$  = distancia desde la parte superior del resalto horizontal hasta la armadura de compresión (mm) (5.13.2.5.5)
- $d_p$  = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado (mm) (5.7.3.1.1)
- $d_s$  = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada (mm) (5.7.3.2.2)
- $d'_s$  = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión (mm) (5.7.3.2.2)

$d_v$	=	profundidad de corte efectiva (mm) (5.8.2.9)
$E_b$	=	módulo de elasticidad del material de la placa de apoyo (MPa) (5.10.9.7.2)
$E_c$	=	módulo de elasticidad del hormigón (MPa) (5.4.2.4)
$E_{ci}$	=	módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa) (5.9.5.2.3a)
$E_{eff}$	=	módulo de elasticidad efectivo (MPa) (C5.14.2.3.6)
$EI$	=	rigidez flexional ( $N \cdot mm^2$ ) (5.7.4.3)
$E_p$	=	módulo de elasticidad de los tendones de pretensado (MPa) (5.4.4.2)
$E_s$	=	módulo de elasticidad de las barras de armadura (MPa) (5.4.3.2)
$e$	=	base de los logaritmos neperianos; excentricidad del dispositivo o grupo de dispositivos de anclaje con respecto al baricentro de la sección transversal, siempre positiva (mm); mínima distancia al borde para los dispositivos de anclaje según las especificaciones del proveedor (mm) (5.9.2) (5.10.9.6.3) (C5.10.9.7.1)
$e_m$	=	excentricidad promedio a la mitad del tramo (mm) (C5.9.5.2.3a)
$F$	=	solicitación calculada usando el módulo de elasticidad instantáneo correspondiente al momento de aplicación de la carga (N) (5.9.2)
$F'$	=	resultante de fuerza reducida que toma en cuenta la fluencia lenta en el tiempo correspondiente al $\phi$ utilizado (N) (5.9.2)
$F_e$	=	factor de reducción (5.8.3.4.2)
$F_{u-in}$	=	fuerza de desviación en el plano por unidad de longitud de tendón (N/mm) (5.10.4.3.1)
$F_{u-out}$	=	fuerza de desviación fuera del plano por unidad de longitud de tendón (N/mm) (5.10.4.3.2)
$f_b$	=	tensión en la placa de anclaje en una sección tomada al borde del orificio u orificios en forma de cuña (MPa) (5.10.9.7.2)
$f'_c$	=	resistencia a la compresión especificada del hormigón a utilizar en el diseño (MPa) (5.4.2.1)
$f_{ca}$	=	tensión de compresión en el hormigón delante de los dispositivos de anclaje (MPa) (5.10.9.6.2)
$f_{cb}$	=	tensión de compresión debida a la carga permanente no mayorada en la región detrás del anclaje (MPa) (5.10.9.3.4b)
$f_{cgp}$	=	tensión del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado, provocada por la fuerza de pretensado ya sea en el momento de la transferencia o del tesado y el peso propio del elemento en las secciones de momento máximo (MPa) (5.9.5.2.3a) (5.9.5.2.3b)
$f'_{ci}$	=	resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o pretensado (MPa); resistencia nominal a la compresión del hormigón en el momento de aplicar fuerza a los tendones (MPa) (5.9.1.2) (5.10.9.7.2)
$f_{cpe}$	=	tensión de compresión en el hormigón 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 (MPa) (5.7.3.3.2)
$f_{ct}$	=	resistencia media a la tracción por compresión diametral del hormigón de agregados de baja densidad (MPa) (5.8.2.2)
$f_{cu}$	=	tensión de compresión límite del hormigón para el diseño mediante modelos de bielas y tirantes (MPa) (5.6.3.3.1)
$f_f$	=	rango de tensión de fatiga admisible (MPa) (5.5.3.2)
$f_{min}$	=	nivel de tensión mínimo algebraico (MPa) (5.5.3.2)

$f_n$	= tensión de apoyo nominal del hormigón (5.10.9.7.2)
$f_{pbt}$	= tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia (MPa) (C5.9.5.2.3a)
$f_{pc}$	= tensión de compresión en el hormigón una vez que han ocurrido todas las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste la sobrecarga o en la unión del ala y el alma si el baricentro se encuentra en el ala (MPa); en una sección compuesta, $f_{pc}$ es la tensión de compresión resultante en el baricentro de la sección compuesta o en la unión del ala y el alma si el baricentro se encuentra en el ala, que resulta tanto de las tensiones de pretensado como de los momentos flectores resistidos por el elemento prefabricado actuando por sí solo (MPa) (C5.6.3.5)
$f_{pe}$	= tensión efectiva en el acero de pretensado luego de las pérdidas (MPa) (5.6.3.4.1)
$f_{pj}$	= tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado (MPa) (5.9.3)
$f_{po}$	= 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 hormigón que los rodea (MPa) (5.8.3.4.2)
$f_{ps}$	= tensión media en el acero de pretensado en el momento en el cual se requiere la resistencia nominal del elemento (MPa) (C5.6.3.3.3)
$f_{pt}$	= tensión en el acero de pretensado inmediatamente después de la transferencia (MPa) (5.9.3)
$f_{pu}$	= resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (MPa) (5.4.4.1)
$f_{py}$	= tensión de fluencia del acero de pretensado (MPa) (5.4.4.1)
$f_r$	= módulo de rotura del hormigón (MPa) (5.4.2.6)
$f_{sa}$	= tensión de tracción en la armadura bajo cargas de servicio (MPa) (5.7.3.4)
$f_y$	= tensión de fluencia mínima especificada de las barras de armadura (MPa) (5.5.4.2.1)
$f'_y$	= tensión de fluencia mínima especificada de la armadura de compresión (MPa) (5.7.3.1.1)
$f_{yh}$	= tensión de fluencia especificada de la armadura transversal (MPa) (5.7.4.6)
$H$	= promedio de la humedad relativa ambiente media anual (porcentaje) (5.4.2.3.2)
$h$	= espesor, profundidad o altura total de un elemento (mm); dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada (mm) (5.8.2.7) (5.10.9.6.3)
$h_c$	= dimensión del núcleo de una columna zunchada en la dirección considerada (mm) (5.10.11.4.1d)
$h_f$	= altura del ala comprimida (mm) (5.7.3.1.1)
$h_1$	= mayor dimensión lateral de un elemento (mm) (C5.10.9.3.2)
$h_2$	= menor dimensión lateral de un elemento (mm) (C5.10.9.3.2)
$I_{cr}$	= momento de inercia de la sección fisurada, transformada a hormigón (mm <sup>4</sup> ) (5.7.3.6.2)
$IE$	= para construcción por segmentos: carga dinámica de los equipos (N) (5.14.2.3.2)
$I_e$	= momento de inercia efectivo (mm <sup>4</sup> ) (5.7.3.6.2)
$I_g$	= momento de inercia del área bruta de hormigón respecto del eje baricéntrico, despreciando la armadura (mm <sup>4</sup> ) (5.7.3.6.2)
$I_s$	= momento de inercia de la armadura respecto del baricentro de la columna (mm <sup>4</sup> ) (5.7.4.3)
$K$	= factor de longitud efectiva para elementos comprimidos; coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por mm de tendón) (5.7.4.1) (5.9.5.2.2b)
$k_c$	= factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie (5.4.2.3.2)

$k_f$	=	factor que considera el efecto de la resistencia del hormigón (5.4.2.3.2)
$k_h$	=	factor de humedad (5.4.2.3.3)
$k_s$	=	factor de tamaño (5.4.2.3.3)
$L$	=	longitud de tramo (mm); longitud de la placa de apoyo (mm) (5.7.3.1.2) (5.13.2.5.4)
$\ell_a$	=	longitud embebida adicional en un apoyo o punto de inflexión (mm) (C5.11.1.2.2)
$\ell_c$	=	extensión longitudinal de la armadura de confinamiento de la zona local, no mayor que el mayor valor entre $1,15a_{eff}$ ó $1,15b_{eff}$ (mm); longitud de solape de un empalme solapado (mm) (5.10.9.6.2) (5.11.5.5.1)
$\ell_d$	=	longitud de anclaje (mm) (5.11.1.2.1)
$\ell_{db}$	=	longitud básica de anclaje para armadura recta a la cual se aplican los factores de modificación para determinar $\ell_d$ (mm) (5.11.2.1.1)
$\ell_{dh}$	=	longitud de anclaje de un gancho normal traccionado medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (mm) (5.11.2.4.1)
$\ell_e$	=	longitud efectiva del tendón (mm); longitud embebida más allá del gancho de estribo normal (mm) (5.7.3.1.2) (5.11.2.6.2)
$\ell_{hb}$	=	longitud básica de anclaje de un gancho normal traccionado (mm) (5.11.2.4.1)
$\ell_{hd}$	=	longitud de anclaje para malla de alambre conformado (mm) (5.11.2.5.1)
$\ell_i$	=	longitud de tendón entre anclajes (mm) (5.7.3.1.2)
$\ell_u$	=	longitud sin apoyo lateral de un elemento comprimido (mm) (5.7.4.1)
$M_a$	=	máximo momento en un elemento en el estado para el cual se calcula la deformación (N·mm) (5.7.3.6.2)
$M_c$	=	momento amplificado que se utiliza para dimensionar elementos esbeltos comprimidos (N·mm) (5.7.4.3)
$M_{cr}$	=	momento de fisuración (N·mm) (5.7.3.3.2) (5.7.3.6.2)
$M_{dnc}$	=	momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (N·mm) (5.7.3.3.2)
$M_g$	=	momento debido al peso propio del elemento en la mitad del tramo (N·mm) (C5.9.5.2.3a)
$M_n$	=	resistencia nominal a la flexión (N·mm) (5.7.3.2.1)
$M_r$	=	resistencia a la flexión mayorada de una sección flexionada (N·mm) (5.7.3.2.1)
$M_{rx}$	=	resistencia a la flexión uniaxial mayorada de una sección en la dirección del eje X (N·mm) (5.7.4.5)
$M_{ry}$	=	resistencia a la flexión uniaxial mayorada de una sección en la dirección del eje Y (N·mm) (5.7.4.5)
$M_u$	=	momento mayorado en la sección (N·mm) (C5.6.3.1)
$M_{ux}$	=	componente del momento debido a la carga mayorada en la dirección del eje X (N·mm) (5.7.4.5)
$M_{uy}$	=	componente del momento debido a la carga mayorada en la dirección del eje Y (N·mm) (5.7.4.5)
$M_1$	=	menor momento de extremo en el estado límite de resistencia debido a la carga mayorada actuando sobre un elemento comprimido; es positivo si el elemento se flexiona con una única curvatura y negativo si hay doble curvatura (N·mm) (5.7.4.3)
$M_2$	=	mayor momento de extremo en el estado límite de resistencia debido a la carga mayorada actuando sobre un elemento comprimido; es siempre positivo (N·mm) (5.7.4.3)
$m$	=	factor de modificación (5.7.5)
$N$	=	número de tendones de pretensados idénticos (5.9.5.2.3b)



- $N_R$  = resistencia a la tracción mayorada de un par transversal de barras de armadura (N) (5.13.2.3)
- $N_s$  = número de articulaciones de apoyo que cruza el tendón entre anclajes o entre puntos adheridos en forma discreta (5.7.3.1.2)
- $N_u$  = fuerza axial mayorada aplicada; la tracción se considera positiva (N) (5.8.3.4.2)
- $N_{uc}$  = fuerza axial mayorada normal a la sección transversal que ocurre simultáneamente con  $V_u$ ; se considera positiva para tracción y negativa para compresión; incluye los efectos de la fluencia lenta y la contracción (N) (5.13.2.4.1)
- $N_1$  = número de tendones en el grupo mayor (C5.9.5.2.3b)
- $N_2$  = número de tendones en el grupo menor (C5.9.5.2.3b)
- $n$  = relación de módulos =  $E_s/E_c$  o  $E_p/E_c$ ; número de anclajes en una fila; proyección de la placa de base más allá del orificio o placa en forma de cuña, según corresponda (mm) (5.7.1) (5.10.9.6.2) (5.10.9.7.2)
- $P_c$  = fuerza de compresión permanente neta (N) (5.8.4.1)
- $P_n$  = resistencia axial nominal de una sección (N); resistencia axial nominal de una biela o tirante (N); resistencia de apoyo nominal (N) (5.5.4.2.1) (5.6.3.2) (5.7.5)
- $P_o$  = resistencia axial nominal de una sección para excentricidad 0,0 (N) (5.7.4.5)
- $PPR$  = relación de pretensado parcial (5.5.4.2.1)
- $P_r$  = resistencia axial mayorada de una biela o tirante (N); resistencia de apoyo mayorada de los anclajes (N); resistencia al desgarramiento por tracción mayorada de la zona de anclaje de pretensado provista por la armadura transversal (N) (5.6.3.2) (5.10.9.7.2) (5.10.10.1)
- $P_{rx}$  = resistencia axial mayorada correspondiente a  $M_{rx}$  (N) (5.7.4.5)
- $P_{rxy}$  = resistencia axial mayorada con carga biaxial (N) (5.7.4.5)
- $P_{ry}$  = resistencia axial mayorada correspondiente a  $M_{ry}$  (N) (5.7.4.5)
- $P_s$  = máxima fuerza de tesado no mayorada en el anclaje (N) (5.10.9.3.4b)
- $P_u$  = solicitación axial mayorada o fuerza mayorada en el tendón (N); carga mayorada del tendón en un anclaje individual (N) (5.7.4.3) (5.10.9.3.6)
- $p_c$  = perímetro exterior de la sección de hormigón (mm) (5.8.2.1)
- $p_h$  = perímetro del eje de la armadura transversal de torsión cerrada (mm) (5.8.3.6.2)
- $Q$  = solicitación en unidades relacionadas (5.14.2.3.4)
- $R$  = radio de curvatura del tendón en la ubicación considerada (mm) (5.10.4.3.1)
- $r$  = radio de giro de la sección transversal bruta (mm) (5.7.4.1)
- $r/h$  = relación entre el radio de base y la altura de las deformaciones transversales (5.5.3.2)
- $S$  = separación entre los centros de los apoyos a lo largo de un resalto horizontal tipo viga (mm) (5.13.2.5.2)
- $S_c$  = módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm<sup>3</sup>) (5.7.3.3.2)
- $SH$  = contracción (5.14.2.3.2)
- $S_{nc}$  = módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm<sup>3</sup>) (5.7.3.3.2)
- $s$  = separación de las barras de armadura (mm); separación de las filas de estribos (mm); separación de los anclajes (mm); separación entre los centros de los anclajes (mm); separación de las barras de armadura de suspensión (mm) (5.8.2.5) (5.8.4.1) (5.10.9.3.6) (5.10.9.6.2) (5.13.2.5.5)

$s_w$	=	separación de los alambres que se han de anclar o empalmar (mm) (5.11.2.5.1)
$s_x$	=	parámetro de separación de las fisuras (mm) (C5.8.3.4.2)
$T_{burst}$	=	fuerza de tracción en la zona de anclaje que actúa delante del dispositivo de anclaje y transversal al eje del tendón (N) (5.10.9.6.3)
$T_{cr}$	=	resistencia a la fisuración por torsión (N·mm) (5.8.2.1)
$T_{ia}$	=	fuerza de tracción en las barras de fijación en el anclaje intermedio (N) (5.10.9.3.4b)
$T_n$	=	resistencia nominal a la torsión (N·mm) (5.8.2.1)
$T_r$	=	resistencia a la torsión mayorada provista por un flujo de corte circulatorio (N·mm) (5.8.2.1)
$T_u$	=	momento torsor mayorado (N·mm) (C5.6.3.1)
$T_l$	=	fuerza de tracción en los bordes (N) (5.10.9.3.6)
$T_2$	=	fuerza de desgarramiento por tracción (N) (5.10.9.3.6)
$t$	=	tiempo (días); espesor de pared (mm); espesor de una sección (mm); espesor medio de una placa de apoyo (mm) (5.4.2.3.2) (5.7.4.7.1) (5.10.9.6.2) (5.10.9.7.2)
$t_i$	=	edad del hormigón cuando se aplica inicialmente la carga (días) (5.4.2.3.2)
$U$	=	para construcción por segmentos: disequilibrio de los segmentos (N) (5.14.2.3.2)
$V_c$	=	resistencia nominal al corte proporcionada por las tensiones de tracción del hormigón (N) (5.8.2.4)
$V_n$	=	resistencia nominal al corte de la sección considerada (N) (5.8.2.1)
$V_p$	=	componente de la fuerza efectiva de pretensado en la dirección del corte aplicado; es positiva si se opone al corte aplicado (N) (C5.8.2.3)
$V_r$	=	resistencia al corte mayorada (N) (5.8.2.1)
$V_s$	=	resistencia al corte proporcionada por la armadura de corte (N) (5.8.3.3)
$V_u$	=	resistencia al corte mayorada en la sección (N) (C5.6.3.1)
$v_u$	=	tensión de corte mayorada promedio en el hormigón (MPa) (5.8.2.7) (5.8.2.9)
$W$	=	ancho de la placa de apoyo medida sobre la longitud de una ménsula, cartela o resalto horizontal tipo viga (mm) (C5.13.2.5.1)
$W/C$	=	relación agua-cemento (5.12.3)
$WE$	=	para construcción por segmentos: carga de viento horizontal sobre los equipos (N) (5.14.2.3.2)
$WUP$	=	para construcción por segmentos: fuerza de levantamiento del viento sobre un voladizo (MPa) (5.14.2.3.2)
$X_u$	=	longitud libre de la porción de pared de espesor constante entre otras paredes o entre chaflanes entre paredes (mm) (5.7.4.7.1)
$x$	=	longitud de un tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (mm) (5.9.5.2.2b)
$y_c$	=	densidad del hormigón (kg/m <sup>3</sup> ) (5.4.2.4)
$y_t$	=	distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada (mm) (5.7.3.6.2)
$Z$	=	parámetro para limitación de la fisuración (5.7.3.4)
$\alpha$	=	ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal (°); variación angular total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado (radianes); ángulo de inclinación de la fuerza en un tendón respecto del eje del elemento (°) (5.8.3.3) (5.9.5.2.2b) (5.10.9.6.3)

- $\alpha_h$  = variación angular horizontal total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado (radianes) (5.9.5.2.2b)
- $\alpha_s$  = ángulo entre una biela comprimida y un tirante traccionado adyacente (°) (5.6.3.3.3)
- $\alpha_v$  = variación angular vertical total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado (radianes) (5.9.5.2.2b)
- $\beta$  = factor que se relaciona con el efecto de la deformación longitudinal sobre la capacidad de corte del hormigón, según lo indica la capacidad de transmitir tracción que posee el hormigón fisurado diagonalmente; relación entre el lado largo y el lado corto de una zapata (5.8.3.3) (5.13.3.5)
- $\beta_b$  = relación entre el área de la armadura cortada y el área total de armadura de tracción en la sección (5.11.1.2.1)
- $\beta_c$  = relación entre el lado largo y el largo corto del área donde actúa una carga concentrada o reacción (5.13.3.6.3)
- $\beta_d$  = relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorados y el máximo momento debido a la carga total mayorado; siempre es positivo (5.7.4.3)
- $\beta_l$  = relación entre la altura de la zona comprimida equivalente solicitada uniformemente supuesta en el estado límite de resistencia y la altura de la zona comprimida real (5.7.2.2)
- $\gamma$  = factor de carga
- $\gamma_c$  = densidad del hormigón (kg/m<sup>3</sup>) (5.4.2.4)
- $\Delta f_{cdp}$  = variación de la tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a todas las cargas permanentes, a excepción de la carga permanente que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado (MPa) (5.9.5.4.3)
- $\Delta f_{pA}$  = pérdida en el acero de pretensado debida al acunamiento de los anclajes (MPa) (5.9.5.1)
- $\Delta f_{pCR}$  = pérdida en el acero de pretensado debida a la fluencia lenta (MPa) (5.9.5.1)
- $\Delta f_{pES}$  = pérdida en el acero de pretensado debida al acortamiento elástico (MPa) (5.9.5.1)
- $\Delta f_{pF}$  = pérdida en el acero de pretensado debida a la fricción (MPa) (5.9.5.1)
- $\Delta f_{pR}$  = pérdida en el acero de pretensado debida a la relajación del acero (MPa) (5.9.5.1)
- $\Delta f_{pR1}$  = pérdida en el acero de pretensado debida a la relajación del acero en el momento de la transferencia (MPa) (5.9.5.4.4b)
- $\Delta f_{pR2}$  = pérdida en el acero de pretensado debida a la relajación del acero luego de la transferencia (MPa) (5.9.5.4.4c)
- $\Delta f_{pSR}$  = pérdida en el acero de pretensado debida a la contracción (MPa) (5.9.5.1)
- $\Delta f_{pT}$  = pérdida total en el acero de pretensado (MPa) (5.9.5.1)
- $\epsilon_{cu}$  = deformación específica de falla del hormigón en compresión (mm/mm) (5.7.3.1.2)
- $\epsilon_s$  = deformación específica por tracción en el hormigón fisurado en la dirección del tirante traccionado (mm/mm) (5.6.3.3.3)
- $\epsilon_{sh}$  = deformación específica por contracción del hormigón en un instante dado (mm/mm) (5.4.2.3.3)
- $\epsilon_x$  = deformación específica longitudinal en la armadura del alma del lado del elemento traccionado por flexión (mm/mm) (5.8.3.4.2)
- $\epsilon_l$  = deformación específica principal por tracción en el hormigón fisurado debida a las cargas mayoradas (mm/mm) (5.6.3.3.3)
- $\theta$  = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal (°) (5.8.3.3)
- $\theta_s$  = ángulo que forma una biela comprimida con el eje longitudinal del elemento en un modelo reticulado de una viga (°) (5.6.3.3.2)

- $\kappa$  = factor de corrección para anclajes poco separados (5.10.9.6.2)
- $\lambda$  = parámetro utilizado para determinar el coeficiente de fricción  $\mu$  (5.8.4.2)
- $\lambda_w$  = relación de esbeltez de las paredes para columnas huecas (5.7.4.7.1)
- $\mu$  = coeficiente de fricción (5.8.4.1)
- $\phi$  = factor de resistencia (5.5.4.2.1)
- $\phi_w$  = factor de reducción para columnas huecas (5.7.4.7.2)
- $\rho_h$  = relación entre el área de armadura de corte horizontal y el área bruta de hormigón de una sección vertical (5.10.11.4.2)
- $\rho_{min}$  = mínima relación entre la armadura de tracción y el área efectiva de hormigón (5.7.3.3.2)
- $\rho_s$  = relación entre la armadura en espiral y el volumen total del núcleo de la columna (5.7.4.6)
- $\rho_v$  = relación entre la armadura de corte vertical y el área bruta de hormigón de una sección horizontal (5.10.11.4.2)
- $\psi(t, t_i)$  = coeficiente de fluencia lenta – relación entre la deformación específica por fluencia lenta que existe  $t$  días después de hormigonar y la deformación específica elástica que se provoca cuando se aplica la carga  $p_i$  cuando han transcurrido  $t_i$  días después del colado (5.4.2.3.2)

## 5.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

### 5.4.1 Requisitos Generales

Los diseños se deberían basar en las propiedades de los materiales citadas en el presente documento y en el uso de materiales que satisfagan las normas para los grados de materiales de construcción especificados en el documento *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

Si se utilizan otros tipos o grados de materiales, antes de iniciar el diseño se deberán establecer sus propiedades, incluyendo su variabilidad estadística. Las propiedades mínimas aceptables y procedimientos de ensayo para estos materiales se deberán especificar en la documentación técnica.

La documentación técnica deberá definir los grados o propiedades de todos los materiales a utilizar.

### C5.4.1

De acuerdo con el documento *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, todos los materiales y ensayos deben satisfacer las normas aplicables incluidas en el documento *AASHTO Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing* y/o las normas ASTM.

Ocasionalmente se pueden utilizar materiales diferentes a los incluidos en la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*; por ejemplo, cuando se modifican los hormigones para obtener resistencias muy elevadas introduciendo aditivos especiales tales como:

- Vapores de sílice,
- Cementos diferentes a los cementos pórtland o mezclas de cemento hidráulico, y
- Cementos de elevada resistencia a edad temprana patentados,
- Escoria granulada triturada, y
- Otros tipos de materiales cementicios y/o puzolánicos.

En estos casos las propiedades especificadas de dichos materiales se deberían medir utilizando el procedimiento

de ensayo definido en la documentación técnica..

## 5.4.2 Hormigón Normal y Estructural de Baja Densidad

### 5.4.2.1 Resistencia a la Compresión

La documentación técnica deberá indicar la resistencia a la compresión especificada,  $f'_c$ , o la clase de hormigón para cada componente.

Sólo se deberán utilizar hormigones con resistencias de diseño mayores que 70 MPa si algún artículo específico así lo permite o si se realizan ensayos físicos para establecer las relaciones entre la resistencia del hormigón y las demás propiedades. No se deberían utilizar hormigones con resistencias especificadas menores que 16 MPa en aplicaciones estructurales.

La resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa.

Para los hormigones estructurales de baja densidad la documentación técnica deberá especificar la densidad secada en aire, la resistencia y cualquier otra propiedad requerida para la aplicación.

### C5.4.2.1

La resistencia del hormigón utilizado en obra se debería evaluar en base a probetas cilíndricas producidas, ensayadas y evaluadas de acuerdo con la Sección 8 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

Es habitual que la resistencia especificada se logre 28 días después de la colocación del hormigón. Para el diseño se pueden asumir otras edades, y también se pueden especificar otras edades para componentes que recibirán cargas a una edad considerablemente diferente a los 28 días.

Se recomienda que cuando resulte apropiado se utilicen las clases de hormigón indicadas en la Tabla C1 y las correspondientes resistencias especificadas. Las clases de hormigón indicadas en la Tabla C1 fueron desarrolladas para uso general, y están incluidas en la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, Sección 8, "Estructuras de Hormigón," documento del cual se tomó la Tabla C1.

La intención es que estas clases de hormigón se utilicen de la siguiente manera:

- El hormigón de Clase A generalmente se utiliza para todos los elementos de las estructuras, excepto cuando otra clase de hormigón resulta más adecuada, y específicamente para hormigón expuesto al agua salada.
- El hormigón Clase B se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.
- El hormigón Clase C se utiliza en secciones delgadas, tales como barandas armadas de menos de 100 mm de espesor, como relleno en pisos de emparrillado de acero, etc.
- El hormigón Clase P se utiliza cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa. En el caso del hormigón pretensado se debería considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a 20 mm.
- El hormigón Clase S se utiliza cuando es necesario colocar bajo agua en compartimentos estancos para obtener un sello impermeable al agua.

Sólo se deberían utilizar resistencias superiores a 35

MPa si se verifica que los materiales necesarios para lograr estas resistencias están disponibles para la obra.

El hormigón de baja densidad generalmente sólo se utiliza en situaciones en las cuales el peso resulta un factor crítico.

Al evaluar estructuras existentes puede ser adecuado modificar  $f'_c$  y otras propiedades estructurales especificadas para la construcción original con el objetivo de reconocer la ganancia o pérdida de resistencia debida a la edad o al deterioro luego de 28 días. Esta  $f'_c$  modificada se debería determinar en base a testigos extraídos en cantidad suficiente para representar el hormigón utilizado en la obra, de acuerdo con la norma AASHTO T 24 (ASTM C 42M).

Existe gran cantidad de evidencia que indica que la durabilidad del hormigón armado expuesto al agua de mar, sales anticongelantes o sulfatos mejora considerablemente si, tal como lo recomienda ACI 318, se aumenta el recubrimiento sobre las armaduras o se limita la relación agua-cemento a 0,40. Si con un uso razonable de aditivos los materiales producirán un hormigón trabajable con relaciones agua-cemento menores que las listadas en la Tabla C1, la documentación técnica deberá modificar las recomendaciones de la Tabla C1 de forma acorde.

Las resistencias especificadas indicadas en la Tabla C1 son en general consistentes con las relaciones agua-cemento listadas. Sin embargo, es posible satisfacer la resistencia sin satisfacer la relación agua-cemento y viceversa. Se especifican ambos valores porque la relación agua-cemento es un factor dominante que contribuye tanto a la durabilidad del hormigón como a su resistencia; simplemente obtener la resistencia necesaria para satisfacer las hipótesis de diseño no garantiza una durabilidad adecuada.

Para los hormigones de las Clases A, A(AE) y P utilizados en o sobre agua salada, se deberá especificar que la relación agua cemento no debe ser mayor que 0,45.

Se deberá especificar que la sumatoria del cemento pórtland más los demás materiales cementicios no debe ser mayor que 475 kg/m<sup>3</sup>, excepto para el hormigón de la Clase P (HPC) para el cual se deberá especificar que la sumatoria del cemento pórtland más otros materiales cementicios no debe ser mayor que 593 kg/m<sup>3</sup>.

Se deberá especificar hormigón con aire incorporado, designado "AE" en la Tabla C1, si el hormigón estará sujeto a ciclos de congelamiento y deshielo y expuesto a sales anticongelantes, agua de mar u otros ambientes potencialmente perjudiciales.

**Tabla C5.4.2.1-1 – Características de las mezclas de hormigón según su Clase**

Clase de Hormigón	Mínimo contenido de cemento	Máxima relación agua-cemento	Rango de contenido de aire	Agregado grueso según ASSHTO M 43 (ASTM D 448)	Resistencia a la compresión a 28 días
	kg/m <sup>3</sup>	kg por kg	%	Tamaño aberturas cuadradas (mm)	MPa
A	362	0,49	-	25 a 4,75	28
A(AE)	362	0,45	6,0 ± 1,5	25 a 4,75	28
B	307	0,58	-	50 a 25	17
B(AE)	307	0,55	5,0 ± 1,5	25 a 4,75	17
C	390	0,49	-	12,5 a 4,75	28
C(AE)	390	0,45	7,0 ± 1,5	12,5 a 4,75	28
P P(HPC)	334	0,49	Según se especifica en otras secciones	25 a 4,75 ó 19 a 4,75	Según se especifica en otras secciones
S	390	0,58	-	25 a 4,75	-
Baja densidad	334	Según se especifica en la documentación técnica			

**5.4.2.2 Coeficiente de Expansión Térmica**

El coeficiente de expansión térmica se debería determinar realizando ensayos en laboratorio sobre la mezcla específica a utilizar.

En ausencia de datos más precisos, el coeficiente de expansión térmica se puede tomar como:

- Para hormigón de densidad normal:  $10,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ , y
- Para hormigón de baja densidad:  $9,0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

**C5.4.2.2**

El coeficiente de expansión térmica depende fundamentalmente de los tipos y proporciones de agregados utilizados y del grado de saturación del hormigón.

El coeficiente de expansión térmica del hormigón de densidad normal puede variar entre  $5,4$  y  $14,4 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ , correspondiendo los valores menores a calizas y mármoles y los valores más elevados a cherts y cuarcitas. Las determinaciones realizadas para hormigones de baja densidad son limitadas. Los coeficientes determinados están en el rango de  $7,2$  a  $10,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  y dependen de la cantidad de arena natural empleada.

ACI 209, ACI 343 y ACI 213 contienen información adicional sobre este tema.

**5.4.2.3 Contracción y Fluencia Lenta****5.4.2.3.1 Requisitos Generales**

Los valores de contracción y fluencia lenta especificados aquí y en los Artículos 5.9.5.3 y 5.9.5.4 se deberán utilizar para determinar los efectos de la contracción y la fluencia lenta sobre la pérdida de fuerza de pretensado en los puentes, a excepción de aquellos construidos por segmentos. Estos valores juntamente con el momento de inercia, según lo especificado en el Artículo

**C5.4.2.3.1**

La contracción y la fluencia lenta del hormigón son propiedades variables que dependen de diversos factores, algunos de los cuales pueden ser desconocidos en el momento del diseño.

Si no se realizan ensayos físicos específicos y no se cuenta con experiencia previa con los materiales específicos que se han de utilizar, no se puede esperar que

5.7.3.6.2, se pueden utilizar para determinar los efectos de la contracción y la fluencia lenta sobre las deflexiones.

En ausencia de datos más precisos, se puede asumir que los coeficientes de contracción son de 0,0002 luego de 28 días y 0,0005 luego de un año de secado.

Si no hay datos disponibles específicos para la mezcla, la contracción y la fluencia lenta se pueden estimar utilizando los requisitos de:

- Los Artículos 5.4.2.3.2 y 5.4.2.3.3,
- El Código Modelo CEB-FIP, o
- 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.

#### 5.4.2.3.2 Fluencia Lenta

El coeficiente de fluencia lenta se puede tomar como:

$$\psi(t, t_i) = 3,5 k_c k_f \left( 1,58 - \frac{H}{120} \right) t_i^{-0,118} \frac{(t - t_i)^{0,6}}{10,0 + (t - t_i)^{0,6}} \quad (5.4.2.3.2-1)$$

siendo:

$$K_f = \frac{62}{42 + f'_c} \quad (5.4.2.3.2-2)$$

donde:

$H$  = humedad relativa (porcentaje)

$k_c$  = factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie del componente, especificado en la Figura 1

$k_f$  = factor que considera el efecto de la resistencia del hormigón

los métodos empíricos a los cuales hacen referencia estas Especificaciones permitan obtener resultados con errores menores que  $\pm 50$  por ciento.

#### C5.4.2.3.2

Los métodos para determinar la fluencia lenta y la contracción especificados en este artículo y en el Artículo 5.4.2.3.3 han sido tomados del trabajo de Collins y Mitchell (1991). Estos métodos se basan en la recomendación del Comité ACI 209, modificada para reflejar datos adicionales recientemente publicados.

Otras referencias aplicables incluyen los trabajos de Rusch et al. (1983), Bazant y Wittman (1982), y Ghali y Favre (1986).

El coeficiente de fluencia lenta se aplica a la deformación por compresión provocada por cargas permanentes con el objetivo de obtener la deformación debida a la fluencia lenta.

La fluencia lenta se ve afectada por los mismos factores que afectan la contracción, y además por:

- La magnitud y duración de las cargas,
- La madurez del hormigón en el momento de aplicación de las cargas, y
- La temperatura del hormigón.

Generalmente el acortamiento del hormigón por

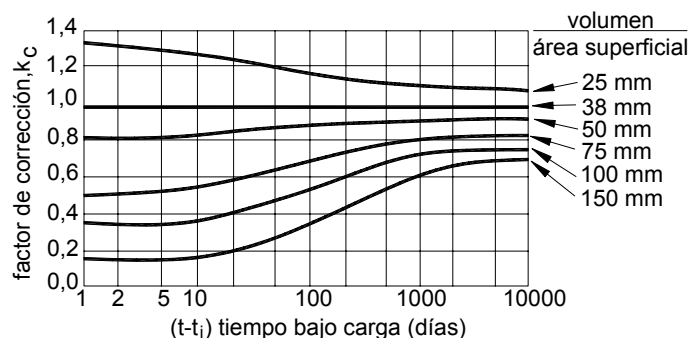


$t$  = madurez del hormigón (días)

$t_i$  = edad del hormigón cuando se aplica inicialmente la carga (días)

En ausencia de mejor información,  $H$  se puede tomar de la Figura 5.4.2.3.3-1.

$f'_c$  = resistencia especificada a la compresión a 28 días (MPa)



**Figura 5.4.2.3.2-1 – Factor  $k_c$  para diferentes relaciones volumen-superficie**

Para determinar la madurez del hormigón en el momento de aplicación inicial de las cargas,  $t_i$ , un día de curado acelerado al vapor o calor radiante se puede tomar igual a siete días de curado normal.

El área superficial utilizada para determinar la relación volumen-superficie sólo debería incluir el área expuesta a secado atmosférico. En el caso de células con ventilación pobre, para calcular el área superficial sólo se debería usar el 50 por ciento del perímetro interior.

#### 5.4.2.3.3 Contracción

Para los hormigones curados en húmedo libres de agregados con tendencia a la contracción, la deformación específica debida a la contracción,  $\epsilon_{sh}$ , en el tiempo  $t$  se puede tomar como:

$$\epsilon_{sh} = -k_s k_h \left( \frac{t}{35,0 + t} \right) 0,51 \times 10^{-3} \quad (5.4.2.3.3-1)$$

donde:

$t$  = tiempo de secado (días)

$k_s$  = factor de tamaño especificado en la Figura 2

$k_h$  = factor de humedad especificado en la Figura 1 y la

fluencia lenta bajo cargas permanentes está comprendido entre 1,5 y 4,0 veces el acortamiento elástico inicial, dependiendo fundamentalmente de la madurez del hormigón en el momento de aplicación de las cargas.

La Figura 1 se basa en la siguiente ecuación (PCI 1977):

$$k_c = \left[ \frac{\frac{t}{26e^{0,0142(V/S)} + t}}{\frac{t}{45 + t}} \right] \left[ \frac{1,80 + 1,77e^{-0,0213(V/S)}}{2,587} \right] \quad (C5.4.2.3.2-1)$$

La máxima relación  $V/S$  considerada para el desarrollo de la Figura 1 y la Ecuación C1 fue de 150 mm. En base a investigaciones presentadas en 1975 por el Comité PCI sobre pérdidas de pretensado, la fluencia lenta permanece prácticamente constante para relaciones  $V/S$  mayores que 150 mm. Por lo tanto, en la Ecuación C1  $V/S$  se debería limitar a 150 mm.

#### C5.4.2.3.3

La contracción del hormigón puede variar considerablemente, desde contracción nula si el hormigón está continuamente inmerso en agua hasta contracción de más de 0,0008 en el caso de secciones delgadas construidas con agregados de alta contracción y secciones que no se curan adecuadamente.

La contracción se ve afectada por:

- Las características y proporciones los agregados,
- La humedad media en el sitio de emplazamiento del puente,
- La relación agua-cemento,
- El tipo de curado,



**Tabla 5.4.2.3.3-1 – Factor  $k_h$  para humedad relativa**

Humedad relativa ambiente media %	$k_h$
40	1,43
50	1,29
60	1,14
70	1,00
80	0,86
90	0,43
100	0,00

**5.4.2.4 Módulo de Elasticidad**

En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad,  $E_c$ , para hormigones cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m<sup>3</sup> se puede tomar como:

$$E_c = 0,043 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f'_c} \quad (5.4.2.4-1)$$

donde:

$\gamma_c$  = densidad del hormigón (kg/m<sup>3</sup>)

$f'_c$  = resistencia especificada del hormigón (MPa)

**5.4.2.5 Coeficiente de Poisson**

A menos que se determine mediante ensayos físicos, se puede asumir que el coeficiente de Poisson es igual a 0,2. El efecto del coeficiente de Poisson se puede despreciar en los componentes que se anticipa estarán sujetos a fisuración.

**5.4.2.6 Módulo de Rotura**

A menos que se determine mediante ensayos físicos, el módulo de rotura,  $f_r$ , en MPa, se puede tomar como:

- Para hormigón de densidad normal:

$$0,63 \sqrt{f'_c}$$

- Para hormigón de agregados livianos y arena:

$$0,52 \sqrt{f'_c}$$

Los valores de la Tabla 1 se pueden aproximar utilizando las siguientes ecuaciones:

- Para  $H < 80\%$ :

$$k_h = \frac{140 - H}{70} \quad (C5.4.2.3.3-2)$$

- Para  $H \geq 80\%$ :

$$k_h = \frac{3(100 - H)}{70} \quad (C5.4.2.3.3-3)$$

**C5.4.2.4**

Ver el comentario sobre resistencia especificada en el Artículo 5.4.2.1.

Para hormigón de resistencia normal con  $\gamma_c = 2320$  kg/m<sup>3</sup>,  $E_c$  se puede tomar como:

$$E_c = 4800 \sqrt{f'_c} \quad (C5.4.2.4-1)$$

**C5.4.2.5**

El coeficiente de Poisson es una relación entre la deformación unitaria lateral y la deformación unitaria axial de un elemento estructural bajo carga axial o de flexión.

**C5.4.2.6**

Los valores indicados pueden no ser conservadores para fisuración por tracción provocada por contracción restringida, hendidura de las zonas de anclaje y otras fuerzas de tracción similares debidas a solicitaciones diferentes a la flexión. Para estos casos se debería utilizar la resistencia a la tracción directa.

- Para hormigón de agregados de baja densidad:

$$0,45 \sqrt{f'_c}$$

#### 5.4.2.7 Resistencia a la Tracción

La resistencia a la tracción directa se puede determinar ya sea utilizando el método ASTM C 900 "*Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete*," o bien el método de resistencia a la tracción por compresión diametral de acuerdo con AASHTO T 198 (ASTM C 496) "*Standard Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*."

#### C5.4.2.7

Para la mayoría de los hormigones de uso generalizado la resistencia a la tracción directa se puede estimar como  $f_r = 0,62 \sqrt{f'_c}$ .

### 5.4.3 Acero de las Armaduras

#### 5.4.3.1 Requisitos Generales

Las barras de armadura, el alambre conformado, el alambre estirado en frío, las mallas soldadas de alambre liso y las mallas soldadas de alambre conformado deberán satisfacer los requisitos para materiales especificados en el Artículo 9.2 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

Las armaduras deberán ser conformadas, excepto que para espirales, estribos cerrados y mallas de alambre se podrán utilizar barras lisas o alambre liso.

La tensión de fluencia nominal deberá ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que para propósitos de diseño no se deberán utilizar tensiones de fluencia superiores a 520 MPa. La tensión de fluencia o grado de las barras o alambres se deberán indicar en la documentación técnica. Sólo se podrán utilizar barras con tensiones de fluencia menores que 420 MPa con aprobación del Propietario.

Si se desea asegurar la ductilidad o se requieren soldaduras, se debería especificar acero que satisfaga los requisitos de ASTM A 706M "*Low Alloy Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement*."

#### C5.4.3.1

Para el diseño sismorresistente se debería considerar el uso de armaduras que satisfagan la norma A 706M, ya que su mayor control de calidad limita la sobrerresistencia no intencional.

#### 5.4.3.2 Módulo de Elasticidad

El módulo de elasticidad del acero de las armaduras,  $E_s$ , se deberá asumir igual a 200.000 MPa.

#### 5.4.3.3 Aplicaciones Especiales

Las armaduras que se han de soldar deberán ser indicadas en la documentación técnica, y además se deberá especificar el procedimiento de soldadura a utilizar.

Las ubicaciones en las cuales se utilizarán armaduras recubiertas con resina epoxi se deberán identificar en la

documentación técnica.

#### 5.4.4 Acero de Pretensado

##### 5.4.4.1 Requisitos Generales

Los cables de siete alambres no recubiertos, aliviados de tensiones o de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas, deberán satisfacer las siguientes normas para materiales, según lo especificado en *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*:

- AASHTO M 203/M 203M (ASTM A 416/A 416M), o bien
- AASHTO M 275/M 275M (ASTM A 722/A 722M).

Para estos aceros la resistencia a la tracción y la tensión de fluencia se pueden tomar como se especifica en la Tabla 1.

##### C5.4.4.1

Los cables de acero de baja relajación se deberán considerar como el tipo estándar. No se proveerán cables aliviados de tensiones (acero de relajación normal) a menos que sean ordenados específicamente, o por acuerdo entre el comprador y el proveedor.

**Tabla 5.4.4.1-1 – Propiedades de los cables y barras de pretensado**

Material	Grado o Tipo	Diámetro (mm)	Resistencia a la tracción, $f_{pu}$ (MPa)	Tensión de fluencia, $f_{py}$ (MPa)
Cables	1725 MPa (Grado 250)	6,35 a 15,24	1725	85% de $f_{pu}$ , excepto 90% de $f_{pu}$ para cables de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	9,53 a 15,24	1860	
Barras	Tipo 1, Lisas	19 a 35	1035	85% de $f_{pu}$
	Tipo 2, Conformadas	16 a 35	1035	80% de $f_{pu}$

Si la documentación técnica incluye todos los detalles del pretensado, estos documentos deberán indicar el tamaño y el grado o el tipo de acero. Si los planos sólo indican las fuerzas de pretensado y sus puntos de aplicación, la elección del tamaño y tipo de acero quedará a opción del Contratista, sujeto a la aprobación del Ingeniero.

##### 5.4.4.2 Módulo de Elasticidad

En ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros de pretensado, en base al área nominal de la sección transversal, se puede tomar como:

para cables:  $E_p = 197.000$  MPa, y

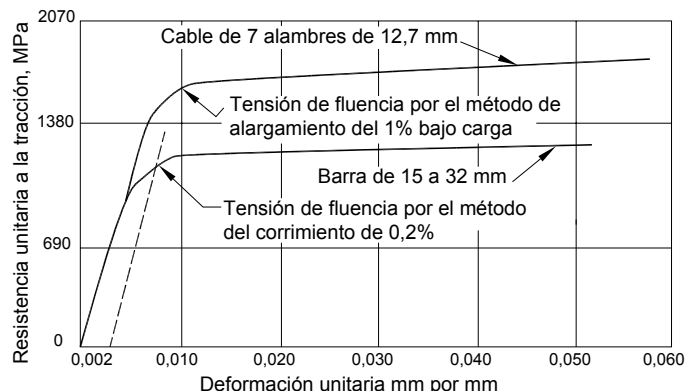
para barras:  $E_p = 207.000$  MPa.

##### C5.4.4.2

El módulo de elasticidad sugerido para cables, 197.000 MPa, se basa en datos estadísticos recientes. Este valor es mayor que el que se asumía anteriormente; esto se debe al uso casi universal de los cables de baja relajación y a sus características ligeramente diferentes.

Como se ilustra en la Figura C1, no hay un quiebre abrupto en las curvas que indique un límite elástico o punto de fluencia distintivo. Para establecer la tensión de fluencia generalmente se emplean métodos arbitrarios en base a una deformación específica preestablecida o

determinada por medición. Los métodos más habituales son el corrimiento paralelo de 0,2 por ciento y el alargamiento del 1 por ciento.



**Figura C5.4.4.2-1 – Típica curva tensión-deformación para los aceros de pretensado**

#### 5.4.5 Dispositivos de Anclaje y Acoplamiento para Postesado

Los dispositivos de anclaje y acoplamiento para los tendones de postesado deberán satisfacer los requisitos del Artículo 10.3.2 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

Los tendones, anclajes, accesorios y acoplamientos se deberán proteger contra la corrosión.

#### C5.4.5

El Artículo 10.3.2 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* contiene todos los detalles sobre los ensayos para la calificación de los anclajes y acoplamientos.

A continuación se resumen las características relacionadas con el diseño y el detallado de los dispositivos de anclaje y acoplamiento según dicha norma:

- 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 acuíñamiento 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 Ingeniero.
- 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 hormigón 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.

## 5.4.6 Vainas

### 5.4.6.1 Requisitos Generales

Las vainas para tendones deben ser rígidas o semirrígidas, de metal ferroso galvanizado o polietileno, o bien se deberán colar dentro del hormigón utilizando núcleos removibles.

El radio de curvatura de las vainas para tendones de pretensado no deberá ser menor que 6000 mm, excepto en las áreas de anclaje donde se podrán permitir radios de 3600 mm.

No se deberán utilizar vainas de polietileno si el radio de curvatura del tendón es menor que 9000 mm.

Si se utilizan vainas de polietileno y los tendones han de ser adherentes, se deberían investigar las características de adherencia entre las vainas de polietileno y el mortero.

Se deberán investigar los efectos de la presión de inyección de mortero sobre las vainas y el hormigón que las rodea.

El máximo intervalo entre los apoyos de las vainas durante la construcción deberá estar indicado en la documentación técnica, y deberá satisfacer los requisitos del Artículo 10.4.1.1 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

### 5.4.6.2 Tamaño de las Vainas

El diámetro interior de las vainas deberá ser como mínimo 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 de la vaina deberá ser como mínimo 2,0 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 de la vaina deberá ser como mínimo 2,5 veces la sección neta del acero de pretensado.

El tamaño de las vainas no deberá ser mayor que 0,4 veces el menor espesor de hormigón en la vaina.

### C5.4.6

Las vainas de polietileno en general se recomiendan para ambientes corrosivos. El Artículo 10.8.2 del documento *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* contiene requisitos sobre vainas para tendones de pretensado.

Las vainas de polietileno no se deben utilizar con radios menores de 9000 mm debido a su menor resistencia a la abrasión cuando se enhebran y tesan los tendones.

Si sólo se ha de permitir un tipo de vaina, la documentación técnica debería indicar el tipo específico de material a utilizar para las mismas.

### C5.4.6.2

Generalmente los contratistas colocan los tendones por el método de enhebrado cuando los tendones tienen más de 120.000 mm de longitud.

### 5.4.6.3 Vainas en Bloques Desviadores

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 3 mm.

## 5.5 ESTADOS LÍMITES

### 5.5.1 Requisitos Generales

Los componentes estructurales se deberán dimensionar de manera que satisfagan los requisitos en todos los estados límites de servicio, fatiga, resistencia y eventos extremos que correspondan.

Los componentes estructurales de hormigón pretensado y parcialmente pretensado se deberán investigar para determinar las tensiones y deformaciones correspondientes a cada etapa que pudiera resultar crítica durante la construcción, tesado, manipuleo, transporte y montaje, así como durante la vida de servicio de la estructura de la cual forman parte.

Se deberán considerar las concentraciones de tensiones provocadas por el pretensado y otras cargas y las restricciones o deformaciones impuestas.

### 5.5.2 Estado Límite de Servicio

Las acciones a considerar en el estado límite de servicio serán fisuración, deformaciones y tensiones del hormigón, según se especifica en los Artículos 5.7.3.4, 5.7.3.6 y 5.9.4, respectivamente.

La tensión de fisuración se deberá tomar como el módulo de rotura especificado en el Artículo 5.4.2.6.

### 5.5.3 Estado Límite de Fatiga

#### 5.5.3.1 Requisitos Generales

No es necesario investigar la fatiga para losas de tablero de hormigón en aplicaciones multiviga.

En las regiones de los elementos de hormigón pretensado y parcialmente pretensado que resultan comprimidas bajo la acción de la carga permanente y tensión de pretensado, sólo se deberá considerar la fatiga si esta tensión de compresión es menor que dos veces la máxima tensión de tracción debida a la sobrecarga resultante de la combinación de cargas correspondiente a fatiga especificada en la Tabla 3.4.1-1 en combinación con los requisitos del Artículo 3.6.1.4.

#### C5.5.3.1

Las tensiones medidas en losas de tablero de hormigón de puentes en servicio están muy por debajo de la vida de fatiga infinita, probablemente debido a la acción de arco interna; ver el Artículo C9.7.2.

Para determinar la necesidad de investigar la fatiga, la Tabla 3.4.1-1 especifica un factor de carga de 0,75 para la sollicitación por sobrecarga resultante del camión de fatiga. El factor 2,0 especificado en este artículo se aplica a la sobrecarga mayorada para un total de 1,50 veces la sollicitación no mayorada debida al camión de fatiga.



No es necesario verificar la fatiga de las armaduras en los componentes totalmente pretensados diseñados de manera que en Estado Límite de Servicio III la tensión en la fibra extrema traccionada esté dentro del límite de tensión de tracción especificado en el Artículo 5.9.4.2.2b.

Si se requiere considerar la fatiga, el rango de tensión se deberá determinar utilizando la combinación de cargas correspondiente a fatiga según lo especificado en la Tabla 3.4.1-1.

Las propiedades seccionales a utilizar en los estudios de fatiga se deberán basar en secciones fisuradas si la sumatoria de las tensiones, debidas a las cargas permanentes no mayoradas y tensiones de pretensado, más 1,5 veces la carga de fatiga da por resultado una tensión de tracción y es mayor que  $0,25 \sqrt{f'_c}$ .

### 5.5.3.2 Barras de Armadura

El rango de tensión en las armaduras rectas que resulta de la combinación de cargas correspondiente a fatiga, especificada en la Tabla 3.4.1-1, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$f_f \leq 145 - 0,33 f_{min} + 55 \left( \frac{r}{h} \right) \quad (5.5.3.2-1)$$

donde:

$f_f$  = rango de tensión (MPa)

$f_{min}$  = mínima tensión por sobrecarga resultante de la combinación de cargas correspondiente a fatiga especificada en la Tabla 3.4.1-1, combinada con la tensión más severa debida ya sea a las cargas permanentes o a las cargas permanentes más las cargas externas inducidas por contracción y fluencia lenta; la tracción se considera positiva, la compresión negativa (MPa)

$r/h$  = relación entre el radio de base y la altura de las deformaciones transversales; si se desconoce el valor real se puede utilizar  $r/h = 0,3$

El factor de carga para estado límite de fatiga, los factores de distribución para vigas y el incremento por sobrecarga dinámica hacen que la tensión en estado límite de fatiga sea considerablemente menor que el correspondiente valor determinado a partir del Estado Límite de Servicio III. En el caso de los componentes de hormigón totalmente pretensados, la tensión neta en el hormigón es en general significativamente menor que el límite de tensión de tracción del hormigón especificado en la Tabla 5.9.4.2.2-1. Por lo tanto, las tensiones flexionales calculadas se reducen significativamente. Para esta situación, el rango de tensión calculado para el acero, que es igual a la relación de módulos por el rango de tensión del hormigón, es casi siempre menor que el límite del rango de tensión de fatiga del acero especificado en el Artículo 5.5.3.3.

### C5.5.3.2

Se debe evitar doblar las armaduras primarias en regiones en las cuales el rango de tensión es elevado.

### 5.5.3.3 Tendones de Pretensado

El rango de tensión en los tendones de pretensado no deberá ser mayor que:

- 125 MPa para radios de curvatura mayores que 9000 mm, y
- 70 MPa para radios de curvatura menores o iguales que 3600 mm.

Para radios comprendidos entre 3600 y 9000 mm estará permitido interpolar linealmente.

### 5.5.3.4 Empalmes Mecánicos o Soldados en las Armaduras

Para las conexiones soldadas o mecánicas sujetas a cargas repetitivas, el rango de tensión,  $f_f$ , no deberá ser mayor que la resistencia nominal a la fatiga indicada en la Tabla 1.

**Tabla 5.5.3.4-1 – Resistencia nominal a la fatiga de un empalme**

Tipo de empalme	$f_f$ para más de 1.000.000 de ciclos
Camisa llenada con mortero, con o sin barra recubierta de epoxi	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 recaladas; 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	84 MPa
Todos los demás tipos de empalmes	28 MPa

Si el número total de ciclos de carga,  $N_{cyc}$ , es menor que 1 millón,  $f_f$  se puede aumentar en  $168 (6 - \log N_{cyc})$  en MPa hasta un total no mayor que el valor de  $f_f$  dado por la Ecuación 5.5.3.2-1 del Artículo 5.5.3.2. Se pueden utilizar valores de  $f_f$  mayores, hasta el valor dado por la Ecuación 5.5.3.2-1, si se los justifica mediante datos de ensayos de fatiga realizados sobre empalmes iguales a los que se pondrán en servicio.

### C5.5.3.3

Si el radio de curvatura es menor que el indicado, o si es posible que sea necesario considerar el desgaste de los metales provocado por el rozamiento de los tendones contra los retenes, será necesario consultar la literatura para obtener presentaciones más completas que permitan considerar la mayor tensión por flexión en el caso de fuerte curvatura, o desgaste, en el desarrollo de rangos de tensión de fatiga admisibles. En las vigas pretensadas convencionales el desgaste normalmente no constituye un problema.

### C5.5.3.4

Los datos de ensayo disponibles sobre ensayos estáticos y de fatiga indican que cualquier empalme que desarrolla 125 por ciento de la tensión de fluencia de la barra soportará un millón de ciclos de un rango de tensión de amplitud constante de 28 MPa. Este límite inferior corresponde al límite inferior para los datos sobre fatiga de empalmes obtenidos en el Proyecto NCHRP 10-35, y concuerda bastante con el límite de 32 MPa correspondiente a Categoría E de los requisitos para fatiga de soldaduras en acero estructural. En general, los requisitos de resistencia de los Artículos 5.11.5.2.2 y 5.11.5.2.3 también aseguran que un empalme soldado o conector mecánico satisfará ciertos requisitos mínimos de fabricación e instalación, tales como soldaduras inalterables y tolerancias adecuadas para las dimensiones. El comportamiento de fatiga de los empalmes que no cumplen estos requisitos de fabricación e instalación puede no ser satisfactorio. Además, los empalmes diseñados para los requisitos de fuerza inferiores del Artículo 5.11.5.3.2 pueden no tener el mismo comportamiento de fatiga que aquellos empalmes diseñados para el requisito de fuerza mayor. En consecuencia, el requisito de resistencia mínimo indirectamente considera un comportamiento de fatiga mínimo.

El Proyecto NCHRP 10-35 halló que el comportamiento de fatiga de los diferentes tipos de soldaduras y conexiones es ampliamente variable. Sin embargo, todos los tipos de empalmes parecen exhibir un límite de fatiga de amplitud constante para más de aproximadamente un millón de ciclos de carga repetitiva. Los rangos de tensión para más de un millón de ciclos de carga indicados en la tabla del Artículo 5.5.3.4 se basan en límites de tolerancia estadísticos para datos de ensayos escalonados de amplitud constante, de manera que hay un nivel de confianza del 95 por ciento de que el 95 por

ciento de los datos serán mayores que los valores dados para 5 millones de ciclos de carga. Por lo tanto, estos valores se pueden considerar como un límite de fatiga por debajo del cual no es probable que existan daños durante el periodo de diseño de la estructura. Esta es la misma base utilizada para establecer los requisitos de diseño para fatiga de barras de armadura no empalmadas indicados en el Artículo 5.5.3.2, los cuales se basan en ensayos de fatiga presentados en el Informe NCHRP 164, *Fatigue Strength of High-Yield Reinforcing Bars*.

5.5.4 Estado Límite de Resistencia

5.5.4.1 Requisitos Generales

En el estado límite de resistencia se deberán considerar la resistencia y la estabilidad.

La resistencia de diseño será el producto de la resistencia nominal determinada de acuerdo con los requisitos aplicables de los Artículos 5.6, 5.7, 5.8, 5.9, 5.10, 5.13 y 5.14, a menos que específicamente se identifique un estado límite diferente, por el factor de resistencia según lo especificado en el Artículo 5.5.4.2.

5.5.4.2 Factores de Resistencia

5.5.4.2.1 Construcción Convencional

El factor de resistencia  $\phi$  se deberá tomar como:

- Para flexión y tracción del hormigón armado..... 0,90
- Para flexión y tracción del hormigón pretensado..... 1,00
- Para corte y torsión:
  - hormigón de densidad normal ..... 0,90
  - hormigón de baja densidad ..... 0,70
- Para compresión axial con espirales o zunchos:
  - a excepción de lo especificado en el Artículo 5.10.11.4.1b para Zonas Sísmicas 3 y 4 en el estado límite correspondiente a evento extremo ..... 0,75
- Para apoyo sobre hormigón.....0,70
- Para compresión en modelos de bielas y tirantes..... 0,70
- Para compresión en zonas de anclaje:
  - hormigón de densidad normal ..... 0,80

C5.5.4.1

En el Artículo 12.5.5 se especifican factores de resistencia adicionales para tuberías y estructuras enterradas tipo cajón de hormigón.

C5.5.4.2.1

El factor  $\phi = 0,80$  indicado para el hormigón de

- hormigón de baja densidad..... 0,65
- Para tracción en el acero en las zonas de anclaje..... 1,00
- Para resistencia durante el hincado de pilotes..... 1,00

Para los elementos comprimidos con flexión, el valor de  $\phi$  se puede incrementar linealmente hasta llegar al valor correspondiente a flexión a medida que la resistencia a la carga axial de diseño,  $\phi P_n$ , disminuye desde  $0,10 f'_c A_g$  hasta 0,0.

Para los componentes parcialmente pretensados en flexión con o sin tracción, los valores de  $\phi$  se pueden tomar como:

$$\phi = 0,90 + 0,10 (PPR) \quad (5.5.4.2.1-1)$$

donde:

$$PPR = \frac{A_{ps} f_{py}}{A_{ps} f_{py} + A_s f_y} \quad (5.5.4.2.1-2)$$

y donde:

$PPR$  = relación de pretensado parcial

$A_s$  = área de la armadura de tracción no pretensada ( $\text{mm}^2$ )

$A_{ps}$  = área del acero de pretensado ( $\text{mm}^2$ )

$f_y$  = tensión de fluencia especificada del acero de pretensado (MPa)

No se deberán aplicar factores de resistencia a las longitudes de anclaje y empalme de las armaduras como se especifica en el Artículo 5.11.

#### 5.5.4.2.2 Construcción por Segmentos

Los factores de resistencia para el estado límite de resistencia se deberán tomar como se especifica en la Tabla 1 para las condiciones indicadas en la misma, y de acuerdo con el Artículo 5.5.4.2.1 para las condiciones no cubiertas por dicha tabla.

Al seleccionar los factores de resistencia para flexión,  $\phi_f$ , y para corte y torsión,  $\phi_v$ , se deberá considerar el grado de adherencia del sistema de postesado. Para que un tendón se considere totalmente adherente en una sección, éste debería estar totalmente anclado en dicha sección para una longitud de anclaje no menor que la requerida por el Artículo 5.11.4.

densidad normal refleja la importancia de la zona de anclaje, la naturaleza frágil del modo de falla en compresión de las bielas en la zona de anclaje, y la dispersión relativamente importante de los resultados obtenidos en estudios experimentales. El factor  $\phi = 0,65$  indicado para el hormigón de baja densidad refleja su habitual menor resistencia a la tracción y se basa en los multiplicadores utilizados en ACI 318-89, Sección 11.2.1.2.

Breen et al. (1994) tratan el diseño de los anclajes intermedios, anclajes, diafragmas y anclajes en múltiples losas.

#### C5.5.4.2.2

Ensayos realizados sobre un modelo a gran escala de un puente continuo de vigas cajón de dos células de tres tramos construido utilizando segmentos prefabricados con tendones internos totalmente adherentes y uniones de resina epoxi indicaron que la fisuración se distribuye bien en toda la longitud de los segmentos. Ninguna de las uniones de resina epoxi se abrieron en el momento de falla, y la curva carga-deformación fue idéntica a la calculada para un modelo monolítico. En el momento de la falla la resistencia última total de los tendones estaba desarrollada. El modelo poseía un importante grado de

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 hormigonados in situ o bien en uniones coladas en forma coincidente y con recubrimiento epoxi.

ductilidad y la deformación calculada estaba totalmente desarrollada en el momento de la falla. La concentración de la fisuración por flexión en las uniones y la falla definitiva sobrevinieron cuando una unión central se abrió de manera considerable y se produjo aplastamiento en la parte superior de la misma. El máximo  $\phi = 0,95$  se seleccionó en base a estos limitados datos de ensayo.

**Tabla 5.5.4.2.2-1 – Factor de resistencia para las uniones en las construcciones por segmentos**

	Flexión $\phi_f$	Corte $\phi_v$
Hormigón de densidad normal		
Tendones totalmente adherentes:	0,95	0,90
Tendones no adherentes o parcialmente adherentes:	0,90	0,85
Hormigón de Agregados Livianos y Arena		
Tendones totalmente adherentes:	0,90	0,70
Tendones no adherentes o parcialmente adherentes:	0,85	0,65

*5.5.4.2.3 Requisitos Especiales para Zonas Sísmicas 3 y 4*

Para las columnas ubicadas en Zonas Sísmicas 3 y 4 se deberá tomar un factor de resistencia reducido como se especifica en el Artículo 5.10.11.4.1b.

**5.5.4.3 Estabilidad**

La estructura en su conjunto y sus componentes se deberán diseñar para resistir deslizamiento, vuelco, levantamiento y pandeo. En el análisis y diseño se deberán considerar los efectos de la excentricidad de las cargas.

Se deberá investigar el pandeo de los elementos prefabricados durante su manipuleo, transporte y montaje.

**5.5.5 Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo**

La estructura en su conjunto y sus componentes se deberán dimensionar para resistir el colapso provocado por

eventos extremos, especificados en la Tabla 3.4.1-1, según corresponda de acuerdo con su ubicación y uso.

## 5.6 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

### 5.6.1 Requisitos Generales

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 3.

Como se especifica en la Sección 4, en el análisis se deberá mantener el equilibrio y la compatibilidad de las deformaciones.

### 5.6.2 Efectos de las Deformaciones Impuestas

Se deberán investigar los efectos de las deformaciones impuestas debido a la contracción, cambios de temperatura, fluencia lenta, pretensado y movimiento de los apoyos.

### 5.6.3 Modelo de Bielas y Tirantes

#### 5.6.3.1 Requisitos Generales

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 5.6.3.2 a 5.6.3.6.

#### C5.6.1

Este artículo refleja las normas *AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges*, *AASHTO Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges* (1989) y *Ontario Highway Bridge Design Code* (1991).

#### C5.6.2

Para los tipos de estructuras habituales, la experiencia parece indicar que no es necesario evaluar la redistribución de las solicitaciones provocada por la fluencia lenta y la contracción.

#### C5.6.3.1

Si debido a la distribución no lineal de las deformaciones no es posible aplicar los métodos convencionales basados en la resistencia de los materiales, los modelos de bielas y tirantes pueden ser una herramienta conveniente para aproximar los recorridos de las cargas y solicitaciones en la estructura. De hecho, se pueden visualizar los recorridos de las cargas y seleccionar las geometrías necesarias para implementarlos.

Los modelos de bielas y tirantes son una adición reciente en estas Especificaciones. Los trabajos de Schlaich et al. (1987) y Collins y Mitchell (1991) contienen información más detallada sobre este método.

El diseño tradicional sección por sección se basa en la hipótesis de que la armadura requerida en una sección determinada depende exclusivamente de los valores independientes de las solicitaciones mayoradas en dicha sección,  $V_u$ ,  $M_u$  y  $T_u$ , y no considera la interacción mecánica entre estas solicitaciones como lo hacen los modelos de bielas y tirantes. Otra hipótesis del método tradicional es que la distribución del corte permanece uniforme y que las deformaciones longitudinales varían linealmente en la altura de la viga.

Estas hipótesis no son válidas para elementos tales como la viga de gran altura ilustrada en la Figura C5.6.3.2-1. Las tensiones de corte en una sección inmediatamente a la derecha de un apoyo estarán concentradas cerca de la

cara inferior. El comportamiento de un componente como esta viga se puede predecir con mayor precisión si se estudia el flujo de fuerzas a través de la totalidad de la estructura. En vez de determinar  $V_u$  y  $M_u$  en diferentes secciones del tramo, se debería establecer el flujo de tensiones de compresión que va desde las cargas  $P$  hasta los apoyos y la fuerza de tracción requerida que se debe desarrollar entre los apoyos.

Para aplicaciones adicionales del modelo de bielas y tirantes ver los Artículos 5.10.9.4, 5.13.2.3 y 5.13.2.4.1.

### 5.6.3.2 Modelado de las Estructuras

La estructura y un componente o región de la misma se pueden modelar como un conjunto de tirantes de acero traccionados y bielas de hormigón 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:

$$P_r = \phi P_n \quad (5.6.3.2-1)$$

donde:

$P_n$  = resistencia nominal de la biela o tirante (N)

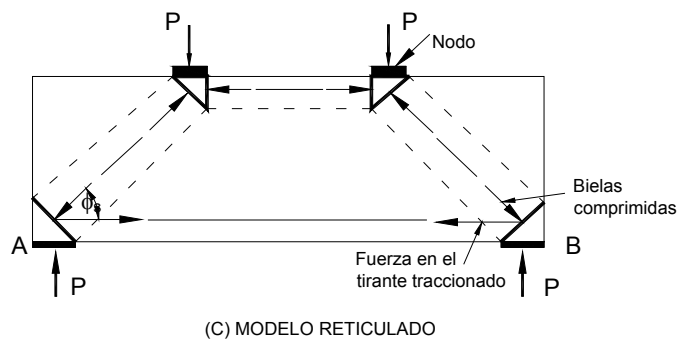
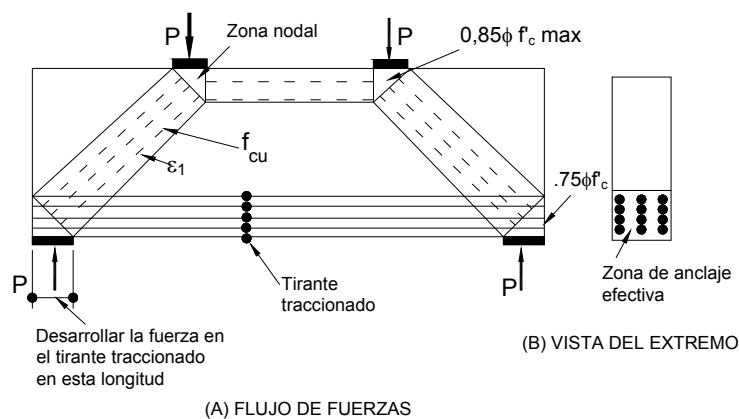
$\phi$  = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2 para tracción o compresión, según corresponda

### C5.6.3.2

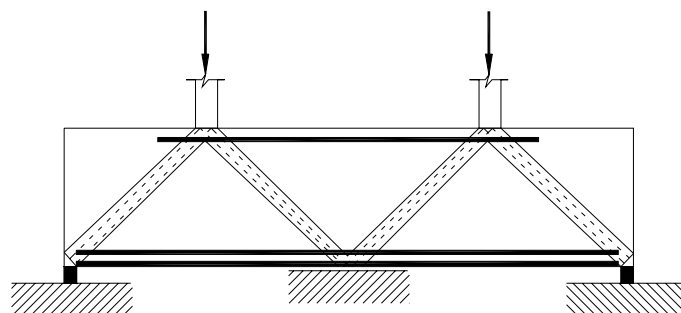
El hormigón armado fisurado soporta las cargas principalmente por medio de tensiones de compresión en el hormigón y tensiones de tracción en las armaduras. Una vez que se ha producido una fisuración considerable, las trayectorias de las tensiones principales de compresión tienden a ser rectas, y consecuentemente se pueden modelar como bielas rectas comprimidas. Para modelar la armadura principal se utilizan tirantes traccionados.

En las Figuras C1 y C2 se ilustra un modelo de bielas y tirantes. Las zonas del hormigón que soportan tensiones de compresión unidireccional elevadas se representan mediante bielas comprimidas. Las regiones del hormigón 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 continua de gran altura**

### 5.6.3.3 Dimensionamiento de las Bielas Comprimidas

#### 5.6.3.3.1 Resistencia de una Biela no Armada

La resistencia nominal de una biela comprimida no armada se deberá tomar como:

$$P_n = f_{cu} A_{cs} \quad (5.6.3.3.1-1)$$

donde:

$P_n$  = resistencia nominal de una biela comprimida (N)



$f_{cu}$  = tensión de compresión limitante según lo especificado en el Artículo 5.6.3.3.3 (MPa)

$A_{cs}$  = área efectiva de la sección transversal de una biela según lo especificado en el Artículo 5.6.3.3.2 ( $\text{mm}^2$ )

### 5.6.3.3.2 Área Efectiva de la Sección Transversal de una Biela

El valor de  $A_{cs}$  se deberá determinar considerando tanto la sección de hormigón disponible como las condiciones de anclaje en los extremos de la biela, tal como se ilustra en la Figura 1.

Si una biela está anclada mediante armadura, se puede considerar que el área efectiva de hormigón se extiende una distancia de hasta seis diámetros de barra a partir de la barra anclada, tal como se ilustra en la Figura 1(a).

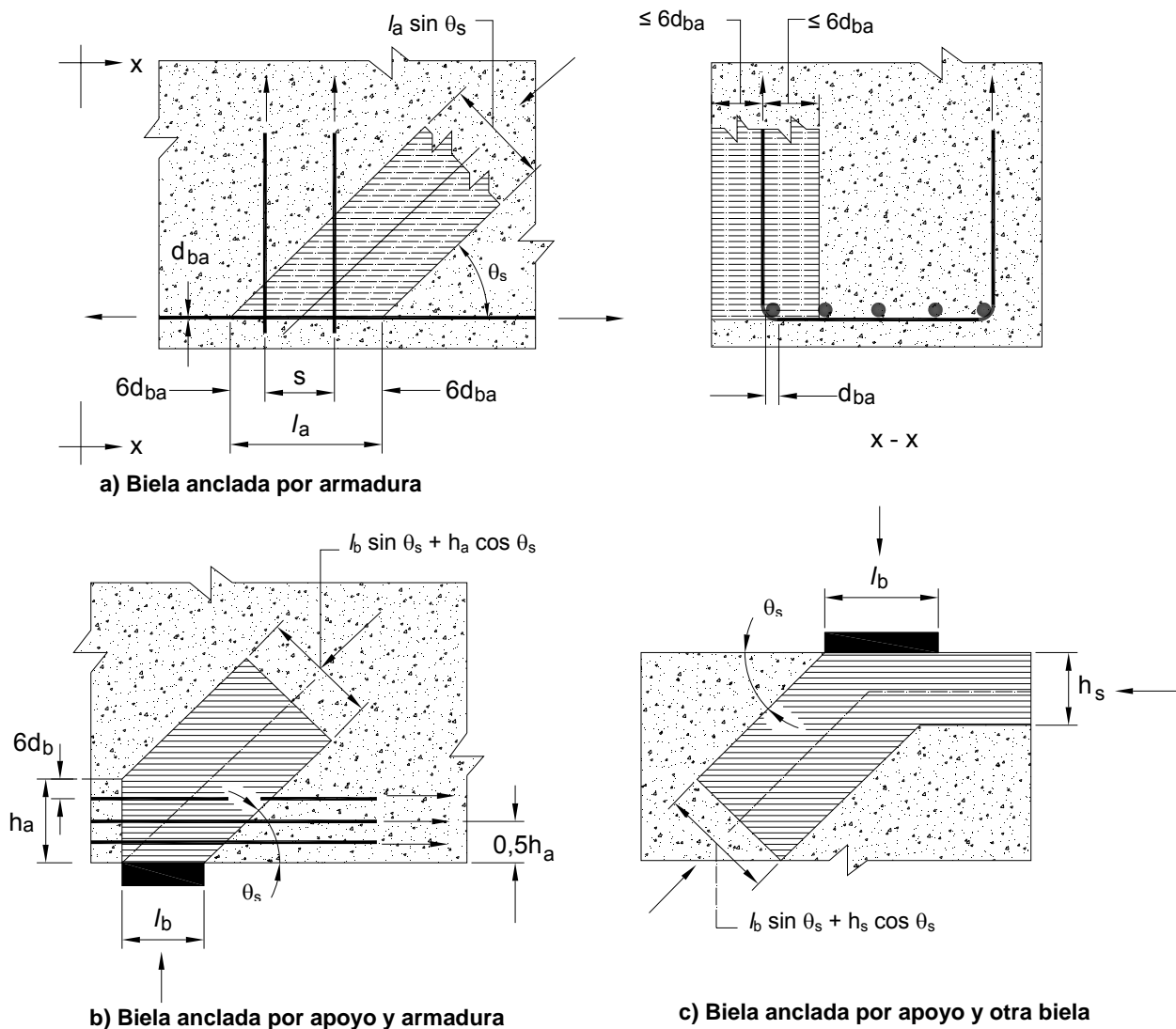


Figura 5.6.3.3.2-1 – Influencia de las condiciones de anclaje sobre el área efectiva de la sección transversal de una biela

### 5.6.3.3.3 Tensión de Compresión Limitante en una Biela

La tensión de compresión limitante,  $f_{cu}$ , se deberá tomar como:

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8 + 170\varepsilon_1} \leq 0,85 f'_c \quad (5.6.3.3.3-1)$$

siendo:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002) \cot^2 \alpha_s \quad (5.6.3.3.3-2)$$

donde:

$\alpha_s$  = menor ángulo entre la biela comprimida y los tirantes traccionados adyacentes (°)

$\varepsilon_s$  = deformación específica por tracción del hormigón en la dirección del tirante traccionado (mm/mm)

$f'_c$  = resistencia a la compresión especificada (MPa)

### 5.6.3.3.4 Biela Armada

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:

$$P_n = f_{cu} A_{cs} + f_y A_{ss} \quad (5.6.3.3.4-1)$$

donde:

$A_{ss}$  = área de la armadura en el tirante (mm<sup>2</sup>)

## 5.6.3.4 Dimensionamiento de los Tirantes Traccionados

### 5.6.3.4.1 Resistencia de un Tirante

La armadura de los tirantes traccionados se deberá

### C5.6.3.3.3

Si el hormigón no está sujeto a deformaciones específicas de tracción principales mayores que aproximadamente 0,002 podrá resistir una compresión de  $0,85f'_c$ . Este será el límite para las regiones de las bielas que no son atravesadas por tirantes traccionados ni están unidas a los mismos. Las barras de armadura de un tirante traccionado están adheridas al hormigón que las rodea. Si las barras de armadura han de entrar en fluencia por tracción, las deformaciones por tracción impuestas al hormigón serán considerables. A medida que estas deformaciones por tracción aumentan  $f_{cu}$  disminuye.

La expresión para calcular  $\varepsilon_1$  se basa en la hipótesis de que la deformación específica por compresión  $\varepsilon_2$  en la dirección de la biela es igual a 0,002 y que la deformación específica por tracción en la dirección del tirante traccionado es igual a  $\varepsilon_s$ . A medida que disminuye el ángulo entre la biela y el tirante,  $\varepsilon_1$  aumenta y por lo tanto disminuye  $f_{cu}$ . En el límite, no se permitirían tensiones de compresión en una biela que está superpuesta con un tirante traccionado, es decir  $\alpha_s = 0,0$ ; esta situación viola la condición de compatibilidad.

Para un tirante traccionado que consiste en barras de armadura,  $\varepsilon_s$  se puede tomar como la deformación específica por tracción debida a las cargas mayoradas en las barras de armadura. Para un tirante traccionado que consiste en acero de pretensado,  $\varepsilon_s$  se puede tomar como 0,0 hasta que se supera la tensión de precompresión del hormigón. Para tensiones mayores  $\varepsilon_s$  sería igual a  $(f_{ps} - f_{pe})/E_p$ .

Si la deformación  $\varepsilon_s$  es variable en el ancho de la biela se debe utilizar el valor correspondiente al eje de la biela.

### C5.6.3.4.1

La intención del segundo término de la expresión para

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 N se deberá tomar como:

$$P_n = f_y A_{st} + A_{ps} [f_{pe} + f_y] \quad (5.6.3.4.1-1)$$

donde:

$A_{ss}$  = área total de armadura longitudinal de acero no pretensado en el tirante ( $\text{mm}^2$ )

$A_{ps}$  = área de acero de pretensado ( $\text{mm}^2$ )

$f_y$  = tensión de fluencia de la armadura longitudinal de acero no pretensado (MPa)

$f_{pe}$  = tensión en el acero de pretensado debida al pretensado, luego de las pérdidas (MPa)

#### 5.6.3.4.2 Anclaje de un Tirante

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 anclaje de las armaduras especificados en el Artículo 5.11.

#### 5.6.3.5 Dimensionamiento de las Zonas Nodales

A menos que se provea armadura de confinamiento y su efecto se compruebe mediante análisis o ensayos, la tensión de compresión del hormigón 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:

$\phi$  = factor de resistencia para apoyo sobre hormigón como se especifica en el Artículo 5.5.4.2.

La armadura de los tirantes traccionados se deberá distribuir uniformemente en un área efectiva de hormigón

$P_n$  es asegurar que el acero de pretensado no llegue a su punto de fluencia, y por lo tanto en cierta medida limita la fisuración descontrolada. Sin embargo, reconoce que la tensión en los elementos de pretensado aumentará debido a la deformación que provocará la fisuración del hormigón. El aumento de tensión correspondiente a esta acción se limita arbitrariamente al mismo aumento de tensión que sufrirá el acero no pretensado. Si no hay acero no pretensado, para el segundo término de la expresión  $f_y$  se puede tomar como 420 MPa.

#### C5.6.3.5

Los límites establecidos para las tensiones de compresión del hormigón en las zonas nodales se relacionan con el grado de confinamiento que se anticipa proporcionará el hormigón en compresión.

Las tensiones en las zonas nodales se pueden reducir aumentando:

- El tamaño de las placas de apoyo,
- Las dimensiones de las bielas comprimidas, y
- Las dimensiones de los tirantes traccionados.

La reducción de los límites de tensión para nodos que anclan tirantes se basa en el efecto negativo de la deformación por tracción que provocan los tirantes. Si el tirante está formado por tendones de postesado y no es necesario que la tensión en el hormigón sea mayor que  $f_{pc}$ , no se requerirá deformación por tracción en la zona nodal. Para este caso el límite de  $0,85 \phi f'_c$  es adecuado.

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 5.6.3.4.1 y 5.6.3.4.2.

La tensión de apoyo en la región nodal producida por cargas concentradas o reacciones deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 5.7.5.

### 5.6.3.6 Armadura para Limitar la Fisuración

Las estructuras y componentes o regiones de las mismas, a excepción de las losas y zapatas, diseñadas de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.6.3 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 300 mm.

La relación entre el área de armadura y el área bruta de hormigón deberá ser mayor o igual que 0,003 en cada dirección.

La armadura para limitar la fisuración ubicada dentro de un tirante traccionado se puede considerar parte de la armadura del tirante traccionado.

## 5.7 DISEÑO PARA FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

### 5.7.1 Hipótesis para los Estados Límites de Servicio y Fatiga

En el diseño de componentes de hormigón armado, pretensado y parcialmente pretensado se pueden utilizar las siguientes hipótesis:

- El hormigón pretensado resiste tracción en las secciones que no están fisuradas, a excepción de lo especificado en el Artículo 5.7.6.
- Las deformaciones en el hormigón 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 no es menor que 6,0.
- Para las cargas permanentes y tensiones de

### C5.6.3.6

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 las tensiones internas.

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.

### C5.7.1

El pretensado se trata como parte de la resistencia, excepto en el caso de los anclajes y detalles similares, para los cuales el diseño depende totalmente de la fuerza en los tendones y el Artículo 3.4.3 especifica un factor de carga. Las reacciones externas provocadas por las solicitaciones inducidas por el pretensado normalmente se consideran del lado de la Ecuación 1.3.2.1-1 correspondiente a las cargas. Esto constituye una dicotomía en términos de la filosofía de diseño. En ausencia de información más precisa, en estas Especificaciones el factor de carga para estas solicitaciones inducidas se debería tomar como el correspondiente a las cargas permanentes.

Algunos ejemplos de componentes para los cuales la hipótesis de variación lineal de las deformaciones puede no ser aplicable incluyen los componentes de gran altura, tales como las vigas, ménsulas y cartelas de gran altura.

pretensado es aplicable una relación de módulos efectiva igual a  $2n$ .

## 5.7.2 Hipótesis para los Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo

### 5.7.2.1 Requisitos Generales

La resistencia mayorada de los elementos de hormigón se deberá basar en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones, los factores de resistencia especificados en el Artículo 5.5.4.2 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 del Artículo 5.13.2, y para otras regiones perturbadas.
- En los elementos con tendones de pretensado 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 hormigón y el efecto de las deflexiones sobre la geometría de los tendones.
- Si el hormigón no está confinado, la máxima deformación específica utilizable en la fibra extrema comprimida del hormigón es menor o igual que 0,003.
- Si el hormigón está confinado, se puede usar una deformación específica utilizable máxima mayor que 0,003 siempre que se la verifique.
- 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 hormigón.
- 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

### C5.7.2.1

Se aplica el primer párrafo de C5.7.1.

compatible con los resultados de ensayo.

- Se consideran el desarrollo de la armadura y los elementos de pretensado y la transferencia del pretensado.

En los elementos comprimidos de sección rectangular hueca se deberán investigar las limitaciones adicionales referidas a la máxima deformación extrema por compresión utilizable del hormigón como se especifica en el Artículo 5.7.4.7.

### 5.7.2.2 Distribución Rectangular de las Tensiones

La relación natural entre la tensión y la deformación del hormigón se puede considerar satisfecha por un diagrama 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  $\beta_1$  se deberá tomar como 0,85 para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa. Para resistencias mayores que 28 MPa, a  $\beta_1$  se le deberá aplicar una reducción de 0,05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que  $\beta_1$  no podrá ser menor que 0,65.

En las construcciones compuestas el factor  $\beta_1$  puede ser diferente para las resistencias del hormigón en el diagrama de compresión. En este caso los valores reales de  $\beta_1$  o alternativamente un valor promedio de  $\beta_1$  se pueden asumir de la siguiente manera:

$$\beta_{1prom} = \frac{\sum (f'_c A_{cc} \beta_1)}{\sum (f'_c A_{cc})} \quad (5.7.2.2-1)$$

donde:

$A_{cc}$  = área de un elemento de hormigón comprimido de la correspondiente resistencia

Para los elementos comprimidos de sección rectangular hueca se deberán investigar las limitaciones adicionales referidas a la aplicación del diagrama rectangular de tensiones como se especifica en el Artículo 5.7.4.7.

## 5.7.3 Elementos Solicitados a Flexión

### 5.7.3.1 Tensión en el Acero de Pretensado a la Resistencia Nominal a la Flexión

### C5.7.2.2

En la práctica, en lugar de utilizar una distribución más exacta se puede utilizar la distribución rectangular de tensiones de compresión definida en el presente artículo. Esta distribución rectangular no representa la distribución real de las tensiones en la zona comprimida en estado último, pero en muchos casos prácticos permite obtener esencialmente los mismos resultados que se obtienen en ensayos. Todas las ecuaciones de resistencia presentadas en el Artículo 5.7.3 se basan en el diagrama rectangular de tensiones.

El factor  $\beta_1$  se relaciona fundamentalmente con las secciones rectangulares. Sin embargo, experimentalmente se ha determinado que es una aproximación adecuada para secciones con alas en las cuales el eje neutro se encuentra en el alma.

Para los diseños compuestos el Ingeniero puede utilizar el  $\beta_1$  de la losa.

## 5.7.3.1.1 Elementos con Tendones Adherentes

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 5.7.2.2 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:

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (5.7.3.1.1-1)$$

siendo:

$$k = 2 \left( 1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (5.7.3.1.1-2)$$

para comportamiento de sección Te:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1-3)$$

para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1-4)$$

donde:

$A_{ps}$  = área del acero de pretensado ( $\text{mm}^2$ )

$f_{pu}$  = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (MPa)

$f_{py}$  = tensión de fluencia del acero de pretensado (MPa)

$A_s$  = área de la armadura de tracción de acero no pretensado ( $\text{mm}^2$ )

$A'_s$  = área de la armadura de compresión ( $\text{mm}^2$ )

$f_y$  = tensión de fluencia de la armadura de tracción (MPa)

$f'_y$  = tensión de fluencia de la armadura de compresión (MPa)

## C5.7.3.1.1

Las ecuaciones presentadas en este artículo y las ecuaciones subsiguientes para calcular la resistencia a la flexión se basan en la hipótesis de que la distribución del acero es tal que es razonable considerar que toda la armadura de tracción está concentrada en la ubicación definida por  $d_s$  y que todo el acero de pretensado se puede considerar concentrado en la ubicación definida por  $d_p$ . Por lo tanto, si hay una cantidad significativa de elementos de pretensado del lado del eje neutro correspondiente a compresión, sería mejor utilizar un método que se base en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones como se indica en el Artículo 5.7.2.1.

Los trabajos de Naaman (1985), Loov (1988), Naaman (1989) y (1990-1992) contienen información adicional sobre el desarrollo de las Ecuaciones 1 y 5.7.3.1.2-1.

En la Tabla C1 se definen los valores de  $f_{py}/f_{pu}$ . Se puede ver que los valores de  $k$  de la Ecuación 2 dependen exclusivamente del tipo de tendones utilizados.

**Tabla C5.7.3.1.1-1 – Valores de  $k$**

Tipo de tendón	$f_{py}/f_{pu}$	Valor de $k$
Cables de baja relajación	0,90	0,28
Cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia Tipo 1	0,85	0,38
Barras de alta resistencia Tipo 2	0,80	0,48

$b$  = ancho del ala comprimida (mm)

$b_w$  = ancho del alma (mm)

$h_f$  = altura del ala comprimida (mm)

$d_p$  = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado (mm)

$c$  = distancia entre el eje neutro y la cara comprimida (mm)

$\beta_1$  = factor para el diagrama de tensiones, especificado en el Artículo 5.7.2.2

Se deberá investigar el nivel de tensión en la armadura de compresión y, si la armadura de compresión no ha entrado en fluencia, en la Ecuación 3 en lugar de  $f_y$  se deberá utilizar la tensión real.

#### 5.7.3.1.2 Componentes con Tendones no Adherentes

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 5.7.4.5 para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el Artículo 5.7.2.2, la tensión media en el acero de pretensado no adherente se puede tomar como:

$$f_{ps} = f_{pe} + 6300 \left( \frac{d_p - c}{\ell_e} \right) \leq f_{py} \quad (5.7.3.1.2-1)$$

siendo:

$$\ell_e = \left( \frac{2\ell_i}{2 + N_s} \right) \quad (5.7.3.1.2-2)$$

para comportamiento de sección Te:

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85 f'_c \beta_1 b_w} \quad (5.7.3.1.2-3)$$

para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f'_c \beta_1 b} \quad (5.7.3.1.2-4)$$

donde:

#### C5.7.3.1.2

Se puede obtener una primera aproximación de la tensión media en el acero de pretensado no adherente de la siguiente manera:

$$f_{ps} = f_{pe} + 103 \text{ (MPa)} \quad (C5.7.3.1.2-1)$$

Para resolver para el valor de  $f_{ps}$  en la Ecuación 1 se requiere la ecuación de equilibrio de fuerzas en estado último. Por lo tanto, para llegar a una solución cerrada se deben resolver simultáneamente dos ecuaciones con dos incógnitas ( $f_{ps}$  y  $c$ ).



$c$  = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro asumiendo que el tendón de pretensado ha entrado en fluencia, dada por las Ecuaciones 3 y 4 para comportamiento de sección Te y sección rectangular, respectivamente (mm)

$\ell_e$  = longitud de tendón efectiva (mm)

$\ell_i$  = longitud de tendón entre anclajes (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 (MPa)

$f_{pe}$  = tensión efectiva en el acero de pretensado en la sección considerada luego de todas las pérdidas (MPa)

Se deberá investigar el nivel de tensión en la armadura de compresión y, si la armadura de compresión no ha entrado en fluencia, en la Ecuación 3 en lugar de  $f_y$  se deberá utilizar la tensión real.

### 5.7.3.2 Resistencia a la Flexión

#### 5.7.3.2.1 Resistencia a la Flexión Mayorada

La resistencia a la flexión mayorada  $M_r$  se deberá tomar como:

$$M_r = \phi M_n \quad (5.7.3.2.1-1)$$

donde:

$M_n$  = resistencia nominal (N·mm)

$\phi$  = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

#### 5.7.3.2.2 Secciones con Alas

Para las secciones con alas solicitadas a flexión respecto de un eje o a flexión biaxial con carga axial como se especifica en el Artículo 5.7.4.5 para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el Artículo 5.7.2.2 y los tendones son adherentes, y si la altura del ala comprimida es menor que  $c$ , según lo determinado de acuerdo con la Ecuación 5.7.3.1.1-3, la resistencia nominal a la flexión se puede tomar como:

#### C5.7.3.2.1

Para el diseño se puede utilizar el momento en la cara del apoyo. Si hay chaflanes o esquinas redondeadas que forman un ángulo de 45° o más respecto del eje de un elemento continuo o restringido y construidos de forma monolítica con el elemento y el apoyo, la cara del apoyo se debería considerar en una sección donde la altura combinada del elemento y el chaflán sea como mínimo 1,5 veces el espesor del elemento. Al determinar la resistencia nominal no se debería considerar que el chaflán aumenta la altura efectiva.

#### C5.7.3.2.2

Observar que el coeficiente  $\beta_1$  está incluido en el último término de la Ecuación 1 y en el numerador de la Ecuación 5.7.3.1.1-3, lo cual no ocurría en ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares. Se cree que la inclusión de  $\beta_1$  simplificará no sólo el caso de las secciones Te sino también el caso de las secciones de geometrías no habituales. El motivo de incluir  $\beta_1$  de este modo se debe fundamentalmente a una inconsistencia que ocurre cuando, suponiendo en primer término un comportamiento de

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left( d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left( \frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (5.7.3.2.2-1)$$

donde:

$A_{ps}$  = área del acero de pretensado ( $\text{mm}^2$ )

$f_{ps}$  = tensión media en el acero de pretensado a la resistencia nominal a la flexión especificada en la Ecuación 5.7.3.1.1-1 (MPa)

$d_p$  = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado (mm)

$A_s$  = área de la armadura de tracción no pretensada ( $\text{mm}^2$ )

$f_y$  = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

$d_s$  = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada (mm)

$A'_s$  = área de la armadura de compresión ( $\text{mm}^2$ )

$f'_y$  = tensión de fluencia especificada de la armadura de compresión (MPa)

$d'_s$  = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión (mm)

$f'_c$  = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

$b$  = ancho de la cara comprimida del elemento (mm)

$b_w$  = ancho de alma o diámetro de una sección circular (mm)

$\beta_1$  = factor para el diagrama de tensiones, especificado en el Artículo 5.7.2.2

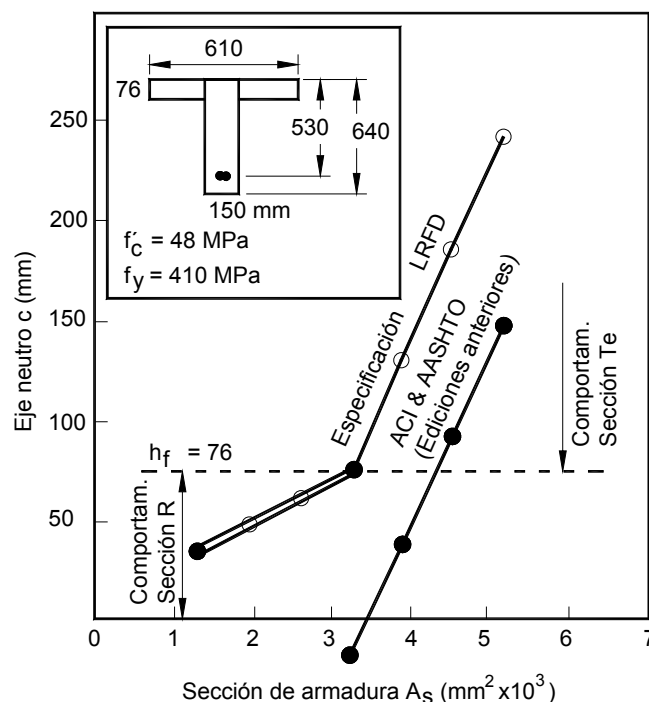
$h_f$  = altura del ala comprimida de un elemento de sección Te o doble Te (mm)

$a$  =  $c \beta_1$ ; altura del diagrama de tensiones equivalente (mm)

sección rectangular, se halla que  $c > h_f$  mientras  $a = \beta_1 c$  es  $< h_f$ . Si se recalcula el valor de  $c$  utilizando el enfoque de ACI es posible que se obtengan valores de  $c$  menores que  $h_f$  o incluso valores negativos. Esto se debe a que al calcular la resistencia nominal a la flexión el factor  $\beta_1$  se aplicaba sólo al alma de la Te y no a las porciones del ala que sobresalen del alma. En el Código de Construcción de ACI de 1983 se introdujo una corrección, y en el Código de 1989 se introdujo otra corrección que básicamente establecía que una vez identificado el comportamiento de sección Te el valor de  $c$  se debía tomar  $\geq$  que el espesor de ala  $h_f$  (Figura 1). Además, se asume que el comportamiento de sección Te comienza cuando la altura del diagrama rectangular de compresión  $a$  es mayor que  $h_f$ , y no cuando la profundidad del eje neutro  $c$  es mayor que  $h_f$  como sería en el caso de un análisis de compatibilidad. En el Apéndice B de Naaman (1992) el lector encontrará información adicional sobre este problema y una comparación entre el enfoque de ACI y este enfoque.

En realidad, incluir el factor  $\beta_1$  equivale a decir que la resultante de compresión del diagrama de tensiones es igual a la tensión media en estado último (es decir  $0,85 f'_c$ ) multiplicada por el área de un bloque equivalente igual al área comprimida por el factor  $\beta_1$ . Aunque la validez de este enfoque puede ser discutible, resulta extremadamente conveniente no sólo para secciones Te sino también para secciones circulares y anulares. Permite una transición suave entre el comportamiento de sección rectangular y de sección Te, y permite calcular adecuadamente la profundidad del eje neutro  $c$  en estado último, tal como se ilustra en la Figura C1. También simula el caso real de que el comportamiento de sección Te comienza cuando  $c$  es mayor que  $h_f$ , no cuando  $a$  es mayor que  $h_f$ .

Ninguno de los tratamientos dados a las secciones con alas afecta significativamente el valor de la resistencia nominal a la flexión, ya que esta resistencia es controlada fundamentalmente por el acero; sin embargo, cada uno afecta significativamente los requisitos que se basan en la relación  $c/d_e$ , tales como el límite de armadura máxima, la redistribución de momentos y los requisitos de ductilidad.



**Figura C5.7.3.2.2-1 – Comparación de los tratamientos dados a las secciones con alas**

#### 5.7.3.2.3 Secciones Rectangulares

Para las secciones rectangulares solicitadas a flexión respecto de un eje y para flexión biaxial con carga axial como se especifica en el Artículo 5.7.4.5 para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el Artículo 5.7.2.2, y si la altura del ala comprimida no es menor que  $c$  según lo determinado de acuerdo con la Ecuación 5.7.3.1.1-3, la resistencia nominal a la flexión  $M_n$  se puede determinar utilizando las Ecuaciones 5.7.3.1.1-1 a 5.7.3.2.2-1, en cuyo caso  $b_w$  se deberá tomar como  $b$ .

#### 5.7.3.2.4 Otras Secciones Transversales

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,  $M_n$ , se deberá determinar mediante un análisis basado en las hipótesis especificadas en el Artículo 5.7.2. También se aplicarán los requisitos del Artículo 5.7.3.3.

#### 5.7.3.2.5 Enfoque Basado en la Compatibilidad de las Deformaciones

Alternativamente, si se requieren cálculos más precisos, en lugar de la distribución rectangular de las tensiones

especificada en el Artículo 5.7.2.2 se podrá utilizar el enfoque basado en la compatibilidad de las deformaciones. Se deberán aplicar los demás requisitos aplicables del Artículo 5.7.2.1.

La tensión y la correspondiente deformación específica en cualquier capa de armadura considerada se puede tomar de cualquier expresión o gráfica representativa de la relación tensión deformación para armadura no pretensada y cables de pretensado.

### 5.7.3.3 Límites para las Armaduras

#### 5.7.3.3.1 Armadura Máxima

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42 \quad (5.7.3.3.1-1)$$

siendo:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (5.7.3.3.1-2)$$

donde:

$c$  = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm)

$d_e$  = altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

Si no se satisface la Ecuación 1, la sección se deberá considerar sobrearmada. En los elementos de hormigón pretensado y parcialmente pretensado se pueden utilizar secciones sobrearmadas, siempre que se demuestre mediante análisis y ensayos que con ellas se puede lograr ductilidad suficiente para la estructura. En los elementos de hormigón armado no están permitidas las secciones sobrearmadas. A los fines del presente requisito, un elemento se deberá considerar de hormigón armado si la relación de pretensado parcial (PPR) especificada en el Artículo 5.5.4.2.1 es menor que 50 por ciento.

#### C5.7.3.3.1

La definición de  $d_e$  se podría extender a sistemas multicapa, tales como columnas con diferentes capas de armadura de pretensado y/o barras de armadura.

Aunque generalmente se asume que el acero de las armaduras entra en fluencia en estado último, se desconoce la tensión  $f_{ps}$  en el acero de pretensado y se la debería determinar como se indica en el Artículo 5.7.3.1. En un diseño preliminar o conservador, el valor de  $f_{ps}$  utilizado en la Ecuación 2 se puede estimar suponiendo  $f_{ps} = f_{py}$ .

La resistencia nominal a la flexión de una sección sobrearmada con una PPR mayor que 50 por ciento se puede calcular utilizando las siguientes expresiones, las cuales estaban permitidas en ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares:

- Comportamiento de sección rectangular:

$$M_n = (0,36\beta_1 - 0,08\beta_1^2) f'_c b d_e^2 \quad (C5.7.3.3.1-1)$$

- Comportamiento de sección con alas:

$$M_n = (0,36\beta_1 - 0,08\beta_1^2) f'_c b_w d_e^2 + 0,85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f (d_e - 0,5 h_f) \quad (C5.7.3.3.1-2)$$

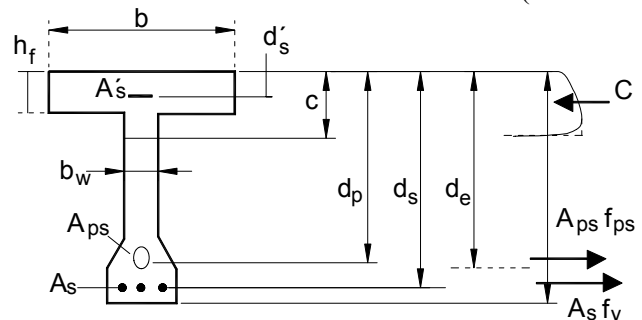


Figura C5.7.3.3.1-1 – Ilustración de la relación entre la armadura y diferentes valores de  $d$

## 5.7.3.3.2 Armadura Mínima

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 mayorada,  $M_r$ , como mínimo igual al menor valor entre:

- 1,2 veces el momento de fisuración,  $M_{cr}$ , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura,  $f_r$ , del hormigón como se especifica en el Artículo 5.4.2.6, donde  $M_{cr}$  se puede tomar de la siguiente manera:

$$M_{cr} = S_c (f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left( \frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \leq S_c f_r \quad (5.7.3.3.2-1)$$

donde:

$f_{cpe}$  = tensión de compresión en el hormigón 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 (MPa)

$M_{dnc}$  = momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (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 (mm<sup>3</sup>)

$S_{nc}$  = módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm<sup>3</sup>)

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  $S_c$ .

- 1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables especificados en la Tabla 3.4.1-1.

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.10.8

### 5.7.3.4 Limitación de la Fisuración mediante Distribución de la Armadura

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar a la armadura de todos los elementos de hormigón, excepto la de las losas de tablero diseñadas de acuerdo con el Artículo 9.7.2, en los cuales la tracción en la sección transversal es mayor que 80 por ciento del módulo de rotura especificado en el Artículo 5.4.2.6, para la combinación de cargas para estado límite de servicio aplicable especificada en la Tabla 3.4.1-1.

Los elementos se deberán dimensionar de manera que en estado límite de servicio la tensión de tracción en las armaduras de acero no pretensado no sea mayor que  $f_{sa}$ :

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6 f_y \quad (5.7.3.4-1)$$

donde:

$d_c$  = altura de hormigón medida desde la fibra extrema comprimida hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma; a los fines del cálculo, el espesor del recubrimiento libre utilizado para calcular  $d_c$  no se deberá tomar mayor que 50 mm

$A$  = área de hormigón que tiene el mismo baricentro que

### C5.7.3.4

Todos los elementos de hormigón armado están sujetos a fisuración bajo cualquier condición de cargas, incluyendo los efectos térmicos y la restricción de las deformaciones, que produzca en la sección bruta tensiones mayores que la tensión de fisuración del hormigón. Las ubicaciones particularmente vulnerables a la fisuración incluyen aquellas donde hay cambios bruscos en la geometría de la sección y las zonas de los anclajes de postesado intermedios.

Los requisitos aquí especificados se utilizan para distribuir la armadura de tracción con el objetivo de limitar la fisuración por flexión en las vigas.

Las estructuras sujetas a condiciones de exposición muy agresivas están fuera del alcance de estos requisitos. Para tales condiciones puede ser necesario limitar los anchos de fisura de manera más estricta. Se pueden lograr fisuras superficiales de menor ancho aplicando las recomendaciones incluidas en ACI 350 R.

Por naturaleza el ancho de fisura presenta gran dispersión, aún en trabajos de laboratorio realizados en condiciones controladas, y se ve afectado por la contracción y otros efectos dependientes del tiempo. Se deberían tomar medidas para detallar la armadura de manera de limitar la fisuración. Desde el punto de vista estético, se prefiere la presencia de muchas fisuras de poco ancho que unas pocas fisuras de gran abertura. El mejor control de la fisuración se logra cuando el acero de las armaduras está bien distribuido en la zona de hormigón sujeta a la máxima tracción. Disponiendo varias barras con una separación moderada se puede limitar mejor la fisuración que disponiendo una o dos barras de mayor diámetro y área equivalente.

Numerosas investigaciones realizadas en laboratorio con barras de armadura conformadas confirman que el ancho de fisura en el estado límite de servicio es proporcional a la tensión en el acero. Sin embargo, se halló que las variables fundamentales relacionadas con el detallado de las armaduras eran el espesor del recubrimiento de hormigón y el área de hormigón en la zona de máxima tracción alrededor de cada una de las barras de armadura.

Con la Ecuación 1 se espera obtener una distribución de las armaduras que limite la fisuración por flexión. La ecuación se ha escrito de una manera que enfatiza los detalles de las armaduras, no el ancho de fisura en sí.

El uso de un valor de 30.000 N/mm en el numerador de la Ecuación 1 corresponde a un ancho de fisura superficial límite de aproximadamente 0,40 mm.

La relación entre el ancho superficial de las fisuras y la corrosión no parece ser significativa. Colocando un

la armadura principal de tracción y limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres ( $\text{mm}^2$ ); a los fines del cálculo el espesor del recubrimiento libre de hormigón utilizado para calcular  $A$  no se deberá tomar mayor que 50 mm

$Z$  = parámetro relacionado con el ancho de fisura (N/mm)

A excepción de lo que se especifica a continuación para alcantarillas de sección rectangular de hormigón armado colado in situ, en la Ecuación 1 el parámetro  $Z$  deberá ser menor o igual que 30.000 N/mm para elementos en condiciones de exposición moderada, 23.000 N/mm para elementos en condiciones de exposición severa, ó 17.500 N/mm para estructuras enterradas. El valor de  $Z$  deberá ser menor o igual que 23.000 N/mm para el diseño transversal de las vigas cajón de hormigón por segmentos para cualquier carga aplicada antes que el hormigón alcance la totalidad de su resistencia nominal.

Para las alcantarillas de sección rectangular de hormigón armado coladas in situ, en la Ecuación 1 el valor de  $Z$  no deberá satisfacer la siguiente condición:

$$Z \leq \frac{27.000}{\beta} \quad (5.7.3.4-2)$$

siendo:

$$\beta = \left( 1 + \frac{d_c}{0,7d} \right) \quad (5.7.3.4-3)$$

donde:

$d$  = distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción (mm)

En el cálculo de  $A$  se puede incluir el acero de pretensado adherente, en cuyo caso el aumento de tensión en el acero de pretensado adherente más allá del estado de descompresión calculado en base a una sección fisurada o análisis de compatibilidad de deformaciones deberá satisfacer el valor de  $f_{sa}$  determinado mediante la Ecuación 1.

Si en el estado límite de servicio las alas de las vigas Te o vigas cajón de hormigón armado están traccionadas, la armadura de tracción por flexión se deberá distribuir en una distancia igual al menor de los siguientes valores:

- El ancho de ala efectivo, especificado en el Artículo

recubrimiento adicional o de mayor espesor sobre las armaduras se obtendrán fisuras de mayor ancho superficial. Estas fisuras más abiertas no perjudican la protección contra la corrosión de las armaduras. Al aplicar la Ecuación 1, si el recubrimiento libre real es menor o igual que 50 mm, se debería utilizar el recubrimiento libre real. Si el recubrimiento libre real es mayor que 50 mm, en la Ecuación 1 se debería utilizar un valor de 50 mm. Cualquier recubrimiento adicional se puede considerar como un aumento de la protección.

Si los elementos están expuestos a ambientes agresivos o corrosivos, se puede proveer protección adicional más allá de la requerida por la Ecuación 1 disminuyendo la permeabilidad del hormigón y/o impermeabilizando las superficies expuestas.

En las vigas cajón de hormigón por segmentos, las fisuras pueden ser el resultado de tensiones provocadas por el manipuleo o almacenamiento de los segmentos prefabricados o por las operaciones de encofrado y desencofrado de los segmentos colados in situ antes que el hormigón alcance la  $f'_c$  nominal.

El desarrollo básico del parámetro relacionado con la limitación de la fisuración,  $Z$ , incluye la hipótesis de que una relación típica entre la distancia entre el eje neutro y la ubicación de la fisura en la superficie del hormigón dividida por la distancia entre el eje neutro y el baricentro de la armadura de tracción,  $\beta$ , es de 1,2. Este valor es típico para las vigas de hormigón armado. Sin embargo, las alcantarillas rectangulares de hormigón armado coladas in situ pueden tener un rango de relaciones  $\beta$  comprendido entre alrededor de 1,1 si las losas son gruesas y alrededor de 1,6 si las losas son delgadas. Por lo tanto, para típicas las alcantarillas de sección rectangular, la variación de la relación  $\beta$  es mayor que el rango de valores de  $\beta$  correspondiente a las típicas vigas de hormigón armado. La Ecuación 2 fue desarrollada de manera de tomar en cuenta la variación de  $\beta$  en el caso de las alcantarillas de hormigón armado de sección rectangular.

En las vigas Te la armadura negativa para limitar la fisuración se debería distribuir tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- Una gran separación de la armadura en todo el ancho de ala efectivo puede provocar la formación de

## 4.6.2.6, o

- Un ancho igual a 1/10 del promedio de los tramos adyacentes entre apoyos.

Si el ancho de ala efectivo es mayor que 1/10 de la longitud del tramo, en las porciones exteriores del ala se deberá disponer armadura longitudinal adicional con un área no menor que 0,4 por ciento del área de losa en exceso.

Si la profundidad efectiva,  $d_e$ , de un elemento de hormigón no pretensado o parcialmente pretensado es mayor que 900 mm, se deberá distribuir uniformemente armadura superficial en ambas caras del elemento en una distancia  $d/2$  más próxima de la armadura de tracción por flexión. En cada cara lateral el área de armadura superficial  $A_{sk}$ , en  $\text{mm}^2/\text{mm}$  de altura, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_{sk} \geq 0,001 (d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200} \quad (5.7.3.4-4)$$

donde:

$A_{ps}$  = área del acero de pretensado ( $\text{mm}^2$ )

$A_s$  = área de la armadura de tracción ( $\text{mm}^2$ )

Sin embargo, no es necesario que el área total de armadura superficial longitudinal (por cara) sea mayor que un cuarto de la armadura de tracción por flexión requerida  $A_s + A_{ps}$ .

La máxima separación de la armadura superficial no deberá ser mayor que  $d/6$  ó 300 mm.

Esta armadura se puede incluir en los cálculos de resistencia si se realiza un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar las tensiones en las barras o alambres individuales.

### 5.7.3.5 Redistribución de Momentos

En lugar de un análisis más refinado, si en los apoyos internos de una viga continua de hormigón armado se dispone armadura adherente que satisface los requisitos del Artículo 5.11 y si la relación  $c/d_e$  es menor o igual que 0,28, los momentos negativos determinados aplicando la teoría de la elasticidad en los estados límites de resistencia se pueden incrementar o disminuir en no más del siguiente porcentaje:

$$20 \left( 1 - 2,36 \frac{c}{d_e} \right) \quad (5.7.3.5-1)$$

algunas fisuras de gran abertura en la losa, cerca del alma.

- Una pequeña separación cerca del alma deja desprotegidas a las regiones exteriores del alma.

La limitación de 1/10 de la longitud del tramo es para impedir que las barras estén excesivamente separadas, mientras que la armadura adicional se incluye para proteger las porciones exteriores del ala.

Los requisitos sobre armadura superficial se basan en ACI 318. En los elementos flexionados relativamente altos, para limitar la fisuración del alma se debería colocar algo de armadura cerca de las caras verticales en la zona traccionada. Sin este acero adicional es posible que el ancho de las fisuras en el alma sea mucho mayor que el ancho de las fisuras al nivel de la armadura de tracción por flexión.



Para mantener el equilibrio de cargas y solicitaciones se deberán ajustar los momentos positivos para tomar en cuenta los cambios en los momentos negativos.

### 5.7.3.6 Deformaciones

#### 5.7.3.6.1 Requisitos Generales

Se deberán considerar los requisitos del Artículo 2.5.2.6.

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.

#### 5.7.3.6.2 Flechas y Contraflechas

En el cálculo de flechas y contraflechas se deberán considerar la carga permanente, sobrecarga, pretensado, cargas de montaje, fluencia lenta y contracción del hormigón, y relajación del acero.

Para determinar las flechas y contraflechas se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 4.5.2.1, 4.5.2.2 y 5.9.5.5.

En ausencia de un análisis más exhaustivo, las flechas o deformaciones instantáneas se podrán calcular utilizando el módulo de elasticidad del hormigón especificado en el Artículo 5.4.2.4 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 1:

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (5.7.3.6.2-1)$$

siendo:

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t} \quad (5.7.3.6.2-2)$$

donde:

$M_{cr}$  = momento de fisuración (N·mm)

$f_r$  = módulo de rotura del hormigón como se especifica en el Artículo 5.4.2.6 (MPa)

$y_t$  = distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada (mm)

#### C5.7.3.6.1

Para determinar con mayor precisión las flechas a largo plazo, se deberían utilizar los coeficientes de fluencia lenta y contracción citados en el Artículo 5.4.2.3. Estos coeficientes incluyen los efectos de las características de los agregados, la humedad en el sitio de emplazamiento, el espesor relativo del elemento, la madurez en el momento de aplicación de las cargas, y la duración de las cargas.

#### C5.7.3.6.2

Para estructuras tales como los puentes de hormigón contruidos por segmentos, el cálculo de las contraflechas se debería basar en el módulo de elasticidad y la madurez del hormigón en el momento que se agrega o retira cada incremento de carga, como se especifica en los Artículo 5.4.2.3 y 5.14.2.3.6.

$M_a$  = máximo momento en un elemento en la etapa para la cual se calcula la deformación (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 (mm<sup>2</sup>)

$A_s$  = área de la armadura de tracción no pretensada (mm<sup>2</sup>)

Para los puentes contruidos 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.

#### 5.7.3.6.3 Deformación Axial

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 3.12.2, 3.12.3 y 5.4.2.2.

El acortamiento a largo plazo provocado por la fluencia lenta y la contracción se deberá determinar como se especifica en el Artículo 5.4.2.3.

### 5.7.4 Elementos Comprimidos

#### 5.7.4.1 Requisitos Generales

A menos que se permita lo contrario, los elementos comprimidos se deberán analizar considerando los efectos

En el hormigón pretensado, la flecha a largo plazo generalmente se basa en datos específicos de cada mezcla, posiblemente en combinación con los procedimientos de cálculo del Artículo 5.4.2.3. Para calcular las flechas también se pueden utilizar otros métodos que consideren los diferentes tipos de cargas y las secciones a las cuales son aplicadas, tales como el método indicado en PCI, 1992.

#### C5.7.4.1

Generalmente los elementos comprimidos sólo se pretensan si están sometidos a elevados niveles de flexión.

de:

- La excentricidad,
- Las cargas axiales,
- Los momentos de inercia variables,
- El grado de fijación de los extremos,
- Las flechas,
- La duración de las cargas, y
- El pretensado.

En vez aplicar un procedimiento refinado, las columnas no pretensadas cuya relación de esbeltez  $K\ell_u/r$  es  $< 100$  se pueden diseñar aplicando el procedimiento simplificado especificado en el Artículo 5.7.4.3.

donde:

$K$  = factor de longitud efectiva especificado en el Artículo 4.6.2.5

$\ell_u$  = longitud no arriostrada (mm)

$r$  = radio de giro (mm)

Para las estructuras ubicadas en Zonas Sísmicas 2, 3 y 4, los requisitos del presente artículo se deberán suplementar y modificar como se especifica en el Artículo 5.10.11.

Se deberán tomar recaudos para transferir todas las solicitaciones de los elementos comprimidos, ajustadas para considerar la amplificación de los momentos que provocan los efectos de segundo orden, hacia los componentes adyacentes.

Si la conexión a un elemento adyacente se materializa mediante una articulación de hormigón, a fin de minimizar la resistencia a la flexión se deberá concentrar armadura longitudinal dentro de la articulación y anclarla a ambos lados de la misma.

#### 5.7.4.2 Límites para la Armadura

#### C5.7.4.2

Para los elementos comprimidos en Zonas Sísmicas 3 y 4 se deberán considerar límites de armadura adicionales, como se especifica en el Artículo 5.10.11.4.1a.

La máxima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada para los elementos comprimidos no compuestos deberá ser tal que:

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0,08 \quad (5.7.4.2-1)$$

y

$$\frac{A_{ps} f_{pe}}{A_g f_c} \leq 0,30 \quad (5.7.4.2-2)$$

La mínima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada para los elementos comprimidos no compuestos deberá ser tal que:

$$\frac{A_s f_y}{A_g f_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_c} \geq 0,135 \quad (5.7.4.2-3)$$

donde:

$A_s$  = área del acero de tracción no pretensado ( $\text{mm}^2$ )

$A_g$  = área bruta de la sección ( $\text{mm}^2$ )

$A_{ps}$  = área del acero de pretensado ( $\text{mm}^2$ )

$f_{pu}$  = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (MPa)

$f_y$  = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

$f_c$  = resistencia a la compresión especificada del hormigón (MPa)

$f_{pe}$  = tensión de pretensado efectiva (MPa)

El mínimo número de barras de armadura longitudinal en el cuerpo de una columna deberá ser seis para disposiciones circulares y cuatro para disposiciones rectangulares. El tamaño mínimo de barra será No. 16.

Para puentes en Zonas Sísmicas 1 y 2 se puede utilizar una sección efectiva reducida si la sección transversal es mayor que la requerida para resistir las cargas aplicadas. El mínimo porcentaje de armadura longitudinal total (pretensada y no pretensada) del área efectiva reducida será 1 por ciento o el valor obtenido de la Ecuación 3, cualquiera sea el valor que resulte mayor. Tanto la sección efectiva reducida como la sección bruta deben ser capaces de resistir todas las combinaciones de cargas aplicables indicadas en la Tabla 3.4.1-1.

De acuerdo con los actuales códigos ACI, el área de armadura longitudinal para elementos comprimidos no compuestos, no pretensados, no debería ser menor que  $0,01A_g$ . Debido a que el dimensionamiento de columnas está determinado fundamentalmente por la flexión, esta limitación no toma en cuenta la influencia de la resistencia a la compresión del hormigón. Para tomar en cuenta esta resistencia, en el Artículo 5.7.3.3.2 se ve que la armadura mínima en los elementos solicitados a flexión es proporcional a  $f_c/f_y$ . Este enfoque también se refleja en el primer término de la Ecuación 3. Para los elementos totalmente pretensados, los códigos actuales especifican una tensión media de pretensado mínima igual a 1,6 MPa. Aquí tampoco se considera la influencia de la resistencia a la compresión. Para estos requisitos se utilizó como base una resistencia a la compresión de 35 MPa, y para obtener la ecuación se usó un procedimiento considerando promedios ponderados.

En el caso de las columnas articuladas en sus fundaciones, como conexión entre zapata y columna algunas veces se ha utilizado un pequeño número de barras centrales.

Para las zonas sísmicas de bajo riesgo se implementa la regla del área efectiva reducida y 1 por ciento de armadura longitudinal, la cual se ha estado utilizando exitosamente en las Especificaciones Estándares desde 1957, pero se la modifica para tomar en cuenta que la armadura mínima depende de la relación  $f_c/f_y$ .

Para las columnas solicitadas por tensiones de compresión axial permanentes y elevadas en las cuales es probable que la fluencia lenta sea significativa, no se recomienda utilizar menos armadura longitudinal que la requerida por la Ecuación 3 debido al potencial de transferencia significativa de cargas del hormigón a las armaduras, el cual se discute en el informe del Comité ACI 105.

### 5.7.4.3 Evaluación Aproximada de los Efectos de la Esbeltez

Para los elementos desplazables, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si la relación de esbeltez,  $K\ell_u/r$ , es menor que 22.

Para los elementos indesplazables, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si  $K\ell_u/r$  es menor que  $34-12(M_1/M_2)$ , siendo  $M_1$  y  $M_2$  el menor y el mayor momento de extremo, respectivamente, y el término  $(M_1/M_2)$  positivo para flexión de curvatura única.

Para el diseño de los elementos comprimidos no pretensados en los cuales  $K\ell_u/r$  es menor que 100 se puede utilizar el siguiente procedimiento aproximado:

- El diseño se basa en una carga axial mayorada,  $P_u$ , determinada mediante análisis elástico y un momento mayorado amplificado,  $M_c$ , como se especifica en el Artículo 4.5.3.2.2b.
- La longitud sin apoyo lateral,  $\ell_u$ , de un elemento comprimido se toma como la distancia libre entre elementos capaces de proveer apoyo lateral a los elementos comprimidos. Si hay acartelamientos, la longitud sin apoyo lateral se toma hasta el extremo de cualquier acartelamiento en el plano considerado.
- El radio de giro,  $r$ , se calcula para la sección bruta de hormigón.
- Para los elementos indesplazables, a menos que mediante un análisis se demuestre que es posible utilizar un valor menor, el factor de longitud efectiva,  $K$ , se toma igual a 1,0.
- Para los elementos desplazables,  $K$  se determina considerando debidamente los efectos de la fisuración y las armaduras sobre la rigidez relativa, y nunca se deberá tomar menor que 1,0.

En ausencia de cálculos más precisos, el valor  $EI$  a utilizar para determinar  $P_e$  como se especifica en la Ecuación 4.5.3.2.2b-5 se deberá tomar como el valor mayor entre:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad (5.7.4.3-1)$$

### C5.7.4.3

Estos procedimientos fueron desarrollados para columnas de hormigón armado, pero actualmente también se utilizan para columnas de hormigón pretensado.

Para los elementos que sufren deflexiones laterales apreciables como resultado de combinaciones de cargas verticales o combinaciones de cargas verticales y laterales, las solicitaciones se deberían determinar utilizando un análisis de segundo orden.

Para los elementos comprimidos de sección rectangular,  $r$  se puede tomar como 0,30 veces la dimensión total en la dirección en la cual se analiza la estabilidad. Para los elementos comprimidos de sección circular  $r$  se puede tomar como 0,25 veces el diámetro de la sección.

$$EI = \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (5.7.4.2-2)$$

donde:

$E_c$  = módulo de elasticidad del hormigón (MPa)

$I_g$  = momento de inercia de la sección bruta de hormigón respecto del eje baricéntrico (mm<sup>4</sup>)

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero longitudinal (MPa)

$I_s$  = momento de inercia del acero longitudinal respecto del eje baricéntrico (mm<sup>4</sup>)

$\beta_d$  = relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorados y el máximo momento debido a la carga total mayorado; siempre positivo

Para los elementos pretensados en forma excéntrica, al determinar el momento amplificado se deberá considerar el efecto de la deflexión lateral debida al pretensado.

#### 5.7.4.4 Resistencia Axial Mayorada

La resistencia axial mayorada de los elementos comprimidos de hormigón armado simétricos respecto de ambos ejes principales se deberá tomar como:

$$P_r = \phi P_n \quad (5.7.4.4-1)$$

donde:

- Para elementos con armadura en espiral:

$$P_n = 0,85 [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (5.7.4.4-2)$$

- Para elementos zunchados:

$$P_n = 0,80 [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (5.7.4.4-3)$$

donde:

$P_r$  = resistencia axial mayorada, con o sin flexión (N)

$P_n$  = resistencia axial nominal, con o sin flexión (N)

$f'_c$  = resistencia especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

#### C5.7.4.4

Los procedimientos para extender la aplicación de los requisitos del presente artículo a columnas pretensadas con o sin flexión se pueden consultar en numerosos textos, incluyendo Nilson (1987), y Lin y Burns (1981).

Los valores 0,85 y 0,80 que figuran en las Ecuaciones 2 y 3 imponen límites superiores a la resistencia utilizable de las columnas con el objetivo de tomar en cuenta las excentricidades no intencionales.

$A_g$  = área bruta de la sección ( $\text{mm}^2$ )

$A_{st}$  = área total de la armadura longitudinal ( $\text{mm}^2$ )

$f_y$  = tensión de fluencia especificada de la armadura (MPa)

$\phi$  = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

#### 5.7.4.5 Flexión Biaxial

En vez de realizar un análisis en base a condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones para flexión biaxial, los elementos no circulares solicitados a flexión biaxial y compresión se pueden dimensionar utilizando las siguientes expresiones aproximadas:

- Si la carga axial mayorada es mayor o igual que  $0,10\phi f'_c A_g$ :

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\phi P_o} \quad (5.7.4.5-1)$$

siendo:

$$P_o = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \quad (5.7.4.5-2)$$

- Si la carga axial mayorada es menor que  $0,10\phi f'_c A_g$ :

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \quad (5.7.4.5-3)$$

donde:

$\phi$  = factor de resistencia para elementos solicitados a compresión axial

$P_{rxy}$  = resistencia axial mayorada en flexión biaxial (N)

$P_{rx}$  = resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad  $e_y$  es la única presente (N)

$P_{ry}$  = resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad  $e_x$  es la única presente (N)

$P_u$  = fuerza axial mayorada aplicada (N)

$M_{ux}$  = momento mayorado aplicado respecto del eje X

#### C5.7.4.5

Las Ecuaciones 5.7.3.2.1-1 y 5.7.4.4-1 relacionan resistencias mayoradas, indicadas en las Ecuaciones 1 y 2 con el subíndice  $r$ , por ejemplo  $M_{rx}$ , con las resistencias nominales y los factores de resistencia. En consecuencia, aunque ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares incluían el factor de resistencia explícitamente en las ecuaciones correspondientes a las Ecuaciones 1 y 2, estas Especificaciones incluyen el factor de resistencia implícitamente, utilizando resistencias mayoradas en los denominadores.

El procedimiento para calcular los correspondientes valores de  $M_{rx}$  y  $P_{rx}$  o  $M_{ry}$  y  $P_{ry}$  se puede consultar en la mayoría de los textos sobre diseño de hormigón armado.

(N·mm)

$M_{uy}$  = momento mayorado aplicado respecto del eje Y  
(N·mm)

$e_x$  = excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección X, es decir  $= M_{uy}/P_u$  (mm)

$e_y$  = excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección Y, es decir  $= M_{ux}/P_u$  (mm)

La resistencia axial mayorada  $P_{rx}$  y  $P_{ry}$  no se deberá tomar mayor que el producto entre el factor de resistencia,  $\phi$ , y la máxima resistencia nominal a la compresión dada por las Ecuaciones 5.7.4.4-2 ó 5.7.4.4-3, según corresponda.

#### 5.7.4.6 Espirales y Zunchos

El área de acero de los espirales y zunchos en puentes ubicados en Zonas Sísmicas 2, 3 ó 4 deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 5.10.11.

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 5.8, ni
- Requisitos mínimos según lo especificado en el Artículo 5.10.6,

la relación entre la armadura en espiral y el volumen total del núcleo de hormigón, medido entre las partes exteriores de los espirales, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$\rho_s \geq 0,45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (5.7.4.6-1)$$

donde:

$A_g$  = área bruta de la sección de hormigón (mm<sup>2</sup>)

$A_c$  = área del núcleo medida hasta el diámetro exterior del espiral (mm<sup>2</sup>)

$f'_c$  = resistencia especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

$f_{yh}$  = tensión de fluencia especificada de la armadura en



espiral (MPa)

Los demás detalles de las armaduras en espiral y zunchos deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 5.10.6 y 5.10.11.

#### 5.7.4.7 Elementos Comprimidos de Sección Rectangular Hueca

##### 5.7.4.7.1 Relación de Esbeltez de las Paredes

La relación de esbeltez de las paredes de una sección transversal rectangular hueca se deberá tomar como:

$$\lambda_w = \frac{X_u}{t} \quad (5.7.4.7.1-1)$$

donde:

$X_u$  = longitud libre de la porción de pared de espesor constante entre otras paredes o entre chaflanes entre paredes (mm)

$t$  = espesor de la pared (mm)

$\lambda_w$  = 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 el Propietario.

##### 5.7.4.7.2 Limitaciones para la Aplicación del Método del Diagrama Rectangular de Tensiones

###### 5.7.4.7.2a Requisitos Generales

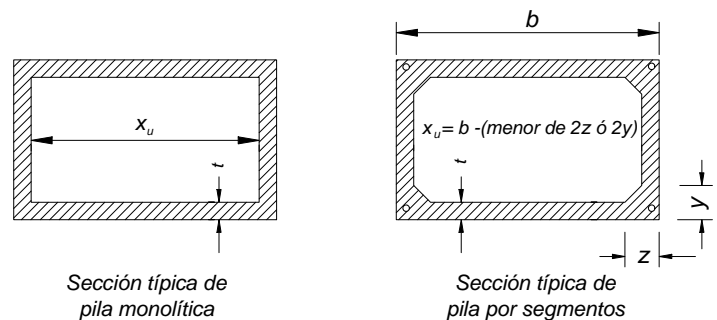
A excepción de lo especificado en el Artículo 5.7.4.7.2c, el método del diagrama rectangular de tensiones equivalente no se deberá utilizar en el diseño de elementos comprimidos de sección rectangular hueca con relaciones de esbeltez de pared  $\geq 15$ .

Si 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.

###### 5.7.4.7.2b Método Refinado para Ajustar el Límite de Máxima Deformación Específica Utilizable

##### C5.7.4.7.1

La definición del parámetro  $X_u$  se ilustra en la Figura C1, tomada de Taylor et al. (1990).



**Figura C5.7.4.7.1-1 – Definición de  $X_u$**

El programa de ensayos, informado en el trabajo de Taylor et al. (1990), se limitó al caso simultáneo de carga axial y flexión uniaxial respecto del eje débil de la sección. Los resultados del estudio aún no han sido confirmados para el caso de flexión biaxial. Hasta que se realicen nuevos estudios, el Diseñador debería investigar los efectos de la flexión biaxial sobre las secciones huecas.

Si la relación de esbeltez de las paredes es mayor o igual que 15, la máxima deformación específica utilizable en la fibra extrema comprimida del hormigón 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 hormigón 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 5.7.3 aplicados juntamente con las curvas tensión-deformación que se anticipan para los tipos de materiales a utilizar.

#### 5.7.4.7.2c *Método Aproximado para Ajustar la Resistencia Mayorada*

Si la esbeltez de las paredes es  $\leq 35$ , en lugar de los requisitos de los Artículos 5.7.4.7.4a y 5.7.4.7.2b se pueden utilizar los requisitos del presente artículo y el método del diagrama rectangular de tensiones.

La resistencia mayorada de una columna hueca, determinada utilizando una máxima deformación específica utilizable de 0,003 y los factores de resistencia especificados en el Artículo 5.5.4.2 se deberá reducir aún más aplicando un factor  $\phi_w$  tomado como:

- Si  $\lambda_w \leq 15$  entonces  $\phi_w = 1,0$  (5.7.4.7.2c-1)

- Si  $15 < \lambda_w \leq 25$  entonces  $\phi_w = 1 - 0,025 (\lambda_w - 15)$  (5.7.4.7.2c-2)

- Si  $25 < \lambda_w \leq 35$  entonces  $\phi_w = 0,75$  (5.7.4.7.2c-3)

### 5.7.5 Aplastamiento

### C5.7.5

Si no hay armadura de confinamiento en el hormigón que soporta el dispositivo de apoyo, la resistencia al aplastamiento mayorada se deberá tomar como:

$$P_r = \phi P_n \quad (5.7.5-1)$$

siendo:

$$P_n = 0,85 f'_c A_1 m \quad (5.7.5-2)$$

donde:

$P_n$  = resistencia nominal al aplastamiento (N)

$A_1$  = área debajo del dispositivo de apoyo ( $\text{mm}^2$ )

$m$  = factor de modificación

$A_2$  = área ideal aquí definida ( $\text{mm}^2$ )

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:

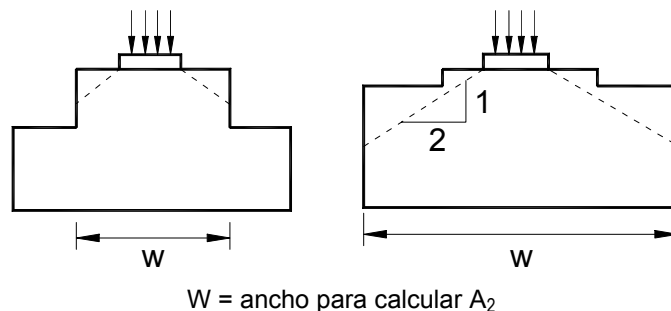
$$m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2,0 \quad (5.7.5-3)$$

- Si el área cargada está sujeta a tensiones de aplastamiento distribuidas de forma no uniforme:

$$m = 0,75 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,50 \quad (5.7.5-4)$$

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 mayorada es mayor que la resistencia mayorada aquí especificada, se deberán tomar recaudos para resistir las fuerzas de desgarramiento y descantillado de acuerdo con el Artículo 5.10.9



W = ancho para calcular  $A_2$

**Figura C5.7.5.1 – Determinación de  $A_2$  para el caso de apoyos escalonados**

## 5.7.6 Elementos Traccionados

### 5.7.6.1 Resistencia a la Tracción Mayorada

Los elementos en los cuales las cargas mayoradas 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 del Artículo 5.11.5.4.

La resistencia mayorada a la tracción uniforme se deberá tomar como:

$$P_r = \phi P_n \quad (5.7.6.1-1)$$

donde:

$P_n$  = resistencia nominal a la tracción especificada en el Artículo 5.6.3.4

$\phi$  = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

### 5.7.6.2 Resistencia a la Combinación de Tracción y Flexión

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 5.7.2.

## 5.8 CORTE Y TORSIÓN

### 5.8.1 Procedimientos de Diseño

#### 5.8.1.1 Regiones Solicitadas a Flexión

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 5.8.3 o bien el modelo de bielas y tirantes según lo especificado en el Artículo 5.6.3. Se aplicarán los requisitos del Artículo 5.8.2.

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  $1/2$  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 5.6.3 y los requisitos sobre detallado del Artículo 5.13.2.3.

#### 5.8.1.2 Regiones Próximas a Discontinuidades

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 5.6.3. Se aplicarán los requisitos del Artículo 5.13.2.

#### 5.8.1.3 Regiones de Interfase

Las interfases entre elementos se deberán diseñar para

#### C5.8.1.1

El modelo por secciones es adecuado para diseñar las típicas vigas, losas y otras regiones de elementos para las cuales son válidas las hipótesis de la teoría de vigas tradicional. Esta teoría asume que la respuesta en una sección determinada depende exclusivamente de los valores calculados de las solicitaciones en la sección, es decir, momento, corte, carga axial y torsión, y no considera los detalles específicos acerca de cómo las solicitaciones fueron introducidas en el elemento. Aunque el modelo de bielas y tirantes se puede aplicar para regiones solicitadas a flexión, resulta más adecuado y en general permite diseños menos conservadores para regiones próximas a discontinuidades donde es necesario considerar más detalladamente el flujo real de las fuerzas.

#### C5.8.1.2

La respuesta de las regiones adyacentes a cambios abruptos de geometría de la sección transversal, aberturas, extremos rebajados, vigas de gran altura y ménsulas es afectada significativamente por la manera en que las cargas se introducen en la región y por las condiciones de apoyo de la región.

transferencia de corte de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.8.4.

#### 5.8.1.4 Losas y Zapatas

Las regiones tipo losa se deberán diseñar para corte de acuerdo con los requisitos de los Artículos 5.13.3.6 ó 5.6.3.

### 5.8.2 Consideraciones Generales

#### 5.8.2.1 Requisitos Generales

#### C5.8.2.1

La resistencia a la torsión mayorada,  $T_r$ , se deberá tomar como:

$$T_r = \phi T_n \quad (5.8.2.1-1)$$

donde:

$T_n$  = resistencia nominal a la torsión especificada en el Artículo 5.8.3.6 (N·mm)

$\phi$  = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

La resistencia al corte mayorada,  $V_r$ , se deberá tomar como:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.8.2.1-2)$$

donde:

$V_n$  = resistencia nominal al corte especificada en el Artículo 5.8.3.3 (N)

$\phi$  = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

Para el hormigón de densidad normal, los efectos torsionales se deberán investigar cuando:

$$T_u > 0,25 \phi T_{cr} \quad (5.8.2.1-3)$$

siendo:

$$T_{cr} = 0,328 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,328 \sqrt{f'_c}}} \quad (5.8.2.1-4)$$

donde:

$T_u$  = momento torsor mayorado (N·mm)

Si el momento torsor mayorado es menor que un cuarto del momento de fisuración por torsión pura mayorado, éste provocará apenas una reducción muy pequeña de la capacidad de corte o la capacidad flexional. Por este motivo se permite despreciarlo.

No es necesario investigar la torsión en las secciones que se diseñan para las sobrecargas utilizando los métodos de análisis aproximados indicados en el Artículo 4.6.2.2.

$T_{cr}$  = momento de fisuración por torsión (N·mm)

$A_{cp}$  = área total encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón (mm<sup>2</sup>)

$p_c$  = longitud del perímetro exterior de la sección de hormigón (mm)

$f_{pc}$  = tensión de compresión en el hormigón 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 (MPa)

$\phi$  = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

### 5.8.2.2 Modificaciones para Hormigón de Baja Densidad

Si se utilizan hormigones elaborados con agregados de baja densidad, al determinar la resistencia a la torsión y al corte se deberán aplicar las siguientes modificaciones:

- Si para el hormigón de baja densidad se especifica la resistencia media a la tracción por compresión diametral,  $f_{ct}$ , en las expresiones dadas en los Artículos 5.8.2 y 5.8.3 el término  $\sqrt{f'_c}$  se deberá reemplazar por:

$$1,8 f_{ct} \leq \sqrt{f'_c}$$

- Si no se especifica  $f_{ct}$ , en las expresiones dadas en los Artículos 5.8.2 y 5.8.3 el término  $\sqrt{f'_c}$  se deberá sustituir por los términos  $0,75 \sqrt{f'_c}$  para hormigones de agregados de baja densidad, y  $0,85 \sqrt{f'_c}$  para hormigones de arena y agregados livianos.

Si se utiliza arena para reemplazar parte del agregado se puede interpolar linealmente.

### 5.8.2.3 Longitudes de Transferencia y Anclaje

Se deberán considerar los requisitos del Artículo 5.11.4.

### C5.8.2.2

Típicamente la resistencia a la tracción y la capacidad de corte del hormigón de baja densidad son algo menores que las de un hormigón de densidad normal que tiene igual resistencia a la compresión.

### C5.8.2.3

La tensión de pretensado reducida en la longitud de transferencia reduce  $V_p$ ,  $f_{cp}$  y  $f_{pe}$ . La longitud de transferencia afecta la fuerza de tracción que puede ser resistida por los tendones en el borde interior del área de apoyo, como se describe en el Artículo 5.8.3.5.

#### 5.8.2.4 Regiones que Requieren Armadura Transversal

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se deberá proveer armadura transversal si:

- $V_u > 0,5 \phi (V_c + V_p)$  (5.8.2.4-1)

o bien

- Si la Ecuación 5.8.2.1-3 exige considerar la torsión

siendo:

$V_u$  = fuerza de corte mayorada (N)

$V_c$  = resistencia nominal al corte del hormigón (N)

$V_p$  = componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte (N)

$\phi$  = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

#### 5.8.2.5 Mínima Armadura Transversal

Si de acuerdo con lo especificado en el Artículo 5.8.2.4 se requiere armadura transversal, el área de acero deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_v \geq 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (5.8.2.5-1)$$

donde:

$A_v$  = área de la armadura transversal en una distancia  $s$  ( $\text{mm}^2$ )

$b_v$  = ancho de alma ajustado para considerar la presencia de vainas como se especifica en el Artículo 5.8.2.9 (mm)

$s$  = separación de la armadura transversal (mm)

$f_y$  = tensión de fluencia de la armadura transversal (MPa)

#### 5.8.2.6 Tipos de Armadura Transversal

La armadura transversal puede consistir en:

- Estribos que forman un ángulo mayor o igual que  $45^\circ$  respecto de la armadura longitudinal de tracción;

#### C5.8.2.4

En todas las regiones donde existe una probabilidad significativa de fisuración diagonal se requiere armadura transversal, generalmente consistente en estribos.

#### C5.8.2.5

Se requiere una cantidad mínima de armadura transversal para restringir el crecimiento de las fisuras diagonales y aumentar la ductilidad de la sección. A medida que aumenta la resistencia del hormigón se necesita más armadura transversal para controlar la fisuración.

#### C5.8.2.6

Los estribos inclinados menos de  $45^\circ$  respecto de la armadura longitudinal son difíciles de anclar efectivamente contra el deslizamiento y, por lo tanto, no están permitidos. Los tendones de pretensado y estribos inclinados se

- 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 100 mm que incluya como mínimo un alambre en dirección perpendicular; o
- Tendones de pretensado anclados, detallados y contruidos de manera de minimizar el acunamiento y las pérdidas dependientes del tiempo, y que forman un ángulo mayor o igual que 45° respecto de la armadura longitudinal de 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.

#### 5.8.2.7 Máxima Separación de la Armadura Transversal

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación admisible,  $s_{max}$ , determinada de la siguiente manera:

- Si  $v_u < 0,125 f'_c$ :

$$s_{max} = 0,8 d_v \leq 600 \text{ mm} \quad (5.8.2.7-1)$$

- Si  $v_u \geq 0,125 f'_c$ :

$$s_{max} = 0,4 d_v \leq 300 \text{ mm} \quad (5.8.2.7-2)$$

donde:

$v_u$  = tensión de corte calculada de acuerdo con el Artículo 5.8.2.9 (MPa)

$d_v$  = altura de corte efectiva de acuerdo con lo definido en el Artículo 5.8.2.9 (MPa)

#### 5.8.2.8 Requisitos de Diseño y Detallado

La armadura transversal se deberá anclar en ambos extremos de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.11.2.6. Para los elementos compuestos solicitados a flexión, al determinar si se satisfacen los requisitos sobre desarrollo y anclaje del Artículo 5.11.2.6 se puede

deberían orientar de manera que intercepten las potenciales fisuras diagonales formando un ángulo tan próximo a la normal como resulte práctico.

Para aumentar la capacidad de corte, la armadura transversal debería ser capaz de soportar deformaciones considerables antes de su falla. La malla de alambre soldada puede fallar antes de alcanzar la deformación requerida, particularmente si está fabricada con alambres de diámetro reducido y no se alivian las tensiones luego de su fabricación. Estas fallas pueden ocurrir en las intersecciones de los alambres o entre las mismas.

Para algunas vigas de puente de gran tamaño, los tendones pretensados perpendiculares al eje del elemento pueden ser una forma de armadura transversal efectiva. Debido a que los tendones son cortos, se deben tomar precauciones para evitar pérdidas de tensión excesivas provocadas por resbalamiento o acunamiento de los anclajes.

#### C5.8.2.7

Las secciones que soportan tensiones de corte elevadas requieren armaduras menos separadas para limitar la fisuración.

#### C5.8.2.8

Para que sea efectiva, la armadura transversal se debería anclar en cada extremo de una manera que minimice el resbalamiento.



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 420 MPa. 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 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.

### 5.8.2.9 Tensión de Corte en el Hormigón

La tensión de corte en el hormigón se deberá determinar como:

$$V_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (5.8.2.9-1)$$

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 (mm)

$d_v$  = 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  $0,9d_e$  ó  $0,72h$  (mm)

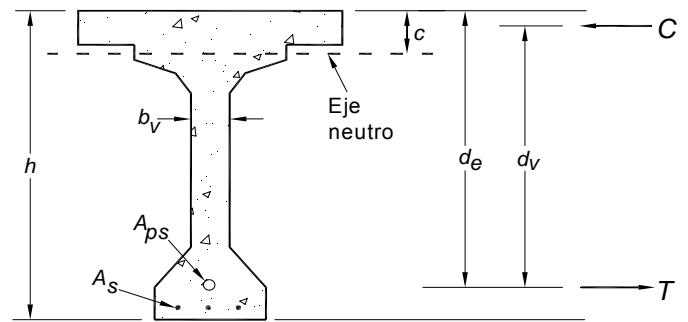
$\phi$  = factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 5.5.4.2

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.

Algunos de los requisitos del Artículo 5.8.3 se basan en la hipótesis de que la deformación específica de la armadura transversal debe llegar a 0,002 para que pueda desarrollar su tensión de fluencia. En el caso de los tendones pretensados interesa la deformación adicional requerida para aumentar la tensión por encima de la tensión efectiva que provoca el pretensado.

Las componentes en la dirección del corte aplicado de la compresión y tracción inclinadas debidas a la flexión se pueden considerar del mismo modo que la componente de la fuerza de pretensado longitudinal,  $V_p$ .

### C5.8.2.9



**Figura C5.8.2.9-1 – Ilustración de los términos  $b_v$  y  $d_v$**

Para los elementos solicitados a flexión que satisfacen la Ecuación 5.7.3.3.1-1, la distancia entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión se pueden determinar de la siguiente manera:

$$d_v = \frac{M_n}{A_s f_y + A_{ps} f_{ps}} \quad (C5.8.2.9-1)$$

En los elementos continuos cerca del punto de inflexión, si se utiliza la Ecuación C1, ésta se debería evaluar en términos tanto de la armadura superior como de la armadura 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  $0,9 \times 0,8h$ .

Las vainas de pretensado actúan como discontinuidades y, por lo tanto, pueden reducir la resistencia al aplastamiento de las almas de hormigón. Para determinar a qué nivel de la altura efectiva de la viga se encuentra el mínimo ancho, y por lo tanto determina  $b_v$ , es necesario reducir los anchos en los niveles que contienen una o varias vainas de postesado. En consecuencia, para la sección ilustrada en la Figura C1, la vaina de postesado ubicada en

la posición indicada no reduciría  $b_v$  ya que no se encuentra a un nivel donde el ancho de la sección se aproxima al valor mínimo. Si el tendón estuviera ubicado más arriba de manera que quedara en la parte angosta del alma, en este caso sí se debería reducir el valor de  $b_v$ .

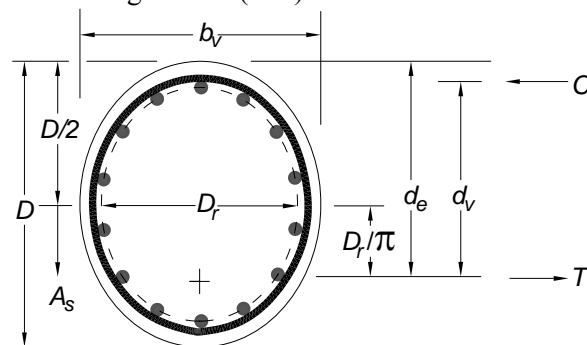
Para los elementos circulares tales como las columnas de hormigón armado o los pilotes de hormigón pretensado,  $d_v$  se puede determinar utilizando la Ecuación C1, siempre que  $M_n$  se calcule despreciando los efectos de la carga axial y que las áreas de armadura,  $A_s$  y  $A_{ps}$ , se tomen como la armadura en una mitad de la sección. Alternativamente,  $d_v$  se puede tomar como  $0,9d_e$ , siendo:

$$d_e = \frac{D}{2} + \frac{D_r}{\pi} \quad (\text{C5.8.2.9-2})$$

donde:

$D$  = diámetro externo del elemento circular (mm)

$D_r$  = diámetro del círculo que atraviesa los centros de la armadura longitudinal (mm)



**Figura C5.8.2.9-2 – Ilustración de los términos  $b_v$  y  $d_v$  y  $d_e$  para secciones circulares**

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.

## 5.8.3 Modelo de Diseño por Secciones

### 5.8.3.1 Requisitos Generales

El modelo de diseño por secciones se puede utilizar para diseñar al corte cuando esté permitido de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.8.1.

### C5.8.3.1

De acuerdo con el enfoque de diseño por secciones, un elemento se investiga comparando la fuerza de corte mayorada con la resistencia al corte mayorada en diferentes secciones. Generalmente esta verificación se realiza en los

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 verificadas para la armadura y para el hormigón 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.

### 5.8.3.2 Secciones Próximas a los Apoyos

Se deberán considerar los requisitos del Artículo 5.8.1.2.

Si 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 1.

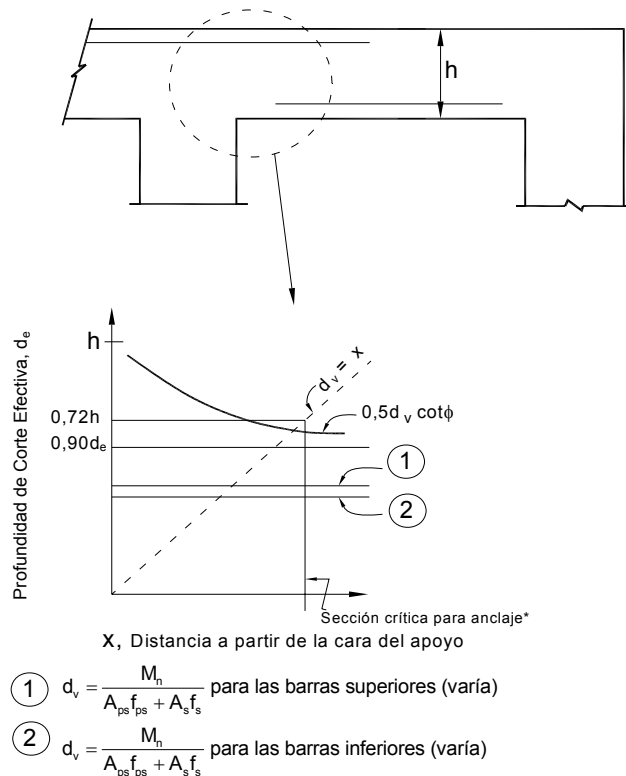


Figura 5.8.3.2-1 – Sección crítica para corte

puntos correspondientes a un décimo de la longitud del tramo y en ubicaciones próximas a los apoyos.

El Artículo 5.10.11.4.1c contiene requisitos adicionales para Zonas Sísmicas 3 y 4.

Tanto un adecuado análisis no lineal por elementos finitos como un análisis detallado por secciones deberían satisfacer los requisitos del presente artículo. Collins y Mitchell (1991) presentan más información sobre procedimientos adecuados, además de un programa computacional que satisface estos requisitos. Rabbat y Collins (1978) presentan un enfoque posible para analizar corte biaxial y otras cargas complejas sobre elementos de hormigón; en Rabbat y Collins (1976) el lector encontrará una solución asistida por computador para este problema. Pauley y Priestley (1992) presentan una discusión sobre el efecto del corte biaxial en el diseño de uniones viga-columna de hormigón armado.

### C5.8.3.2

Las cargas próximas a un apoyo se transfieren directamente al apoyo mediante acción de arco comprimido, sin provocar tensiones adicionales en los estribos.

El enfoque tradicionalmente utilizado para dimensionar la armadura transversal involucra determinar la separación requerida para los estribos en secciones discretas a lo largo del elemento. Luego los estribos se detallan de manera de no superar esta separación en una longitud de viga que se extiende desde la sección de diseño considerada hasta la siguiente sección de diseño. En este tipo de enfoque, se asume que la demanda de corte y resistencia provista son como se ilustra en la Figura C1. Sin embargo, existen métodos teóricos más precisos para diseñar los estribos. Conocer estos métodos puede ayudar a conciliar las investigaciones publicadas con la práctica tradicional.

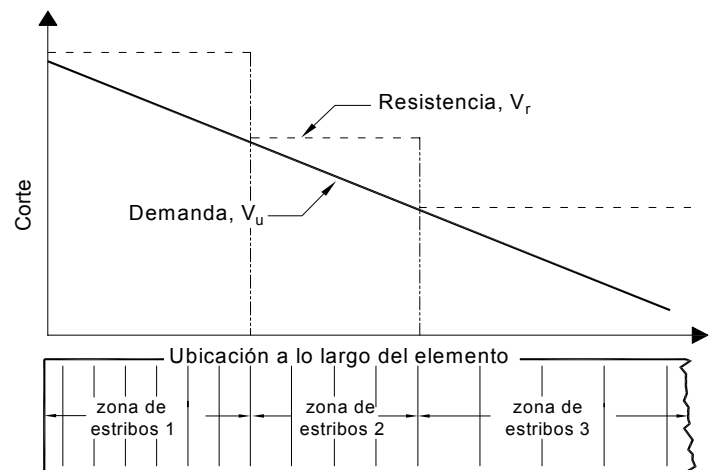
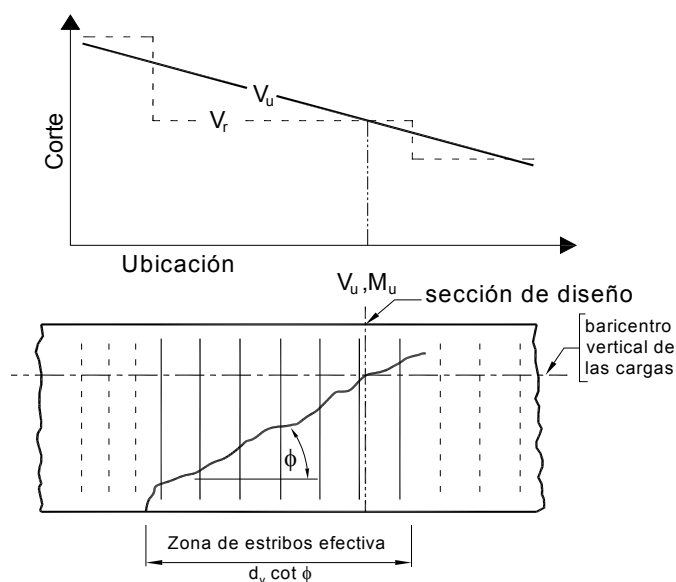


Figura C5.8.3.2-1 – Diseño al corte tradicional

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.

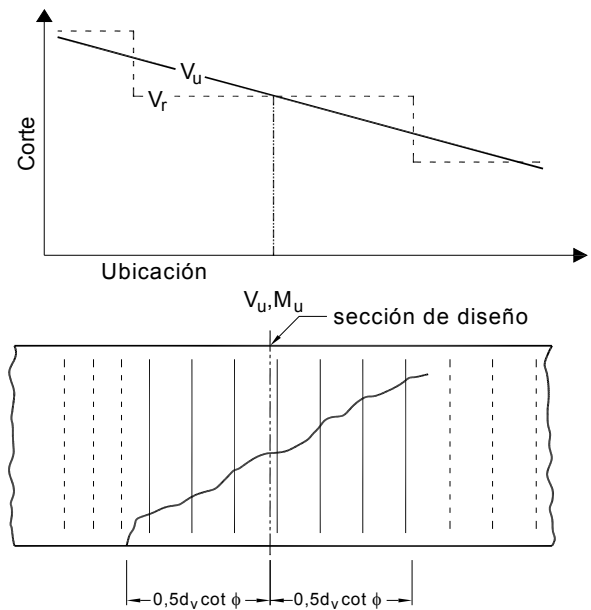
Para las vigas postesadas se deberá proveer armadura en la zona de anclaje como se especifica en el Artículo 5.10.9. Para las vigas pretensadas se deberá proveer una jaula de armadura que confine los extremos de los cables como se especifica en el Artículo 5.10.10. Para las vigas no pretensadas soportadas 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.

A diferencia de las fallas por flexión, las fallas por corte ocurren en un plano inclinado y típicamente una fisura de corte interseca varios estribos. La longitud de la falla a lo largo del eje longitudinal del elemento es aproximadamente igual a  $d_v \cot \theta$ . Cada uno de los estribos intersecados por esta fisura contribuye a resistir el corte aplicado. La relación entre la ubicación de la sección de diseño y la zona longitudinal de estribos que resisten el corte en dicha sección de diseño depende de la posición vertical de la carga aplicada al elemento, incluyendo su peso propio. Idealmente, la sección de diseño se podría ubicar determinando dónde el baricentro vertical de las cargas aplicadas interseca una fisura de corte con un ángulo de inclinación  $\theta$ , tal como se ilustra en la Figura C2.



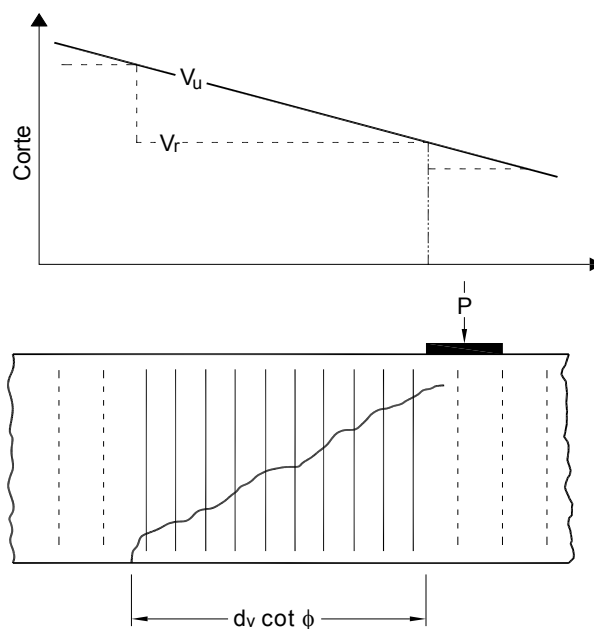
**Figura C5.8.3.2-1 – Ubicación teórica de la sección de diseño para corte**

Para los casos típicos en los cuales la carga aplicada actúa a la mitad de la profundidad del elemento o por encima de la misma, resulta más práctico adoptar el enfoque tradicional como se ilustra en la Figura C1 o bien un enfoque más liberal pero aún así conservador como el que se ilustra en la Figura C3. El enfoque representado en la Figura C3 prolonga la distancia en la cual se utilizan estribos ubicados con la separación requerida a una distancia igual a  $0,5d_v \cot \theta$  hacia el apoyo.



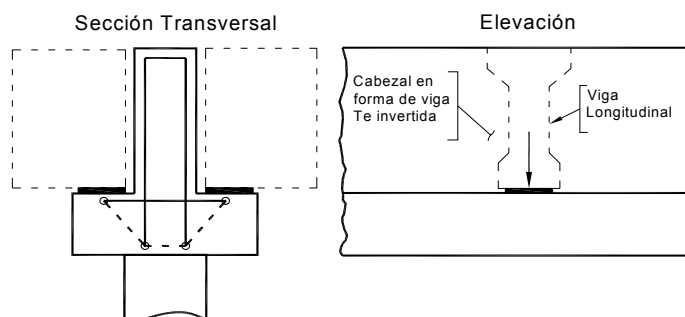
**Figura C5.8.3.2-3 – Sección para el diseño simplificado en el caso de cargas aplicadas a la mitad de la profundidad del elemento o por encima de la misma**

Si una parte significativa de las cargas resistidas por el elemento se aplican en un apoyo sobre la parte superior del elemento, la zona de falla por corte se extiende en una distancia aproximadamente igual a  $d_v \cot \theta$  más allá del punto de aplicación de la carga, tal como se ilustra en la Figura C4. Como en el caso anterior, se puede asumir que todos los estribos comprendidos dentro de la zona de falla son efectivos para resistir el esfuerzo de corte aplicado. En este caso el enfoque tradicional ilustrado en la Figura C1 es aún más conservador.



**Figura C5.8.3.2-4 – Armadura transversal efectiva para elementos solicitados fundamentalmente a cargas concentradas**

La Figura C5 muestra un caso en el cual una viga Te invertida actúa como cabezal de un pilote y los elementos longitudinales son soportados por el ala de la Te. En este caso, una parte significativa de la carga está aplicada por debajo de la mitad de la profundidad del elemento. Por lo tanto, sería más apropiado utilizar el enfoque tradicional de diseño al corte ilustrado en la Figura C1.



**Figura C5.8.3.2-5 – Cabezal consistente en una viga Te invertida**

El cabezal en forma de viga Te ilustrado en la Figura C5 actúa como un resalto horizontal tipo viga, y se debería diseñar para los efectos localizados provocados por la carga concentrada aplicada al ala de la viga Te. Los requisitos para el diseño de resaltos horizontales tipo viga se indican en el Artículo 5.13.2.5.

**5.8.3.3 Resistencia Nominal al Corte**

La resistencia nominal al corte,  $V_n$ , se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.8.3.3-1)$$

$$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.8.3.3-2)$$

siendo:

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.8.3.3-3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (5.8.3.3-4)$$

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 5.8.2.9 (mm)

$d_v$  = altura de corte efectiva como se determina en el Artículo 5.8.2.9 (mm)

$s$  = separación de los estribos (mm)

$\beta$  = factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción según se especifica en el Artículo 5.8.3.4

$\theta$  = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal como se determina en el Artículo 5.8.3.4 (°)

$\alpha$  = ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal (°)

$A_v$  = área de la armadura de corte en una distancia  $s$  (mm<sup>2</sup>)

$V_p$  = componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado (N)

**5.8.3.4 Determinación de  $\beta$  y  $\theta$** **5.8.3.4.1 Procedimiento Simplificado para Secciones no Pretensadas****C5.8.3.3**

La resistencia al corte de un elemento de hormigón se puede dividir en una componente  $V_c$  que depende de las tensiones de tracción en el hormigón, una componente  $V_s$  que depende de las tensiones de tracción en la armadura transversal y una componente  $V_p$  que es la componente vertical de la fuerza de pretensado.

Las expresiones para calcular  $V_c$  y  $V_s$  se aplican tanto para secciones pretensadas como para secciones no pretensadas, dependiendo los términos  $\beta$  y  $\theta$  de las cargas aplicadas y las propiedades de la sección.

La intención del límite superior de  $V_n$ , dado por la Ecuación 2, es asegurar que el hormigón del alma de la viga no sufra aplastamiento antes de la fluencia de las armaduras transversales.

Si  $\alpha = 90^\circ$  la Ecuación 4 se reduce a:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s} \quad (C5.8.3.3-1)$$

Por lo tanto, el ángulo  $\theta$  también se toma como el ángulo entre una biela y el eje longitudinal de un elemento.

**C5.8.3.4.1**

Para las zapatas de hormigón 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 hormigón no pretensado no solicitadas a tracción axial y que contienen al menos la mínima cantidad de armadura transversal especificada en el Artículo 5.8.2.5, o que tienen una altura total menor que 400 mm, se pueden utilizar los siguientes valores:

$$\beta = 2,0$$

$$\theta = 45^\circ$$

#### 5.8.3.4.2 Procedimiento General

Para las secciones que contienen como mínimo la mínima armadura transversal especificada en el Artículo 5.8.2.5, los valores de  $\beta$  y  $\theta$  deberán ser como se especifica en la Tabla 1. Al utilizar esta tabla  $\epsilon_x$  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 1.

Para las secciones que contienen menos armadura transversal que la especificada en el Artículo 5.8.2.5, los valores de  $\beta$  y  $\theta$  deberán ser como se especifica en la Tabla 2. Al utilizar esta tabla  $\epsilon_x$  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 2.

A menos que se realicen cálculos más precisos,  $\epsilon_x$  se deberá determinar de la siguiente manera:

- Si la sección contiene como mínimo la mínima armadura transversal especificada en el Artículo 5.8.2.5:

$$\epsilon_x = \frac{\left( \frac{M_u}{d_v} + 0,5N_u + 0,5(V_u - V_p) \cot \theta - A_{ps} f_{po} \right)}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

El valor inicial de  $\epsilon_x$  se deberá tomar menor o igual que 0,001.

- Si la sección contiene menos armadura transversal que la especificada en el Artículo 5.8.2.5:

$$\epsilon_x = \frac{\left( \frac{M_u}{d_v} + 0,5N_u + 0,5(V_u - V_p) \cot \theta - A_{ps} f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (5.8.3.4.2-2)$$

Con  $\beta = 2,0$  y  $\theta = 45^\circ$ , las expresiones para calcular la resistencia al corte se vuelven virtualmente idénticas a las utilizadas tradicionalmente para evaluar la resistencia al corte. Sin embargo, algunos experimentos recientes realizados a gran escala (*Shioya et al.* 1989) indican que estas expresiones tradicionales pueden ser gravemente no conservadoras para los elementos de grandes dimensiones que no contienen armadura transversal.

#### C5.8.3.4.2

La resistencia al corte de un elemento se puede determinar realizando un análisis por secciones detallado que satisfaga los requisitos del Artículo 5.8.3.1. Este análisis (ver Figura C1) mostraría que las tensiones de corte no son uniformes en la altura del alma y que la dirección de las tensiones principales de compresión varían en la altura de la viga. El procedimiento más directo indicado en el presente artículo asume que las tensiones de corte del hormigón se distribuyen uniformemente en un área cuyo ancho es igual a  $b_v$  y cuya altura es igual a  $d_v$ , que la dirección de las tensiones principales de compresión (definidas por el ángulo  $\theta$ ) permanecen constantes en  $d_v$ , y que la resistencia al corte de la sección se puede determinar considerando las condiciones de tensión biaxial solamente en una ubicación del alma. Ver la Figura C2.

Los elementos que contienen como mínimo la mínima cantidad de armadura transversal tienen una capacidad considerable para redistribuir las tensiones de corte de las partes más deformadas de la sección transversal a las partes menos deformadas. Debido a esta capacidad de redistribución, resulta adecuado utilizar la mitad de la altura del elemento como la ubicación en la cual se determinan las condiciones de tensión biaxial. Los elementos que no contienen armadura transversal, o aquellos que contienen menos armadura transversal que la cantidad mínima, tienen menor capacidad para redistribuir tensiones de corte. En consecuencia, para estos elementos resulta adecuado realizar cálculos de tensión biaxial en la ubicación del alma sujeta a la mayor deformación específica longitudinal por tracción. Ver la Figura 2.

La deformación específica longitudinal,  $\epsilon_x$ , se puede determinar mediante el procedimiento ilustrado en la Figura C3. La sección real se representa por medio de una sección ideal que consiste en un ala traccionada por flexión, un ala comprimida por flexión, y un alma. El área del ala comprimida se toma como el área del elemento del lado comprimido por flexión, es decir, el área total menos el área del ala traccionada según lo definido por  $A_c$ . Una vez que en el alma se forman fisuras diagonales, la fuerza



El valor inicial de  $\varepsilon_x$  se deberá tomar menor o igual que 0,002.

- Si el valor de  $\varepsilon_x$  calculado mediante las Ecuaciones 1 ó 2 es negativo, la deformación específica se deberá tomar como:

$$\varepsilon_x = \frac{\left( \frac{M_u}{d_v} + 0,5 N_u + 0,5 (V_u - V_p) \cot \theta - A_{ps} f_{po} \right)}{2(E_c A_c + E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad (5.8.3.4.2-3)$$

donde:

$A_c$  = área del hormigón del lado del elemento traccionado por flexión como se ilustra en la Figura 1 (mm<sup>2</sup>)

$A_{ps}$  = área del acero de pretensado del lado del elemento traccionado por flexión, como se ilustra en la Figura 1 (mm<sup>2</sup>)

$A_s$  = área del acero no pretensado del lado del elemento traccionado por flexión en la sección considerada, como se ilustra en la Figura 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 (mm<sup>2</sup>)

$f_{po}$  = 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 hormigón que los rodea (MPa). 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 mayorada, positiva si es de tracción y negativa si es de compresión (N)

$M_u$  = momento mayorado, siempre positivo, pero nunca menor que  $V_u d_v$  (N·mm)

$V_u$  = esfuerzo de corte mayorado, siempre positivo (N)

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 hormigón hasta su valor total al final de la longitud de transferencia.

El lado del elemento traccionado por flexión se debería

de corte aplicada al hormigón del alma,  $V_u - V_p$ , será soportada fundamentalmente por tensiones diagonales en el hormigón del alma. Estas tensiones de compresión diagonales provocarán una fuerza de compresión longitudinal en el hormigón del alma igual a  $(V_u - V_p) \cot \theta$ . La condición de equilibrio requiere que esta fuerza de compresión longitudinal en el alma sea equilibrada por fuerzas de tracción en las dos alas, con la mitad de la fuerza, es decir  $0,5 (V_u - V_p) \cot \theta$ , tomada por cada ala. Para evitar un proceso iterativo de prueba y error, una simplificación conveniente consiste en tomar esta fuerza en el ala debida al corte como  $V_u - V_p$ . Esto equivale a considerar  $0,5 \cot \theta = 1,0$  en el numerador de las ecuaciones 1, 2 y 3. Se anticipa que esta simplificación no provocará una pérdida de precisión significativa. Una vez calculadas las fuerzas axiales requeridas en las dos alas, las deformaciones axiales específicas resultantes,  $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_c$ , se pueden calcular en base a la relación entre la fuerza axial y la deformación axial ilustrada en la Figura C4.

Para los elementos que contienen como mínimo la mínima cantidad de armadura transversal,  $\varepsilon_x$  se puede tomar como:

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_t + \varepsilon_c}{2} \quad (C5.8.3.4.2-1)$$

donde  $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_c$  son positivas si son deformaciones por tracción y negativas si son deformaciones por compresión. Si para un elemento solicitado a flexión se asume que la deformación  $\varepsilon_c$  es lo suficientemente pequeña como para ser despreciable, entonces  $\varepsilon_x$  se convierte en un medio de  $\varepsilon_t$ . Esta es la base de la expresión para  $\varepsilon_x$  dada por la Ecuación 1. Para los elementos que contienen menos que la mínima cantidad de armadura transversal, la Ecuación 2 adopta la simplificación conservadora consistente en considerar  $\varepsilon_x$  igual a  $\varepsilon_t$ .

En algunas situaciones sería más apropiado determinar  $\varepsilon_x$  mediante el procedimiento más exacto de la Ecuación C1 y no mediante las Ecuaciones más sencillas 1 a 3. Por ejemplo, la capacidad de corte de las secciones próximas a los extremos de las vigas simples prefabricadas y pretensadas hechas continuas para la sobrecarga se estimará de forma muy conservadora si se utilizan las Ecuaciones 1 a 3 ya que, en estas ubicaciones, los cables de pretensado están ubicados del lado comprimido por flexión y en consecuencia no estarán incluidos en  $A_{ps}$ . Esto hará que los beneficios del pretensado no sean considerados por las Ecuaciones 1 a 3.

Para los elementos pretensados,  $f_{po}$  se puede tomar como la tensión en los cables cuando el hormigón se coloca alrededor de los mismos, es decir aproximadamente igual a la tensión de tesado. Para los elementos postesados, en forma conservadora,  $f_{po}$  se puede tomar como la tensión

tomar como la semialtura que contiene la zona traccionada por flexión, como se ilustra en la Figura 1.

El parámetro de separación de las fisuras  $s_x$ , utilizado en la Tabla 2, se deberá determinar como:

$$S_{xe} = s_x \frac{35}{a_g + 16} \leq 2000 \text{ mm} \quad (5.8.3.4.2-4)$$

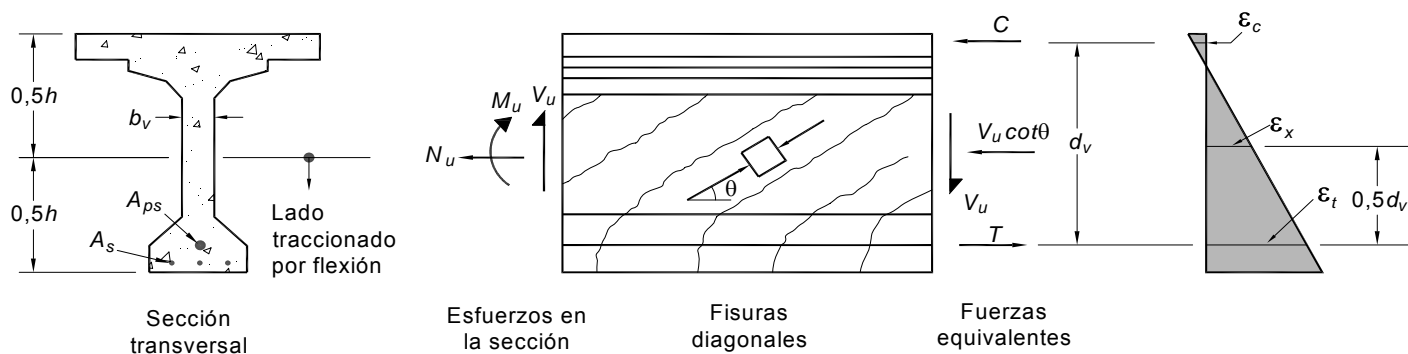
donde:

$a_g$  = tamaño máximo de los agregados (mm)

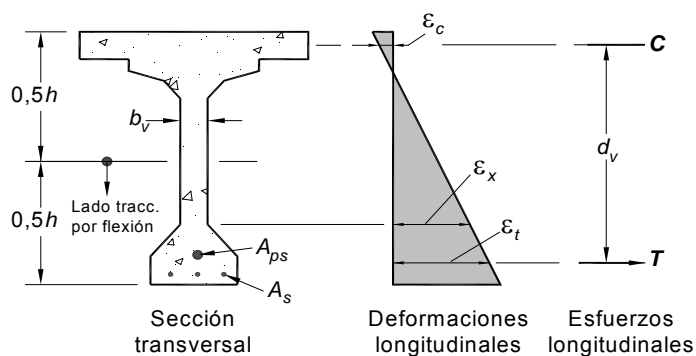
$s_x$  = el menor valor entre  $d_v$  o la máxima distancia entre capas de armadura longitudinal para limitar la fisuración, siendo el área de la armadura en cada capa no menor que  $0,003b_v s_x$ , como se ilustra en la Figura 3 (mm)

promedio en los tendones cuando se completa el postesado.

Observar que tanto en la Tabla 1 como en la Tabla 2 los valores de  $\beta$  y  $\theta$  dados en una celda de la tabla determinada se pueden aplicar en un rango de valores. De este modo, de la Tabla 1, los valores  $\theta = 34,4^\circ$  y  $\beta = 2,26$  se pueden utilizar siempre que  $\epsilon_x$  no sea mayor que  $0,75 \times 10^{-3}$  y que  $v_u/f_c$  no sea mayor que 0,125. Se puede interpolar linealmente entre los valores indicados en las tablas, aunque esta práctica no se recomienda cuando los cálculos se realizan manualmente. Está permitido asumir un valor de  $\epsilon_x$  mayor que el valor calculado mediante las Ecuaciones 1, 2 ó 3, según corresponda; se obtendrá así un mayor valor de  $\theta$  y un menor valor de  $\beta$ . Típicamente valores de  $\theta$  más elevados requerirán más armadura de corte transversal, pero disminuirán la fuerza de tracción que debe ser resistida por la armadura longitudinal. La Figura C5 muestra un diagrama de flujo del proceso de diseño al corte. Este diagrama se basa en la hipótesis simplificada de que  $0,5 \cot \theta = 1,0$ .

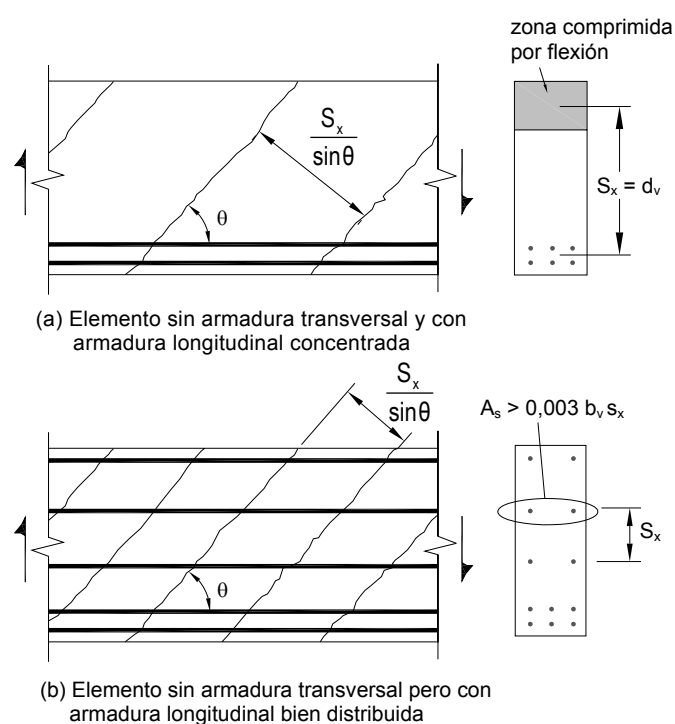


**Figura 5.8.3.4.2-1 – Ilustración de los parámetros para el corte en una sección que contiene como mínimo la mínima cantidad de armadura transversal,  $V_p = 0$**



**Figura 5.8.3.4.2-2 – Deformación específica longitudinal,  $\epsilon_x$ , para secciones que contienen menos que la mínima cantidad de armadura transversal**

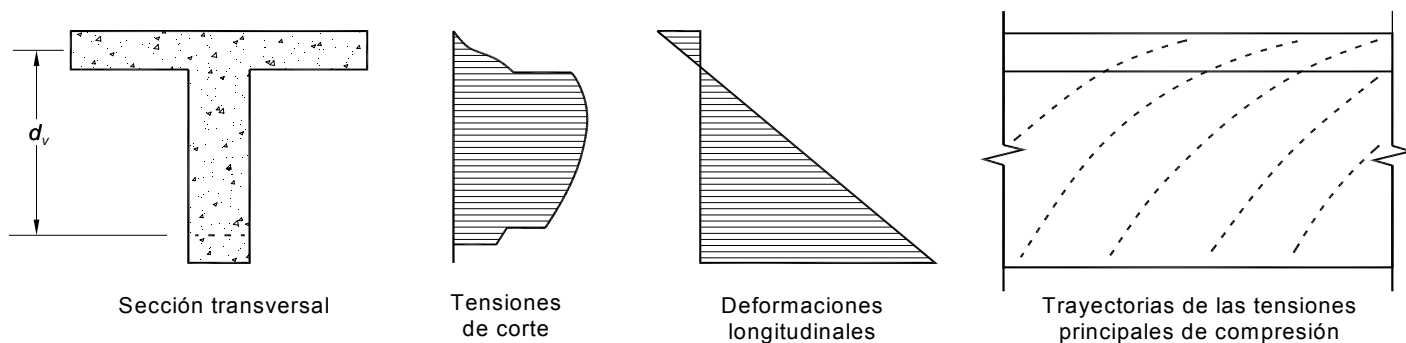
Para las secciones que contienen una cantidad de armadura transversal especificada, se puede calcular un diagrama de interacción corte-momento (ver Figura C6) utilizando directamente los procedimientos del presente artículo. Para un valor conocido de la resistencia del hormigón y un cierto valor de  $\epsilon_x$ , cada celda de la Tabla 1 corresponde a un cierto valor de  $v_u/f_c$ , es decir a un cierto valor de  $V_n$ . Este valor de  $V_n$  requiere una cantidad de armadura transversal expresada en términos del parámetro  $A_f y / (b_v s)$ . La capacidad de corte correspondiente a la armadura de corte provista se puede hallar interpolando linealmente entre los valores de  $V_n$  correspondientes a dos celdas consecutivas de las cuales una celda requiere más armadura transversal que la realmente provista y la otra celda requiere menos armadura que la realmente provista. Una vez que se han hallado  $V_n$  y  $\theta$ , la correspondiente capacidad de momento  $M_n$  se puede hallar calculando mediante las Ecuaciones 1 a 3 el momento requerido para provocar este valor de  $\epsilon_x$  seleccionado, y calculando el



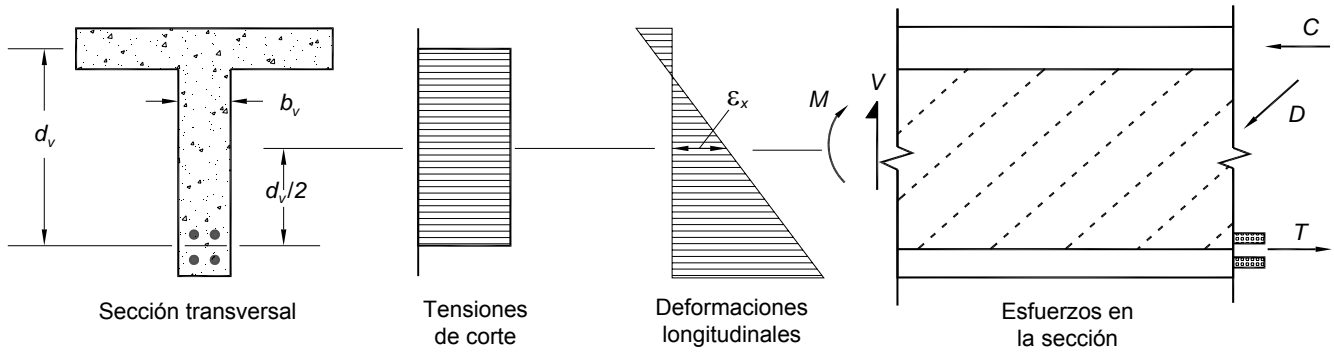
**Figura 5.8.3.4.2-3 – Definición del parámetro de separación de las fisuras,  $s_x$**

momento requerido para la fluencia de la armadura con la Ecuación 5.8.3.5-1. La capacidad de momento anticipada será el menor de estos dos valores. Al utilizar las Ecuaciones 5.8.2.9-1 y 5.8.3.5-1 y las Ecuaciones 1 a 3 del procedimiento para calcular un diagrama de interacción  $V_n - M_n$ , es apropiado reemplazar  $V_u$  por  $V_n$ ,  $M_u$  por  $M_n$ , y  $N_u$  por  $N_n$  y tomar el valor de  $\phi$  igual a 1,0. Si se cuenta con una planilla de cálculo adecuada, el uso de diagramas de interacción corte-momento es una manera conveniente de diseñar al corte y evaluar el corte.

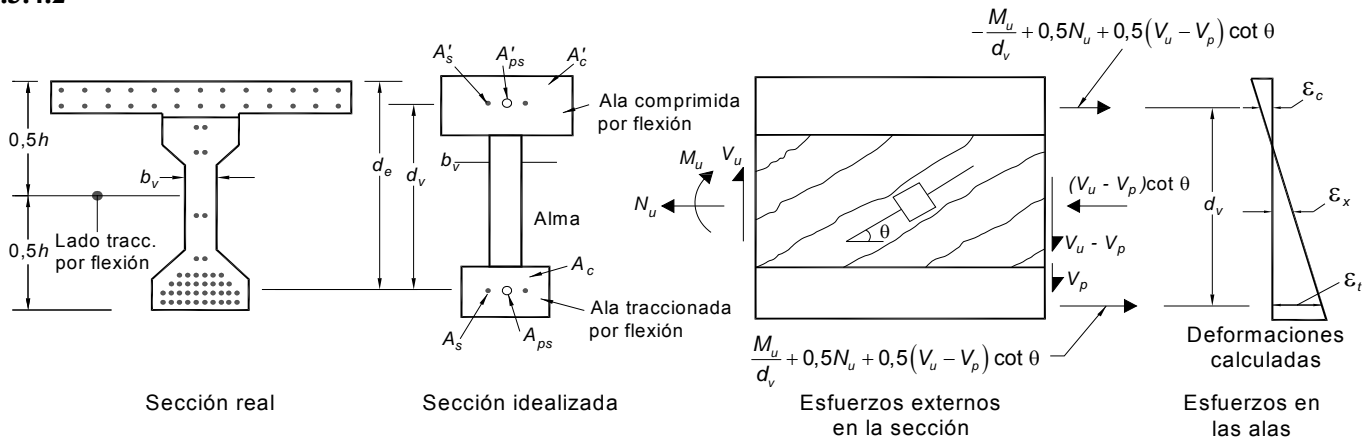
Los valores de  $\beta$  y  $\theta$  listados en las Tablas 1 y 2 se basan en calcular las tensiones que se pueden transmitir a través del hormigón fisurado diagonalmente. A medida que las fisuras se ensanchan, la tensión que se puede transmitir disminuye. En los elementos que contienen como mínimo la menor cantidad de armadura transversal, se asume que las fisuras diagonales tendrán una separación de alrededor de 300 mm. En los elementos sin armadura transversal, se asume que la separación entre fisuras inclinadas un ángulo  $\theta^\circ$  respecto de la armadura longitudinal será  $s_x/\sin\theta$ , tal como se ilustra en la Figura 3. Por ende, se asume que los elementos de mayor altura con mayores valores de  $s_x$  tienen fisuras más separadas y, por lo tanto, no pueden transmitir tensiones de corte tan elevadas. La capacidad de las superficies de las fisuras para transmitir tensiones de corte es afectada por el tamaño de los agregados del hormigón. Los elementos construidos de hormigones que tienen un menor tamaño máximo de agregado tendrán un mayor valor de  $s_{xe}$  y por lo tanto, si no hay armadura transversal, tendrán menor resistencia al corte.



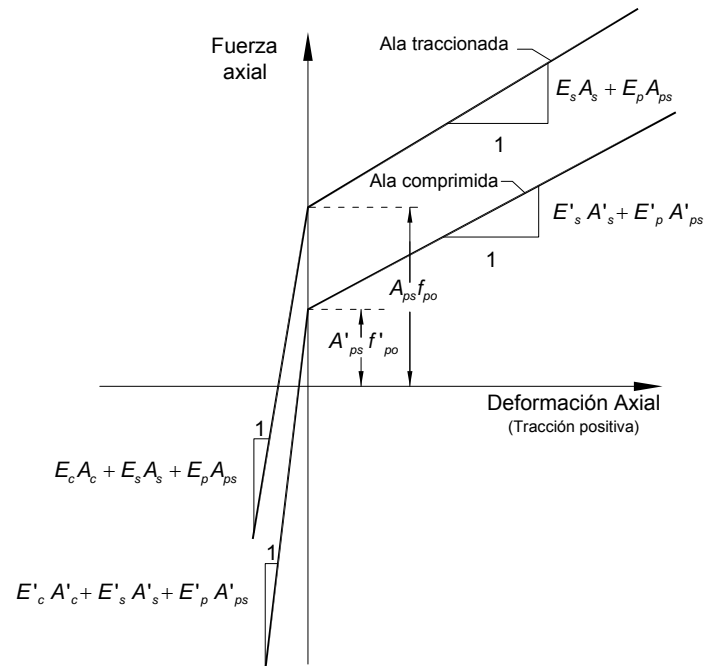
**Figura C5.8.3.4.2-1 – Análisis seccional detallado para determinar la resistencia al corte de acuerdo con el Artículo 5.8.3.1.**



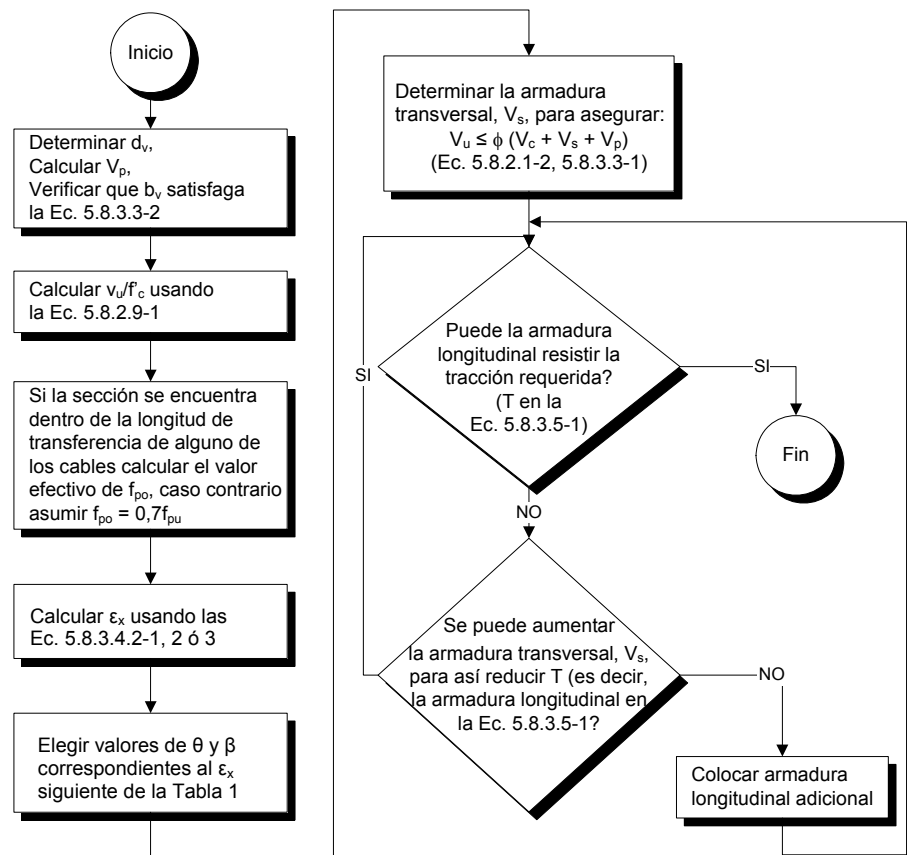
**Figura C5.8.3.4.2-2 – Procedimiento más directo para determinar la resistencia al corte de acuerdo con el Artículo 5.8.3.4.2**



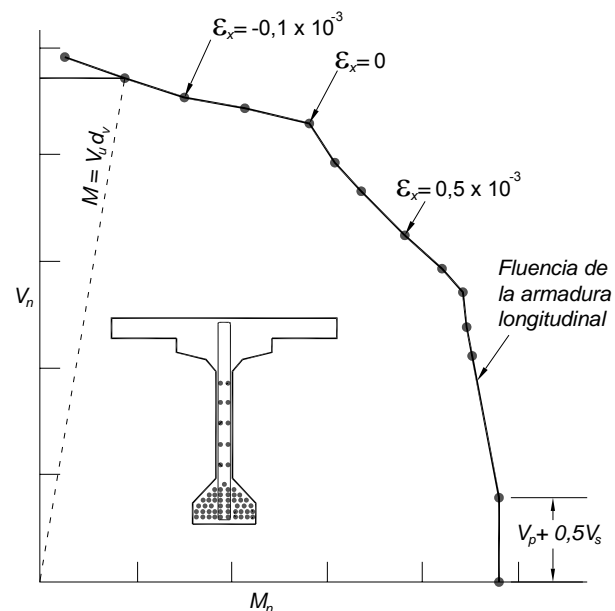
**Figura C5.8.3.4.2-3 – Procedimiento de cálculo más preciso para determinar  $\epsilon_x$**



**Figura C5.8.3.4.2-4 – Relaciones supuestas entre la fuerza axial en el ala y la deformación específica axial del ala**



**Figura C5.8.3.4.2-5 – Diagrama de flujo para el diseño al corte de secciones que contienen como mínimo la mínima armadura transversal**



**Figura C5.8.3.4.2-6 – Típico diagrama de interacción corte-momento**

En el trabajo de Collins y Mitchell (1991) el lector encontrará más detalles sobre los procedimientos utilizados para obtener los valores de  $\theta$  y  $\beta$  tabulados.

Tabla 5.8.3.4.2-1 – Valores de  $\theta$  y  $\beta$  para secciones con armadura transversal

$\frac{V}{f_c}$	$\epsilon_x \times 1000$								
	$\leq -0,20$	$\leq -0,10$	$\leq -0,05$	$\leq 0$	$\leq 0,125$	$\leq 0,25$	$\leq 0,50$	$\leq 0,75$	$\leq 1,00$
$\leq 0,075$	22,3 6,32	20,4 4,75	21,0 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
$\leq 0,100$	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
$\leq 0,125$	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
$\leq 0,150$	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
$\leq 0,175$	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
$\leq 0,200$	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
$\leq 0,225$	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
$\leq 0,250$	27,5 2,39	28,6 2,36	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 5.8.3.4.2-2 – Valores de  $\theta$  y  $\beta$  para secciones con menos armadura transversal que la mínima

$s_{xe}$ (mm)	$\epsilon_x \times 1000$										
	$\leq -0,20$	$\leq -0,10$	$\leq -0,05$	$\leq 0$	$\leq 0,125$	$\leq 0,25$	$\leq 0,50$	$\leq 0,75$	$\leq 1,00$	$\leq 1,50$	$\leq 2,00$
$\leq 130$	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
$\leq 250$	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
$\leq 380$	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
$\leq 500$	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
$\leq 750$	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
$\leq 1000$	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
$\leq 1500$	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
$\leq 2000$	44,3 3,10	44,3 3,10	44,3 3,10	44,33 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