

### 5.8.3.5 Armadura Longitudinal

En todas las secciones la capacidad de tracción de la armadura longitudinal del lado del elemento traccionado por flexión se deberá dimensionar de manera que satisfaga la siguiente condición:

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M_u}{d_v \phi_f} + 0,5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left( \frac{V_u}{\phi_v} - 0,5 V_s - V_p \right) \cot \theta \quad (5.8.3.5-1)$$

donde:

$V_s$  = resistencia al corte proporcionada por la armadura transversal en la sección investigada de acuerdo con la Ecuación 5.8.3.3-4;  $V_s$  nunca se deberá tomar mayor que  $V_u/\phi$  (N)

$\theta$  = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal utilizado para determinar la resistencia nominal al corte de la sección investigada de acuerdo con el Artículo 5.8.3.4 (°)

$\phi_f \phi_v \phi_c$  = factores de resistencia tomados del Artículo 5.5.4.2 para momento, corte y resistencia axial, según corresponda.

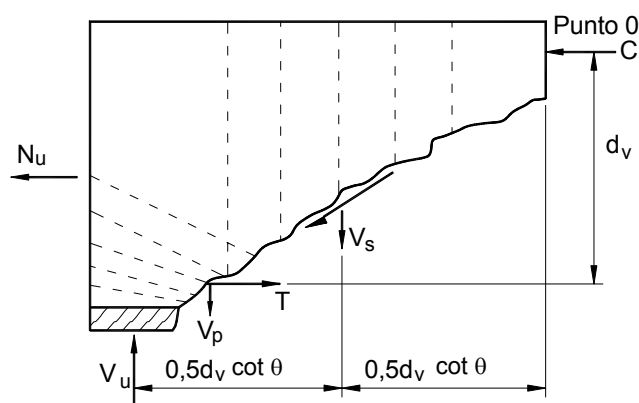
No es necesario que el área de armadura de longitudinal del lado traccionado del elemento solicitado a flexión sea mayor que el área requerida para resistir solamente el máximo momento. Este requisito se aplica cuando la fuerza de reacción o la carga introduce compresión directa en la cara comprimida del elemento flexionado.

La Ecuación 1 se deberá evaluar donde las vigas simplemente apoyadas se hacen continuas para las sobrecargas. La Ecuación 1 se deberá reevaluar donde la armadura longitudinal es discontinua.

### C5.8.3.5

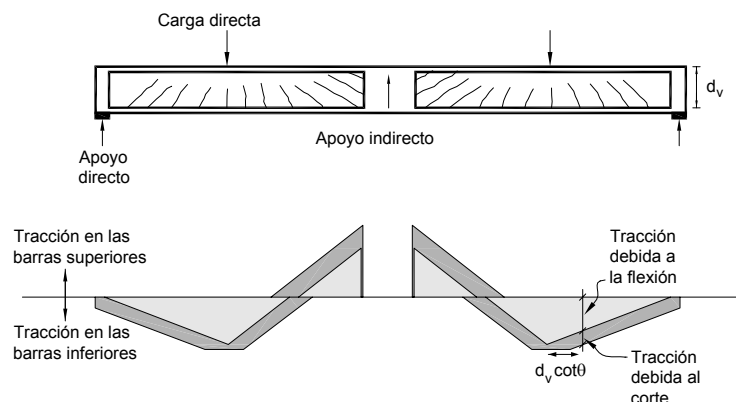
El corte provoca tracción en la armadura longitudinal. Para un corte dado, esta tracción aumenta a medida que  $\theta$  disminuye y a medida que  $V_c$  aumenta. La tracción que la flexión provoca en la armadura longitudinal se puede visualizar con ayuda de un diagrama de cuerpo libre como el ilustrado en la Figura C1.

Tomando momentos respecto del Punto 0 de la Figura C1, suponiendo que la fuerza de trabazón de los agregados en la fisura, la cual contribuye a  $V_c$ , tiene momento despreciable respecto del Punto 0, y despreciando la pequeña diferencia entre las ubicaciones de  $V_u$  y  $V_p$ , se obtiene el requisito para determinar la fuerza de tracción que el corte provoca en la armadura longitudinal.



**Figura C5.8.3.5-1 – Fuerzas debidas al momento y al corte supuestas en el modelo de resistencia**

En las ubicaciones de máximo momento la fuerza de corte cambia de signo, y por lo tanto varía la inclinación de las tensiones de compresión diagonal. En los apoyos directos y puntos en los cuales hay cargas aplicadas directamente a la cara superior o inferior del elemento, este cambio de inclinación está asociado con una distribución de tensiones de compresión en forma de abanico que irradia a partir de la carga puntual o apoyo directo como se ilustra en la Figura C2. Esta distribución en abanico de las tensiones diagonales reduce la tracción que provoca el corte en la armadura longitudinal, es decir, el ángulo  $\theta$  crece. La tracción en la armadura no es mayor que la debida exclusivamente al máximo momento. Por lo tanto, los requisitos de armadura longitudinal se pueden satisfacer prolongando la armadura de flexión en una distancia igual a  $d_v \cot \theta$  o la especificada en el Artículo 5.11, cualquiera sea la que resulte mayor.



**Figura C5.8.3.5-2 – Variación de la fuerza en la armadura longitudinal cerca de las ubicaciones de máximo momento**

En el borde interior del área de apoyo de los extremos correspondientes a apoyos simples de la sección crítica para corte, la armadura longitudinal del lado del elemento traccionado por flexión deberá satisfacer lo siguientes:

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \left( \frac{V_u}{\phi_v} - 0.5V_s - V_p \right) \cot \theta \quad (5.8.3.5-2)$$

Las Ecuaciones 1 y 2 se aplican a secciones que no están sujetas a torsión. Se deberá tomar en cuenta cualquier falta de desarrollo pleno.

### 5.8.3.6 Secciones Solicitadas a Combinaciones de Corte y Torsión

#### 5.8.3.6.1 Armadura Transversal

La armadura transversal no deberá ser menos que la sumatoria de la armadura requerida para corte, según lo especificado en el Artículo 5.8.3.3, más la armadura requerida para la torsión concurrente, según lo especificado en los Artículos 5.8.2.1 y 5.8.3.6.2

#### 5.8.3.6.2 Resistencia a la Torsión

La resistencia nominal a la torsión se deberá tomar como:

Para determinar la fuerza de tracción que debe resistir la armadura en el borde interior del área de apoyo se pueden utilizar los valores de  $V_u$ ,  $V_s$ ,  $V_p$  y  $\theta$  calculados para la sección ubicada una distancia  $d_v$  a partir de la cara del apoyo. Para calcular la resistencia a la tracción de la armadura longitudinal se puede asumir que la resistencia varía linealmente en la longitud de anclaje o en la longitud de transferencia.

#### C5.8.3.6.1

Las tensiones de corte provocadas por la torsión y el corte se sumarán a un lado de la sección y se restarán al otro. La armadura transversal se diseña para el lado en el cual los efectos son aditivos.

En general las cargas que provocan la mayor torsión no coinciden con las cargas que provocan el mayor corte. Aunque algunas veces resulta conveniente diseñar para la combinación de mayor torsión y mayor corte, sólo es necesario diseñar para el corte más elevado y la torsión simultánea, y para la mayor torsión y el corte simultáneo.

#### C5.8.3.6.2

Generalmente el término  $A_o$  se puede tomar como  $0.85A_{oh}$ . Collins y Mitchell (1991) presentan la justificación en la cual se basa esta sustitución, que por lo

$$T_n = \frac{2 A_o A_t f_y \cot \theta}{s} \quad (5.8.3.6.2-1)$$

general es conservadora.

donde:

$A_o$  = área encerrada por el recorrido del flujo de corte, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera ( $\text{mm}^2$ )

$A_t$  = área de una rama de la armadura transversal de torsión cerrada ( $\text{mm}^2$ )

$\theta$  = ángulo de fisuración determinado de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.8.3.4 con las modificaciones para las expresiones de  $v$  y  $V_u$  aquí especificadas ( $^\circ$ )

Para la combinación de corte y torsión,  $\varepsilon_x$  se deberá determinar utilizando las Ecuaciones 5.8.3.4.2-1 o 5.8.3.4.2-2, según corresponda, reemplazando  $V_u$  por:

$$V_u = \sqrt{V_u^2 + \left( \frac{0,9 p_h T_u}{2 A_o} \right)^2} \quad (5.8.3.6.2-2)$$

El ángulo  $\theta$  será como se especifica en las Tablas 5.8.3.4.2-1 ó 5.8.3.4.2-2, según corresponda, tomando la tensión de corte,  $v$ , de la siguiente manera:

- Para secciones tipo cajón:

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} + \frac{T_u p_h}{\phi A_{oh}^2} \quad (5.8.3.6.2-3)$$

- Para las demás secciones:

$$v = \sqrt{\left( \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \right)^2 + \left( \frac{T_u p_h}{\phi A_{oh}^2} \right)^2} \quad (5.8.3.6.2-4)$$

donde:

$p_h$  = perímetro del eje de la armadura transversal de torsión cerrada (mm)

$A_{oh}$  = área encerrada por el eje de la armadura transversal de torsión cerrada exterior, incluyendo el área de cualquier abertura ( $\text{mm}^2$ )

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

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

Cuando es necesario investigar la torsión en una viga cajón, la tensión de corte debida al corte y la tensión de corte debida a la torsión serán aditivas a un lado de la viga. Aún si las almas de la viga cajón fueron diseñadas individualmente utilizando un análisis refinado será necesario verificar la viga cajón a la torsión como una unidad de ancho completo.

En el caso de las secciones transversales de otras geometrías, por ejemplo rectangulares o doble Te, existe la posibilidad de que haya considerable redistribución de las tensiones de corte. Para tomar en cuenta la redistribución favorable que se produce en estas secciones, al calcular su tensión nominal al corte se puede utilizar un enfoque basado en la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, como se indica en las Ecuaciones 2 y 4.

## 5.5.4.2

## 5.8.3.6.3 Armadura Longitudinal

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.8.3.5 según las modificaciones aquí especificadas para incluir la torsión.

La armadura longitudinal se deberá dimensionar de manera de satisfacer la Ecuación 1:

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi d_v} + \frac{0,5 N_u}{\phi} + \cot \theta \sqrt{\left( \frac{V_u}{\phi} - 0,5 V_s - V_p \right)^2 + \left( \frac{0,45 p_h T_u}{2 A_o \phi} \right)^2} \quad (5.8.3.6.3-1)$$

## 5.8.4 Transferencia de Corte en las Interfases – Corte por Fricción

## 5.8.4.1 Requisitos Generales

Se deberá considerar la transferencia de corte en la interfase en un plano dado por:

- Una fisura existente o potencial,
- Una interfase entre diferentes materiales, o
- Una interfase entre dos hormigones colados en diferentes momentos.

La resistencia nominal al corte del plano de interfase se deberá tomar como:

$$V_n = c A_{cv} + \mu [A_{vf} f_y + P_c] \quad (5.8.4.1-1)$$

La resistencia nominal al corte utilizada en el diseño no deberá ser mayor que el menor valor entre los siguientes:

$$V_n \leq 0,2 f'_c A_{cv} \quad (5.8.4.1-2)$$

o bien

$$V_n \leq 5,5 A_{cv} \quad (5.8.4.1-3)$$

donde:

$V_n$  = resistencia nominal al corte (N)

$A_{cv}$  = área del hormigón que participa de la transferencia de corte (mm<sup>2</sup>)

## C5.8.3.6.3

Para tomar en cuenta el hecho de que en uno de los lados de la sección las tensiones por torsión y por corte se oponen, la tensión equivalente utilizada en la expresión de diseño se toma como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las tensiones del alma calculadas individualmente.

## C5.8.4.1

Se asume que a lo largo del plano del corte hay una discontinuidad. Se considera que el desplazamiento relativo es resistido por cohesión y fricción, soportadas por la armadura de corte por fricción que atraviesa la fisura.

Debido a que la interfase es rugosa, el desplazamiento por corte provocará un ensanchamiento de la discontinuidad. Este ensanchamiento provocará tracción en la armadura que atraviesa la discontinuidad, la cual será equilibrada por las tensiones de compresión en las superficies de discontinuidad del hormigón. Se asume que la resistencia al corte de la cara es función tanto de la cohesión como de la fricción.

Las Ecuaciones 2 y 3 proveen un límite superior para  $V_n$ .

$A_{vf}$  = área de la armadura de corte que atraviesa el plano de corte ( $\text{mm}^2$ )

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

$c$  = factor de cohesión especificado en el Artículo 5.8.4.2 (MPa)

$\mu$  = coeficiente de fricción especificado en el Artículo 5.8.4.2

$P_c$  = fuerza de compresión permanente neta normal al plano de corte; si la fuerza es de tracción  $P_c = 0,0$  (N)

$f'_c$  = resistencia especificada del hormigón más débil a 28 días (MPa)

La armadura para el corte en las interfases entre hormigones de losas y vigas puede consistir en barras individuales, estribos de múltiples ramas o las ramas verticales de una malla de alambre soldada. El área de la sección transversal  $A_{vf}$  de la armadura por unidad de longitud de viga debería satisfacer ya sea el área requerida por la Ecuación 1 o bien:

$$A_{vf} \geq \frac{0,35b_v}{f_y} \quad (5.8.4.1-4)$$

donde:

$b_v$  = ancho de la interfase (mm)

La mínima armadura requerida  $A_{vf}$  se puede obviar si  $V_n/A_{cv}$  es menor que 0,70 MPa.

A lo largo de la interfase entre las vigas y el tablero de hormigón se desarrollan fuerzas horizontales de corte. A modo de alternativa al enfoque clásico de la resistencia elástica de los materiales, el valor de estas fuerzas por unidad de longitud de las vigas en el estado límite de resistencia se puede tomar como:

$$V_h = \frac{V_u}{d_e} \quad (C5.8.4.1-1)$$

donde:

$V_h$  = corte horizontal por unidad de longitud de la viga (N)

$V_u$  = corte vertical mayorado (N)

$d_e$  = distancia entre el baricentro del acero del lado traccionado de la viga y el centro de los bloques de compresión en el tablero (mm)

Por motivos de simplicidad, la altura  $d_e$  se puede tomar como la distancia entre el baricentro del acero traccionado y el punto medio del espesor del tablero.

La Ecuación C1 es una aproximación razonable tanto para comportamiento elástico o inelástico como para secciones fisuradas o no fisuradas, y se puede obtener de la siguiente manera en base al diagrama de cuerpo libre ilustrado en la Figura C1:

$$M_{u2} = M_{u1} + V_u d \ell \quad (C5.8.4.1-2)$$

$$C_{u2} \approx M_{u2} / d_e \quad (C5.8.4.1-3)$$



$c = 1,0 \text{ MPa}$   
 $\mu = 1,4\lambda$

- Para el hormigón colocado contra una superficie limpia de hormigón endurecido a la cual se le ha introducido una rugosidad intencional de 6 mm de amplitud:

$c = 0,70 \text{ MPa}$   
 $\mu = 1,0\lambda$

- Para hormigón colocado contra una superficie de hormigón endurecido limpia y libre de nata, pero a la cual no se le ha introducido una rugosidad intencional:

$c = 0,52 \text{ MPa}$   
 $\mu = 0,6\lambda$

- Para el hormigón anclado a acero estructural sin tratamiento térmico mediante pernos con cabeza o mediante barras de armadura, si todo el acero en contacto con el hormigón está limpio y libre de pintura:

$c = 0,17 \text{ MPa}$   
 $\mu = 0,7\lambda$

Para  $\lambda$  se deberán tomar los siguientes valores:

- Para hormigón de densidad normal ..... 1,00
- Para hormigón de agregados livianos  
y arena ..... 0,85
- Para todos los demás hormigones de  
baja densidad ..... 0,75

Para las ménsulas, cartelas y resaltos horizontales tipo viga, el factor de cohesión,  $c$ , se deberá tomar igual a 0,0.  
Si se utiliza arena para reemplazar parcialmente el agregado, los valores de  $\lambda$  se pueden interpolar linealmente.

En el año 2003 AASHTO estableció que para las ménsulas, cartelas y resaltos el factor de cohesión debe ser igual a 0,0. Esto se debe a que, a juicio de AASHTO, en estos componentes no resulta adecuado confiar en la resistencia aportada por la cohesión.

5.9 PRETENSADO Y PRETENSADO PARCIAL

5.9.1 Consideraciones Generales de Diseño

5.9.1.1 Requisitos Generales

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar a

C5.9.1.1

La introducción de un pretensado parcial permite

los elementos estructurales de hormigón armados con cualquier combinación de tendones de pretensado y barras de armadura convencional actuando conjuntamente para resistir solicitaciones comunes. Los elementos estructurales de hormigón pretensado y parcialmente pretensado se deberán diseñar tanto para la fuerza de pretensado inicial como para la fuerza de pretensado final. Deberán satisfacer los requisitos en los estados límites de servicio, fatiga, resistencia y evento extremo, según se especifica en el Artículo 5.5, y de acuerdo con las hipótesis indicadas en los Artículos 5.6, 5.7 y 5.8.

Se pueden utilizar tendones o barras de armadura no tesados en combinación con tendones tesados, siempre que se demuestre que el comportamiento de la estructura satisface todos los estados límites y los requisitos de los Artículos 5.4 y 5.6.

Los límites para las tensiones de compresión, especificados en el Artículo 5.9.4, se deberán utilizar para cualquier combinación de cargas de servicio aplicable de la Tabla 3.4.1-1, a excepción de la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III, la cual no se aplicará a la investigación de la compresión.

Los límites para las tensiones de tracción, especificados en el Artículo 5.9.4, se deberán utilizar para cualquier combinación de cargas de servicio aplicable de la Tabla 3.4.1-1. La Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III se deberá aplicar al investigar la tracción bajo sobrecarga.

desarrollar una teoría unificada para las estructuras de hormigón, teoría en la cual el hormigón armado y el hormigón pretensado convencional representan los casos límite.

Los antecedentes incluidos en este artículo se basan en ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares y en ACI 343, ACI 318 y la norma *Ontario Highway Bridge Design Code*, cuyos requisitos aquí se amplían de manera de abarcar el pretensado parcial.

Generalmente los tendones de pretensado son barras o cables de acero de alta resistencia, pero también se podrían utilizar otros materiales que satisfagan los requisitos de resistencia y ductilidad, siempre que cumplan con la intención del Artículo 5.4.1.

El pretensado parcial se puede considerar un concepto de diseño que corresponde a una de las siguientes soluciones de diseño, o una combinación de las mismas:

- Un elemento de hormigón armado con una combinación de armaduras pretensadas y no pretensadas diseñadas para resistir conjuntamente las mismas solicitaciones,
- Un elemento de hormigón pretensado diseñado para fisurarse por tracción bajo cargas de servicio, y
- Un elemento de hormigón pretensado en el cual la tensión efectiva de pretensado en la armadura tesa intencionalmente se mantiene por debajo del valor máximo admisible.

### 5.9.1.2 Resistencias Especificadas del Hormigón

En la documentación técnica se deberán identificar las resistencias especificadas,  $f'_c$  y  $f'_{ci}$ , para cada elemento. Los límites de tensión relacionados con las resistencias especificadas deberán ser como se especifica en el Artículo 5.9.4.

La resistencia del hormigón en el momento de la transferencia deberá ser adecuada para satisfacer los requisitos de los anclajes o de transferencia por adherencia, así como para satisfacer los requisitos de flecha o contraflecha.

### 5.9.1.3 Pandeo

Se deberá investigar el pandeo de un elemento entre puntos de contacto entre el hormigón y los tendones, el pandeo durante las operaciones de manipuleo y montaje, y el pandeo de las almas y alas delgadas.

### 5.9.1.4 Propiedades de las Secciones

### C5.9.1.4



Para determinar las propiedades de las secciones antes de la adherencia de los tendones de postesado, se deberán considerar los efectos de la pérdida de área debida a la presencia de vainas abiertas.

Luego de la adherencia de los tendones, tanto para elementos pretensados como para elementos postesados, las propiedades de las secciones se pueden basar ya sea en la sección bruta o en la sección transformada.

5.9.1.5 Limitación de la Fisuración

Si se permite fisuración bajo cargas de servicio, el ancho de fisura, la fatiga de la armadura y la corrosión se deberán investigar de acuerdo con los requisitos los Artículos 5.5, 5.6 y 5.7.

5.9.1.6 Tendones con Puntos de Quiebre o Curvas

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.4.6 sobre curvatura de las vainas.

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.10.4 para investigar las concentraciones de tensiones provocadas por los cambios de dirección de los tendones de pretensado.

En el caso de tendones en vainas deformadas que nominalmente no son rectas, al determinar la excentricidad se deberá considerar la diferencia entre el centro de gravedad del tendón y el centro de gravedad de la vaina.

Adherencia significa que el mortero dentro de la vaina ha alcanzado su resistencia especificada.

C5.9.1.6

Se debería asumir que, en las áreas de momento negativo, los tendones formados por cables deformados verticalmente están ubicados en el fondo de la vaina y, en las áreas de momento positivo, en la parte superior de la vaina. En la Figura C1 se ilustra la ubicación del centro de gravedad del tendón con respecto al eje de la vaina para momento negativo.

Tamaño de la vaina (mm)	Z (mm)
≤ 75 DE	12
> 75 DE a 100	20
más de 100	25

DE = diámetro externo

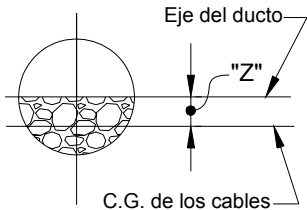


Figura C5.9.1.6-1 – Posición del tendón dentro de la vaina

5.9.2 Tensiones Debidas a Deformaciones Impuestas

Se deberá investigar cómo las deformaciones elásticas e inelásticas provocadas por el pretensado afectan los componentes adyacentes de la estructura. Las fuerzas de restricción producidas en los elementos estructurales adyacentes se pueden reducir por los efectos de la fluencia lenta.

En los pórticos monolíticos, las solicitaciones en columnas y pilares provocadas por el pretensado de la superestructura se pueden basar en el acortamiento elástico inicial.

En los pórticos monolíticos convencionales, cualquier aumento de los momentos de columna debido al acortamiento por fluencia lenta a largo plazo de la superestructura pretensada se considera compensado por la relajación simultánea de los momentos por deformación en

C5.9.2

El trabajo de Leonhardt (1964) contiene información adicional sobre este tema.

las columnas debida a la fluencia lenta del hormigón.

La reducción de las fuerzas de restricción en otros elementos de una estructura debida al pretensado de un elemento se puede tomar como:

- Para deformaciones impuestas instantáneamente

$$F' = F \left( 1 - e^{-\psi(t, t_i)} \right) \quad (5.9.2-1)$$

o bien

- Para deformaciones impuestas lentamente

$$F' = F \left( 1 - e^{-\psi(t, t_i)} \right) / \psi(t, t_i) \quad (5.9.2-2)$$

donde:

$F$  = sollicitación determinada utilizando el módulo de elasticidad del hormigón en el momento de aplicación de la carga (N)

$F'$  = sollicitación reducida (N)

$\psi(t, t_i)$  = coeficiente de fluencia lenta en el tiempo  $t$  para carga aplicada en el tiempo  $t_i$  como se especifica en el Artículo 5.4.2.3.2

$e$  = base de los logaritmos neperianos

### 5.9.3 Límites para la Tensión en los Tendones de Pretensado

La tensión en los tendones debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los siguientes valores:

- Los valores especificados en la Tabla 1, o
- Los valores recomendados por el fabricante de los tendones o anclajes.

La tensión en los tendones en los estados límites de resistencia y evento extremo no deberá ser mayor que el límite de resistencia a la tracción especificado en la Tabla 5.4.4.1-1.

### C5.9.3

En el caso de postesado, se puede permitir el valor  $0,90 f_{py}$  admisible a corto plazo para períodos de tiempo breves previos al acuanamiento para contrarrestar las pérdidas por acuanamiento y fricción, siempre que no se superen los demás valores indicados en la Tabla 1.

**Tabla 5.9.3-1 – Límites de tensión para los tendones de pretensado**

Condición	Tipo de tendón		
	Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
<b>Pretensado</b>			
Inmediatamente antes de la transferencia ( $f_{pt} + \Delta f_{pES}$ )	$0,70 f_{pu}$	$0,75 f_{pu}$	-
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas ( $f_{pe}$ )	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$
<b>Postesado</b>			
Antes del acuíñamiento, se puede permitir $f_s$ a corto plazo	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuíñamiento de los anclajes ( $f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$ )	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuíñamiento del anclaje ( $f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$ )	$0,70 f_{pu}$	$0,74 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las pérdidas ( $f_{pe}$ )	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$

## 5.9.4 Límites para la tensión en el hormigón

### 5.9.4.1 Para Tensiones Temporarias antes de las Pérdidas – Elementos Totalmente Pretensados

#### 5.9.4.1.1 Tensiones de Compresión

El límite para la tensión de compresión en los elementos de hormigón pretensado y postesado, incluyendo los puentes construidos por segmentos, será de  $0,60 f'_{ci}$  (MPa).

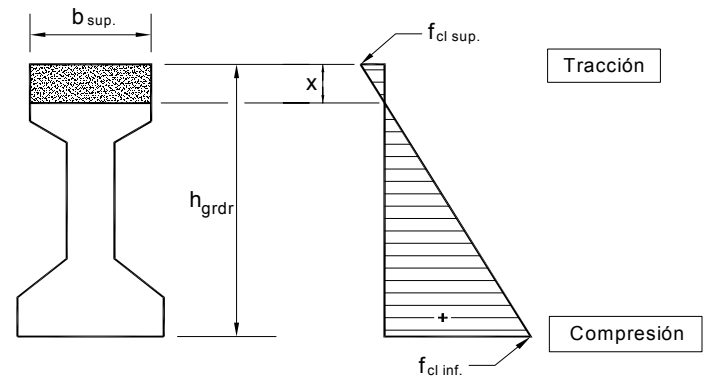
#### 5.9.4.1.2 Tensiones de Tracción

Para las tensiones de tracción se deberán aplicar los límites indicados en la Tabla 1.

#### C5.9.4.1.2

Si se provee armadura adherente para poder utilizar la mayor tensión límite de tracción permitida en áreas con armadura adherente, primero será necesario calcular la fuerza de tracción. El primer paso para calcular la fuerza de tracción,  $T$ , consiste en determinar la profundidad de la zona traccionada utilizando las tensiones en la fibra extrema en la ubicación considerada,  $f_{ci\ sup}$  y  $f_{ci\ inf}$ . Luego se define un área en la cual se supone actúa la tensión de tracción media. La fuerza de tracción se calcula como el producto entre la tensión de tracción media y el área calculada, tal como se ilustra a continuación. El área de

armadura requerida,  $A_s$ , se calcula dividiendo la fuerza de tracción por la tensión admisible de la armadura.



$$T = \frac{f_{ci\ sup}}{2} b_{sup} x$$

$$A_s = \frac{T}{f_s}$$

donde  $f_s = 0,5 f_y \leq 206 \text{ MPa}$

**Figura C5.9.4.1.2-1 – Cálculo de la fuerza de tracción y el área de armadura requerida**

**Tabla 5.9.4.1.2-1 – Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas**  
**– Elementos totalmente pretensados**

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes contruidos por segmentos	<ul style="list-style-type: none"> <li>En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente</li> </ul>	N/A
	<ul style="list-style-type: none"> <li>En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente</li> </ul>	$0,25 \sqrt{f'_{ci}} \leq 1,38$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> <li>En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de <math>0,5f_y</math>, no mayor que 210 MPa</li> </ul>	$0,63 \sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> <li>Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados</li> </ul>	$0,415 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
Puentes contruidos por segmentos	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida <ul style="list-style-type: none"> <li>Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de <math>0,5f_y</math>; con tendones internos o tendones externos</li> <li>Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones</li> </ul>	$0,25 \sqrt{f'_{ci}}$ tracción máxima (MPa)  Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> <li>Para cualquier tipo de unión</li> </ul>	$0,25 \sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	Tensiones en otras áreas <ul style="list-style-type: none"> <li>Para áreas sin armadura adherente no pretensada</li> <li>En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de <math>0,5f_y</math>, no mayor que 210 MPa</li> </ul>	Tracción nula  $0,50 \sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)

#### 5.9.4.2 Para Tensiones en Estado Límite de Servicio después de las Pérdidas – Elementos Totalmente Pretensados

##### 5.9.4.2.1 Tensiones de Compresión

##### C5.9.4.2.1

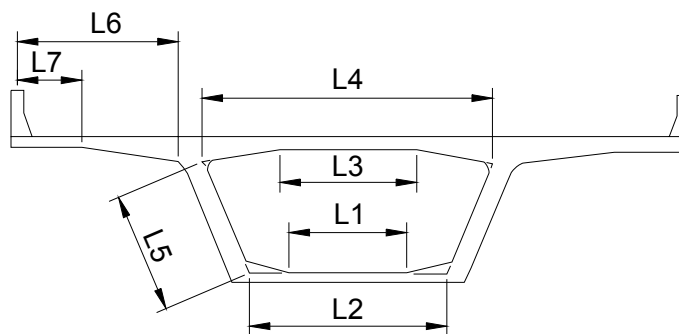
La compresión se deberá investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio I especificada en la Tabla 3.4.1-1. Se aplicarán los límites indicados en la Tabla 1.

El factor de reducción,  $\phi_w$ , se deberá tomar igual a 1,0 si las relaciones de esbeltez de las almas y alas, calculadas de acuerdo con el Artículo 5.7.4.7.1, son menores o iguales que 15. Si la relación de esbeltez del alma o el ala es mayor que 15, el factor de reducción,  $\phi_w$ , se deberá calcular de acuerdo con el Artículo 5.7.4.7.2.

A diferencia de las vigas rectangulares macizas en base a las cuales se desarrollaron los códigos de diseño para el hormigón, se anticipa que el hormigón no confinado en los lados comprimidos de las vigas cajón sufrirán fluencia lenta hasta llegar a la falla a una tensión muy por debajo de la resistencia nominal del hormigón. Este

comportamiento es similar al comportamiento del hormigón en columnas de pared delgada. El factor de reducción,  $\phi_w$ , originalmente fue desarrollado para tomar en cuenta la reducción de la deformación utilizable del hormigón de columnas de pared delgada en estado límite de resistencia. El uso de  $\phi_w$  para reducir el límite de tensión correspondiente a vigas cajón en estado límite no es correcto desde el punto de vista teórico. Sin embargo, debido a la falta de información acerca del comportamiento del hormigón en el estado límite de servicio, el uso de  $\phi_w$  permite considerar el comportamiento de los elementos delgados de manera racional.

La aplicación del Artículo 5.7.4.7.2 a elementos con alas y de espesor variable requiere del juicio profesional. En la Figura C1 se ilustra cómo considerar longitudes adecuadas para diferentes elementos. En el caso de longitudes de espesor constante, se debería utilizar el espesor de pared asociado con dichas longitudes. Para longitudes de espesor variable, por ejemplo  $L_4$ , se podría utilizar un espesor promedio. Para los elementos con múltiples longitudes, tales como el ala superior ilustrada, se debería utilizar la mayor relación. Se debería considerar el efecto beneficioso del apoyo en puntales. No se muestran los factores de longitud efectiva. En la Figura C1 el borde libre del voladizo se supone soportado por el parapeto.



**Figura C5.9.4.2.1-1 – Longitudes de pared sugeridas**

**Tabla 5.9.4.2.1-1 – Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas**  
**– Elementos totalmente pretensados**

Ubicación	Tensión límite
<ul style="list-style-type: none"><li>• Excepto en puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes</li></ul>	$0,45 f_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"><li>• En puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes</li></ul>	$0,45 f_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"><li>• Excepto en puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes</li></ul>	$0,40 f_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"><li>• Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo</li></ul>	$0,60 \phi_w f_c$ (MPa)

5.9.4.2.2 Tensiones de Tracción

Para las combinaciones de cargas de servicio que involucran cargas de tráfico, las tensiones de tracción en los elementos que tienen tendones de pretensado adherentes o no adherentes se deberían investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III especificada en la Tabla 3.4.1-1.

Se aplicarán los límites indicados en la Tabla 1.

C5.9.4.2.2

Las condiciones de corrosión severa incluyen la exposición a sales anticongelantes, agua o sales marinas y productos químicos transportados por el aire en zonas altamente industrializadas.

**Tabla 5.9.4.2.2-1 – Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados**

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	Tracción en la zona de tracción precomprimada, suponiendo secciones no fisuradas <ul style="list-style-type: none"> <li>Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas</li> <li>Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas</li> <li>Para elementos con tendones de pretensado no adherentes</li> </ul>	$0,50 \sqrt{f'_c}$ (MPa) $0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa) Tracción nula
	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimada <ul style="list-style-type: none"> <li>Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada a una tensión de <math>0,5f_y</math>; con tendones internos o tendones externos</li> <li>Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones</li> </ul>	$0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa) Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> <li>Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimada</li> </ul>	$0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
Puentes construidos por segmentos	Tensiones en otras áreas <ul style="list-style-type: none"> <li>Para áreas sin armadura adherente</li> <li>En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de <math>0,5f_y</math>, no mayor que 205 MPa</li> </ul>	Tracción nula $0,50 \sqrt{f'_c}$ (MPa)

Ver el cálculo del área de armadura adherente requerida en la Figura C5.9.4.1.2-1.

### 5.9.4.3 Elementos Parcialmente Pretensados

Para los elementos totalmente pretensados las tensiones de compresión se deberán limitar como se especifica en los Artículos 5.9.4.1.1 y 5.9.4.2.1.

Se puede permitir fisuración en la zona de tracción precomprimada. El diseño de elementos parcialmente pretensados se debería basar en un análisis de sección fisurada satisfaciendo los diferentes estados límites de servicio. La tensión de tracción en la armadura en estado límite de servicio será como se especifica en el Artículo 5.7.3.4, en cuyo caso  $f_{sa}$  se deberá interpretar como el cambio de tensión luego de la descompresión.

### 5.9.5 Pérdidas de Pretensado

#### 5.9.5.1 Pérdida de Pretensado Total

#### C5.9.5.1



En lugar de un análisis más detallado, las pérdidas de pretensado en elementos contruidos y pretensados en una sola etapa, respecto de la tensión inmediatamente antes de la transferencia, se pueden tomar como:

- En elementos pretensados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (5.9.5.1-1)$$

- En elementos postesados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (5.9.5.1-2)$$

donde:

$\Delta f_{pT}$  = pérdida total (MPa)

$\Delta f_{pF}$  = pérdida por fricción (MPa)

$\Delta f_{pA}$  = pérdida por acunamiento de los anclajes (MPa)

$\Delta f_{pES}$  = pérdida por acortamiento elástico (MPa)

$\Delta f_{pSR}$  = pérdida por contracción (MPa)

$\Delta f_{pCR}$  = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)

$\Delta f_{pR2}$  = pérdida por relajación del acero después de la transferencia (MPa)

En los elementos pretensados para los cuales se utiliza la estimación aproximada de las pérdidas especificada en el Artículo 5.9.5.3, la parte de la pérdida correspondiente a relajación antes de la transferencia,  $\Delta f_{pR1}$ , se debería restar de la relajación total.

Para los elementos postesados se debería considerar una pérdida de fuerza en los tendones dentro de los equipos de pretensado, de acuerdo con lo indicado por las tensiones leídas en los instrumentos de medición.

Para las construcciones por segmentos, construcciones de hormigón de baja densidad, pretensado por etapas con tramos de más de 50.000 mm y puentes en los cuales se desea realizar una evaluación más precisa de las pérdidas de pretensado, el cálculo de las pérdidas de pretensado se debería hacer de acuerdo con un método avalado por datos de ensayos comprobados.

Se deberían considerar datos obtenidos de ensayos de control realizados considerando los materiales a utilizar, métodos de curado, condiciones ambientales de servicio y detalles estructurales pertinentes.

Para estimar con precisión la pérdida de pretensado total es necesario reconocer que las pérdidas dependientes del tiempo debidas a la fluencia lenta y la relajación también dependen la una de la otra. Si fuera necesario, las pérdidas de pretensado se deberían calcular rigurosamente de acuerdo con un método avalado por datos de ensayos. Ver las referencias citadas en el Artículo C5.4.2.3. Sin embargo, durante la etapa de diseño pocas veces se requiere un gran refinamiento y algunas veces ni siquiera es posible realizar un análisis preciso, ya que muchos de los factores determinantes aún no son conocidos o escapan el control del Diseñador.

Las pérdidas por acunamiento de los anclajes, fricción y acortamiento elástico son instantáneas, mientras que las pérdidas por fluencia lenta, contracción y relajación dependen del tiempo.

Para las construcciones en múltiples etapas y/o pretensadas, las pérdidas de pretensado se deberían calcular considerando el tiempo transcurrido entre cada etapa. Este cálculo se puede realizar aplicando el método de los incrementos de tiempo.

Este artículo ha sido revisado en base a los resultados de nuevas investigaciones analíticas. El uso del pretensado parcial exige modificar los enfoques existentes.

Estimar las pérdidas para hormigón parcialmente pretensado es análogo a estimar las pérdidas para hormigón totalmente pretensado en que:

- Las pérdidas de pretensado instantáneas, tales como las debidas a fricción, acunamiento de los anclajes y acortamiento elástico, se pueden calcular exactamente como si se tratara de elementos totalmente pretensados.
- La tensión media en el hormigón de un elemento parcialmente pretensado generalmente es menor que en un elemento totalmente pretensado. Por lo tanto, la pérdida de pretensado debida a fluencia lenta también será menor.
- Si el acero de pretensado estuviera tesado a la misma tensión de tracción inicial que en el caso del

hormigón totalmente pretensado, la pérdida por relajación intrínseca sería la misma. Sin embargo, debido a que la pérdida por fluencia lenta es menor en los elementos parcialmente pretensados y debido a que la pérdida por fluencia lenta afecta la pérdida por relajación, en los elementos de hormigón parcialmente pretensados la pérdida por relajación es ligeramente mayor que en los elementos de hormigón totalmente pretensado.

- A igualdad de todos los demás factores, la pérdida de pretensado debida a la contracción del hormigón debería ser igual para elementos de hormigón parcial y totalmente pretensados.
- La presencia de una importante cantidad de armadura no pretensada, como ocurre en el hormigón parcialmente pretensado, afecta la redistribución de tensiones en la sección provocada por la fluencia lenta del hormigón, y generalmente las pérdidas de pretensado resultantes son menores.
- Debido a que un elemento de hormigón parcialmente pretensado se puede fisurar bajo carga permanente, la pérdida de pretensado del acero se puede equilibrar en gran medida por el aumento de tensión en el acero en el momento de la fisuración. Este aumento de la tensión es necesario para mantener el equilibrio y contrarrestar la pérdida de capacidad de tracción de la sección de hormigón.

En accesorios para tesado y dispositivos de anclaje se han medido pérdidas iguales a 2 a 6 por ciento de la fuerza calculada como la presión aplicada al pisón por su área calibrada (*Roberts 1993*). La pérdida varía dependiendo del tipo de pisón y del anclaje. Como valor de diseño inicial se recomienda utilizar 3 por ciento.

## 5.9.5.2 Pérdidas Instantáneas

### 5.9.5.2.1 Acuñaamiento de los Anclajes

La magnitud del acuñaamiento de los anclajes será el valor mayor entre la requerida para controlar la tensión en el acero de pretensado en el momento de la transferencia o la recomendada por el fabricante de los anclajes. La magnitud del acuñaamiento supuesta para el diseño y utilizada para calcular la pérdida deberá ser indicada en la documentación técnica y verificada durante la construcción.

### C5.9.5.2.1

La pérdida por acuñaamiento de los anclajes es provocada por el movimiento del tendón antes del asiento de las cuñas o el dispositivo de agarre del anclaje. La magnitud del acuñaamiento mínimo depende del sistema de pretensado utilizado. Esta pérdida ocurre antes de la transferencia, y es responsable de la mayor parte de la diferencia entre la tensión de tesado y la tensión en el momento de la transferencia. Un valor habitual para el acuñaamiento de los anclajes es de 10 mm, aunque para algunos dispositivos de anclaje, tales como los utilizados para tendones formados por barras, es más adecuado utilizar valores tan bajos como 1,6 mm.

Para los anclajes para cables tipo cuña, el acuanamiento puede variar de 3 a 10 mm, dependiendo del tipo de equipos utilizado. Para los tendones cortos es preferible que el asiento de los anclajes sea pequeño, por lo cual se deberían utilizar equipos de gran potencia. En los tendones largos el efecto del acuanamiento de los anclajes sobre las fuerzas en los tendones es despreciable. El valor de acuanamiento de los anclajes igual a 6 mm que muchas veces se asume en el cálculo de los alargamientos es un valor adecuado pero aún así aproximado.

Debido a la fricción, la pérdida debida al acuanamiento de los anclajes puede afectar sólo una parte del elemento pretensado.

Las pérdidas por acortamiento elástico también se pueden calcular de acuerdo con el Artículo 5.9.5.2.3 o de acuerdo con otros lineamientos publicados (*PCI 1975; Zia et al. 1979*). Las pérdidas por acortamiento elástico de los tendones externos se pueden calcular como si se tratara de tendones internos.

#### 5.9.5.2.2 Fricción

##### 5.9.5.2.2a Construcciones Pretensadas

Para los tendones de pretensado deformados se deberán considerar las pérdidas que pueden ocurrir en los dispositivos de fijación.

##### 5.9.5.2.2b Construcciones Postesadas

Las pérdidas por fricción entre los tendones de pretensado internos y la pared de la vaina se pueden tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left( 1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)} \right) \quad (5.9.5.2.2b-1)$$

Las pérdidas por fricción entre un tendón externo que atraviesa una única tubería de desviación se puede tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left( 1 - e^{-\mu(\alpha + 0,04)} \right) \quad (5.9.5.2.2b-2)$$

donde:

$f_{pj}$  = tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado (MPa)

$x$  = longitud de un tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (mm)

$K$  = coeficiente de fricción por desviación de la vaina de

##### C5.9.5.2.2b

Si hay grandes discrepancias entre los alargamientos medidos y los alargamientos calculados será necesario realizar ensayos de fricción in situ.

Los 0,04 radianes de la Ecuación 2 representan una variación angular no intencional. Esta variación angular puede variar dependiendo de las tolerancias específicas de cada obra y de la colocación de la tubería de desviación, por lo cual no es necesario aplicarla en todos los casos si el ángulo de desviación es conocido o si se lo controla estrictamente, como en el caso de las vainas continuas que pasan a través de orificios longitudinales individuales en forma de campana en los desviadores. No es necesario considerar la variación angular no intencional para el cálculo de las pérdidas debidas al movimiento de los asientos.

pretensado (por mm de tendón)

$\mu$  = coeficiente de fricción

$\alpha$  = sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado, o entre el extremo del gato de tesado más próximo si el tesado se realiza igualmente en ambos extremos, y el punto investigado (radianes)

$e$  = base de los logaritmos neperianos

Los valores de  $K$  y  $\mu$  se deberían basar en datos experimentales correspondientes a los materiales especificados, y deberán ser incluidos en la documentación técnica. En ausencia de estos datos, se puede utilizar un valor comprendido dentro de los rangos de  $K$  y  $\mu$  especificados en la Tabla 1.

Para tendones confinados a un plano vertical,  $\alpha$  se deberá tomar como la sumatoria de los valores absolutos de las variaciones angulares en la longitud  $x$ .

Para los tendones curvados en tres dimensiones, la variación angular tridimensional total  $\alpha$  se deberá obtener sumando vectorialmente la variación angular vertical total,  $\alpha_v$ , más la variación angular horizontal total,  $\alpha_h$ .

Para los elementos esbeltos el valor de  $x$  se puede tomar como la proyección del tendón sobre el eje longitudinal del elemento. Para los tendones de 12 cables se puede utilizar un coeficiente de fricción de 0,25. Para tendones y vainas de mayor tamaño se puede utilizar un coeficiente menor.

$\alpha_v$  y  $\alpha_h$  se pueden tomar como la sumatoria de los valores absolutos de las variaciones angulares en la longitud  $x$  de la proyección del tendón en los planos vertical y horizontal, respectivamente.

Como una primera aproximación,  $\alpha$  se puede tomar como la suma escalar de  $\alpha_v$  y  $\alpha_h$ .

Si los desarrollos del tendón en elevación y planta son parabólicos o circulares,  $\alpha$  se puede calcular como:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_v^2 + \alpha_h^2} \quad (\text{C5.9.5.2.2b-1})$$

Si los desarrollos del tendón en elevación y planta son curvas generalizadas, el tendón se puede dividir en pequeños intervalos para luego aplicar la expresión anterior a cada tramo de manera que:

$$\alpha = \sum \Delta \alpha = \sum \sqrt{\Delta \alpha_v^2 + \Delta \alpha_h^2} \quad (\text{C5.9.5.2.2b-2})$$

A modo de aproximación, el tendón se puede reemplazar por una serie de cuerdas que conectan puntos nodales. Las variaciones angulares,  $\Delta \alpha_v$  y  $\Delta \alpha_h$ , de cada cuerda se pueden obtener en base a la pendiente en su desarrollo en planta y elevación.

Ensayos realizados in situ en los tendones externos de un viaducto construido por segmentos en San Antonio, Texas, indican que la pérdida de pretensado en los desviadores es mayor que la que se estimaría con el coeficiente de fricción habitual ( $\mu = 0,25$ ).

Esta pérdida adicional parece deberse en parte a las tolerancias permitidas en la colocación de las tuberías de desviación. Una pequeña falta de alineación de las tuberías puede provocar un aumento significativo de las variaciones angulares de los tendones en los puntos de desviación. Este

efecto se toma en cuenta sumando una variación angular no intencional de 0,04 radianes a la variación angular teórica, en base a la longitud de un desviador típico de 915 mm y una tolerancia de colocación de  $\pm 9$  mm. El valor 0,04 se debe sumar al valor teórico en cada desviador. Este valor puede variar dependiendo de las tolerancias de colocación de las tuberías.

Las mediciones realizadas también indican que la fricción en los desviadores es mayor durante las operaciones de tesado que durante las operaciones de asiento.

En el trabajo de Podolny (1986) el lector encontrará un desarrollo general de la teoría de las pérdidas por fricción para puentes con almas inclinadas y para puentes horizontalmente curvos.

**Tabla 5.9.5.2b-1 – Coeficientes de fricción para tendones de postesado**

Tipo de acero	Tipo de vaina	$K$	$\mu$
Alambres o cables	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,15 - 0,25
	Polietileno	$6,6 \times 10^{-7}$	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,30

### 5.9.5.2.3 Acortamiento Elástico

#### 5.9.5.2.3a Elementos Pretensados

En los elementos pretensados la pérdida por acortamiento elástico se deberá tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.9.5.2.3a-1)$$

donde:

$f_{cgp}$  = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa)

$E_p$  = módulo de elasticidad del acero de pretensado (MPa)

$E_{ci}$  = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa)

#### C5.9.5.2.3a

En los elementos pretensados la pérdida por acortamiento elástico se puede determinar utilizando la siguiente expresión alternativa:

$$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} f_{pbt} (I_g + e_m^2 A_g) - e_m M_g A_g}{A_{ps} (I_g + e_m^2 A_g) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}} \quad (C5.9.5.2.3a-1)$$

donde:

$A_{ps}$  = área del acero de pretensado (mm<sup>2</sup>)

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

$E_{ci}$  = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa)

$E_p$  = módulo de elasticidad de los tendones de pretensado (MPa)

Para los elementos pretensados de diseño habitual,  $f_{cgp}$  se puede calcular suponiendo en el acero de pretensado una tensión igual a  $0,65f_{pu}$  para cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia o igual a  $0,70f_{pu}$  para cables de baja relajación.

Para los elementos de diseño no habitual se deberían utilizar métodos más precisos avalados por la experiencia o investigaciones teóricas.

#### 5.9.5.2.3b Elementos Postesados

En los elementos postesados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.9.5.2.3b-1)$$

donde:

$N$  = número de tendones de pretensado idénticos

$f_{cgp}$  = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa)

Los valores de  $f_{cgp}$  se pueden calcular usando una tensión del acero reducida por debajo del valor inicial en un margen que depende de los efectos del acortamiento elástico, la relajación y la fricción.

Para las estructuras postesadas con tendones adherentes,  $f_{cgp}$  se puede tomar en la sección central del tramo o, en el caso de construcciones continuas, en la sección de máximo momento.

Para las estructuras postesadas con tendones no adherentes,  $f_{cgp}$  se puede calcular como la tensión en el centro de gravedad del acero de pretensado promediada sobre la longitud del elemento.

Para los sistemas de losa, el valor de  $\Delta f_{pES}$  se puede tomar como 25 por ciento del valor obtenido de la Ecuación 1.

$e_m$  = excentricidad promedio en la mitad del tramo (mm)

$f_{pbt}$  = tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia como se especifica en la Tabla 5.9.3-1 (MPa)

$I_g$  = momento de inercia de la sección bruta de hormigón ( $\text{mm}^4$ )

$M_g$  = momento en la mitad del tramo debido al peso propio del elemento (N·mm)

Para los elementos de diseño no habitual se deberían utilizar métodos más precisos avalados por la experiencia o investigaciones teóricas.

#### C5.9.5.2.3b

En los elementos postesados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede determinar utilizando la siguiente expresión alternativa:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{A_{ps} f_{pbt} (I_g + e_m^2 A_g) - e_m M_g A_g}{A_{ps} (I_g + e_m^2 A_g) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}} \quad (C5.9.5.2.3b-1)$$

donde:

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

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

$E_{ci}$  = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa)

$E_p$  = módulo de elasticidad de los tendones de pretensado (MPa)

$e_m$  = excentricidad promedio en la mitad del tramo (mm)

$f_{pbt}$  = tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia como se especifica en la Tabla 5.9.3-1 (MPa)

$I_g$  = momento de inercia de la sección bruta de hormigón ( $\text{mm}^4$ )

$M_g$  = momento en la mitad del tramo debido al peso propio del elemento (N·mm)

$N$  = número de tendones de pretensado idénticos

$f_{pj}$  = tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado (MPa)

Para las estructuras postesadas con tendones adherentes,  $\Delta f_{pES}$  se puede calcular en la sección central del tramo o, en el caso de construcciones continuas, en la sección de máximo momento.

Para las estructuras postesadas con tendones no adherentes,  $\Delta f_{pES}$  se puede calcular utilizando la excentricidad del acero de pretensado promediada sobre la longitud del elemento.

Para los sistemas de losa, el valor de  $\Delta f_{pES}$  se puede tomar como 25 por ciento del valor obtenido de la Ecuación C1.

Para las construcciones postesadas, las pérdidas  $\Delta f_{pES}$  se pueden reducir por debajo de lo indicado por la Ecuación 1 aplicando procedimientos de tesado adecuados, tales como tesado por etapas y retesado.

Si se utilizan tendones con diferente número de cables por tendón,  $N$  se puede calcular como:

$$N = N_1 + N_2 \frac{A_{sp2}}{A_{sp1}} \quad (C5.9.5.2.3b-2)$$

donde:

$N_1$  = número de tendones en el grupo mayor

$N_2$  = número de tendones en el grupo menor

$A_{sp1}$  = área transversal de un tendón en el grupo mayor (mm<sup>2</sup>)

$A_{sp2}$  = área transversal de un tendón en el grupo menor (mm<sup>2</sup>)

### 5.9.5.3 Estimación Aproximada de las Pérdidas Dependientes del Tiempo

En los elementos pretensados y parcialmente pretensados, las pérdidas de pretensado dependientes del tiempo debidas a la fluencia lenta y contracción del hormigón y a la relajación del acero se pueden estimar de forma aproximada como se especifica en la Tabla 1 para:

- Elementos no contruidos por segmentos, postesados, con tramos de hasta 50.000 mm y tesados a una edad del hormigón comprendida entre 10 y 30 días, y
- Elementos pretensados tesados luego de alcanzar una resistencia a la compresión  $f'_{ci} = 24$  MPa,

### C5.9.5.3

Para determinar las pérdidas totales, las pérdidas por acortamiento elástico se deberían sumar a las pérdidas dependientes del tiempo.

Las estimaciones aproximadas de las pérdidas dependientes del tiempo indicadas en la Tabla 1 reflejan valores y tendencias obtenidas del análisis dependiente del tiempo computarizado de una gran cantidad de elementos de puentes y estructuras diseñados para un rango habitual de variables, es decir:

- Coeficiente último de fluencia lenta del hormigón comprendido entre 1,6 y 2,4

siempre que:

- Los elementos sean de hormigón de densidad normal,
- El hormigón sea curado al vapor o en húmedo,
- El pretensado se haga con barras o cables con propiedades de relajación baja o normal, y
- El sitio se caracterice por condiciones de exposición y temperaturas medias.

En el caso de los puentes de hormigón por segmentos, esta estimación de las pérdidas sólo se puede utilizar a los fines del diseño preliminar.

Las relaciones de pretensado parcial (*PPR*) utilizadas en la Tabla 1 se deberán tomar como se especifica en la Ecuación 5.5.4.2.1-2.

Para los miembros de hormigón estructural de baja densidad, los valores especificados en la Tabla 1 se deberán incrementar en 35 MPa.

Para los cables de baja relajación, los valores especificados en la Tabla 1 se pueden reducir en:

- 28 MPa en el caso de vigas cajón,
- 41 MPa en el caso de vigas de sección rectangular, losas macizas y vigas I, y
- 55 MPa en el caso de vigas Te, doble Te, de núcleo hueco y losas aligeradas.

Para condiciones de exposición poco habituales se deberán obtener estimaciones más precisas de acuerdo con métodos avalados por la experiencia o investigaciones.

- Coeficiente último de contracción del hormigón comprendido entre 0,0004 y 0,0006 (mm/mm)
- Humedad relativa comprendida entre 40 y 100 por ciento
- Curado del hormigón en húmedo o al vapor, y
- Relación de pretensado parcial comprendida entre 0,2 y 1,0

Con respecto a las "condiciones de exposición medias," los valores indicados en la Tabla 1 sólo se deberían utilizar si ya se han aplicado de manera satisfactoria al tipo general de estructura o método constructivo anticipado.

Para los cables de alta resistencia la Tabla 1 indica una estimación de límite superior y una estimación promedio. Se recomienda utilizar el límite superior si existe una combinación adversa de parámetros, como por ejemplo hormigón de baja resistencia a la compresión, baja humedad relativa y curado en húmedo. Para los elementos pretensados con barras, se halló que la diferencia entre el límite superior y el promedio es demasiado insignificante para justificar una expresión diferente.

Para las vigas cajón, vigas I y vigas macizas de sección rectangular, se halló que el efecto de resistencia a la compresión del hormigón de hasta 70 MPa es despreciable. Las diferencias entre los diferentes tipos de secciones también se pueden deber a las diferencias en el nivel medio de pretensado del hormigón.

Hasta que nuevas investigaciones indiquen lo contrario, las reducciones especificadas se pueden utilizar para hormigones con resistencias de hasta 105 MPa.



**Tabla 5.9.5.3-1 – Pérdidas dependientes del tiempo en MPa**

Tipo de sección de la viga	Nivel	Para alambres y cables con $f_{pu} = 1620, 1725 \text{ ó } 1860 \text{ MPa}$	Para barras con $f_{pu} = 1000 \text{ ó } 1100 \text{ MPa}$
Vigas de sección rectangular y losas macizas	Límite superior	$200 + 28 \text{ PPR}$	$130 + 41 \text{ PPR}$
	Promedio	$180 + 28 \text{ PPR}$	
Vigas cajón	Límite superior	$145 + 28 \text{ PPR}$	100
	Promedio	$130 + 28 \text{ PPR}$	
Vigas I	Promedio	$230 \left[ 1 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41 \text{ PPR}$	$130 + 41 \text{ PPR}$
Vigas Te, doble Te, de núcleo hueco y losas aligeradas	Límite superior	$270 \left[ 1,0 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41 \text{ PPR}$	$210 \left[ 1,0 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41 \text{ PPR}$
	Promedio	$230 \left[ 1,0 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41 \text{ PPR}$	

#### 5.9.5.4 Estimaciones Refinadas de las Pérdidas Dependientes del Tiempo

##### 5.9.5.4.1 Requisitos Generales

Se pueden obtener valores más precisos de las pérdidas por fluencia lenta, contracción y relajación que las especificadas en el Artículo 5.9.5.3, de acuerdo con los requisitos ya sea del Artículo 5.4.2.3 o de acuerdo con el presente artículo para el caso de elementos pretensados con:

- Longitudes de tramo de no más de 75.000 mm,
- Hormigón de densidad normal, y
- Resistencia mayor que 24 MPa en el momento del pretensado.

Para el hormigón de baja densidad la pérdida de pretensado se deberá basar en las propiedades representativas del hormigón a utilizar.

Para las construcciones por segmentos, para todos los propósitos excepto para el diseño preliminar, las pérdidas de pretensado se deberán determinar como se especifica en el Artículo 5.9.5, incluyendo la consideración del método constructivo y el cronograma indicado en la documentación técnica.

##### 5.9.5.4.2 Contracción

##### C5.9.5.4.1

Estimando las pérdidas provocadas por cada uno de los efectos dependientes del tiempo, tales como fluencia lenta, contracción o relajación, se puede obtener una mejor estimación de las pérdidas totales que los valores dados en la Tabla 5.9.5.3-1.

Las Ecuaciones 5.9.5.4.4b-1 a 5.9.5.4.4c-2 sólo son apropiadas para rangos de temperatura normales. Las pérdidas por relajación aumentan a medida que aumenta la temperatura.

##### C5.9.5.4.2

La pérdida de pretensado debida a la contracción, en MPa, se puede tomar como:

- Para elementos pretensados:

$$\Delta f_{pSR} = (117 - 1,03H) \text{ (MPa)} \quad (5.9.5.4.2-1)$$

- Para elementos postesados:

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0,85H) \text{ (MPa)} \quad (5.9.5.4.2-2)$$

donde:

$H$  = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

#### 5.9.5.4.3 Fluencia Lenta

La pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta se puede tomar como:

$$\Delta f_{pCR} = 12,0 f_{cgp} - 7,0 \Delta f_{cdp} \geq 0 \quad (5.9.5.4.3-1)$$

donde:

$f_{cgp}$  = tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia (MPa)

$\Delta f_{cdp}$  = variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes, a excepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado. Los valores de  $\Delta f_{cdp}$  se deberían calcular en la misma sección o secciones para las cuales se calcula  $f_{cgp}$  (MPa).

#### 5.9.5.4.4 Relajación

##### 5.9.5.4.4a Requisitos Generales

La relajación total en cualquier momento posterior a la transferencia se deberá tomar como la sumatoria de todas las pérdidas especificadas en los Artículos 5.9.5.4.4b y 5.9.5.4.4c.

##### 5.9.5.4.4b En el Momento de la Transferencia

En los elementos pretensados la pérdida por relajación del acero de pretensado, inicialmente tesado a más de  $0,50f_{pu}$ , se puede tomar como:

- Para cable aliviado de tensiones:

La humedad relativa,  $H$ , se puede obtener de estadísticas meteorológicas locales o de la Figura 5.4.2.3.3-1.

#### C5.9.5.4.3

La condición " $\geq 0,0$ " de la Ecuación 1 es necesaria porque en algunos casos de pretensado parcial se podrían obtener valores negativos, pero  $\Delta f_{pCR}$  nunca se debería tomar menor que 0,0.

#### C5.9.5.4.4b

Generalmente la pérdida por relajación inicial es determinada por el Fabricante. Si se requiere que el Ingeniero estime la pérdida por relajación inicial de forma independiente, o si el Ingeniero decide determinarla según lo indicado en el Artículo 5.9.5.1, a modo de guía se pueden utilizar los requisitos de este artículo. Si no hay información

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24,0t)}{10,0} \left[ \frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pj} \quad (5.9.5.4.4b-1)$$

específica del proyecto disponible, a los fines de este cálculo el valor de  $f_{pj}$  se puede tomar como  $0,80f_{pu}$ .

- Para cable de baja relajación:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24,0t)}{40,0} \left[ \frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pj} \quad (5.9.5.4.4b-2)$$

donde:

$t$  = tiempo estimado entre el tesado y la transferencia (días)

$f_{pj}$  = tensión inicial en el tendón al final del tesado (MPa)

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

#### 5.9.5.4.4c Después de la Transferencia

Las pérdidas por relajación del acero de pretensado se pueden tomar como:

- Para pretensado con cables aliviados de tensiones:

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0,4 \Delta f_{pES} - 0,2 (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \quad (\text{MPa}) \quad (5.9.5.4.4c-1)$$

- Para postesado con cables aliviados de tensiones:

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0,3 \Delta f_{pF} - 0,4 \Delta f_{pES} - 0,2 (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \quad (\text{MPa}) \quad (5.9.5.4.4c-2)$$

donde:

$\Delta f_{pF}$  = pérdida por fricción debajo del nivel de  $0,70f_{pu}$  en el punto considerado, calculada de acuerdo con el Artículo 5.9.5.2.2 (MPa)

$\Delta f_{pES}$  = pérdida por acortamiento elástico (MPa)

$\Delta f_{pSR}$  = pérdida por contracción (MPa)

$\Delta f_{pCR}$  = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)

- Para aceros de pretensado con bajas propiedades de relajación que satisfacen AASHTO M 203M (ASTM A 416M ó E 328):

Utilizar 30 por ciento de  $\Delta f_{pR2}$  dado por las Ecuaciones 1 ó 2

- Para postesado con barras de 1000 a 1100 MPa:

La pérdida por relajación se debería basar en datos de ensayo aprobados. Si no hay datos de ensayo disponibles, se puede asumir que la pérdida es de 21 MPa.

#### 5.9.5.5 Pérdidas para el Cálculo de las Flechas

Para el cálculo de las flechas y contraflechas de elementos no construidos por segmentos, pretensados, construidos de hormigón de densidad normal con una resistencia superior a 24 MPa en el momento del pretensado,  $f_{cgp}$  y  $\Delta f_{cdp}$  se pueden calcular como la tensión en el centro de gravedad del acero de pretensado promediada en la longitud del elemento.

### 5.10 DETALLES DE ARMADO

#### 5.10.1 Recubrimiento de hormigón

El mínimo recubrimiento de hormigón será como se especifica en el Artículo 5.12.3.

#### 5.10.2 Ganchos y Doblado de la Armadura

##### 5.10.2.1 Ganchos Normales

Para los propósitos de estas Especificaciones, el término "gancho normal" tendrá uno de los siguientes significados:

- Para la armadura longitudinal:
  - (a) Gancho con un ángulo de doblado de 180° más una prolongación de 4,0  $d_b$  pero no menor que 65 mm en el extremo libre de la barra, o
  - (b) Gancho con un ángulo de doblado de 90° más una prolongación de 12,0  $d_b$  en el extremo libre de la barra.
- Para la armadura transversal:
  - (a) Barras No. 16 y menores – Gancho con un ángulo de doblado de 90° más una prolongación de 6,0  $d_b$  en el extremo libre de la barra.
  - (b) Barras No. 19, No. 22 y No. 25 – Gancho con un ángulo de doblado de 90° más una

##### C5.10.2.1

Estos requisitos son consistentes con los requisitos de ACI 318 y el *CRSI Manual of Standard Practice*.

prolongación de 12,0  $d_b$  en el extremo libre de la barra.

- (c) Barras No. 25 y menores – Gancho con un ángulo de doblado de 135° más una prolongación de 6,0  $d_b$  en el extremo libre de la barra.

siendo:

$d_b$  = diámetro nominal de la barra de armadura (mm)

5.10.2.2 Ganchos Sismorresistentes

Los ganchos sismorresistentes deberán consistir en un gancho con un ángulo de doblado de 135° más una prolongación no menor que 6,0  $d_b$  ó 75 mm en su extremo libre, cualquiera sea el valor que resulte mayor. Se deberán utilizar ganchos sismorresistentes para la armadura transversal en regiones donde se anticipa formación de rótulas plásticas. Estos ganchos y las ubicaciones donde son requeridos deberán estar especificados en la documentación técnica.

5.10.2.3 Diámetro Mínimo de Doblado

El diámetro de doblado de una barra, medido del lado interno de la barra, no deberá ser menor que el valor especificado en la Tabla 1:

Tabla 5.10.2.3-1 – Diámetros mínimos de doblado

Tamaño de barra y aplicaciones	Diámetro mínimo
No. 10 a No. 16 – Uso general	6,0 $d_b$
No. 10 a No. 16 – Estribos y zunchos	4,0 $d_b$
No. 19 a No. 25 – Uso general	6,0 $d_b$
No. 29, No. 32 y No. 36	8,0 $d_b$
No. 43 y No. 57	10,0 $d_b$

El diámetro interno de doblado para estribos y zunchos en mallas soldadas de alambres lisos o conformados no deberá ser menor que 4,0  $d_b$  para alambre conformado mayor que D6 (38,7 mm<sup>2</sup>) ó 2,0  $d_b$  para los demás tamaños de alambre. Si el doblado se realiza con un diámetro interno menor que 8,0  $d_b$ , este doblado no deberá estar a una distancia menor que 4,0  $d_b$  de la intersección soldada más próxima.

### 5.10.3 Separación de la Armadura

#### 5.10.3.1 Mínima Separación de la Armadura

##### 5.10.3.1.1 Hormigón Colado In Situ

Para el hormigón colado in situ, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que:

- 1,5 veces el diámetro nominal de las barras,
- 1,5 veces el tamaño máximo del agregado grueso, o
- 38 mm.

##### 5.10.3.1.2 Hormigón Prefabricado

Para el hormigón prefabricado en planta bajo condiciones controladas, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que:

- El diámetro nominal de las barras,
- 1,33 veces el tamaño máximo del agregado grueso, o
- 25 mm.

##### 5.10.3.1.3 Múltiples Capas de Armadura

Excepto en los tableros en los cuales se coloca armadura paralela en dos o más capas, con una distancia libre entre capas no mayor que 150 mm, las barras de las capas superiores se deberán ubicar directamente sobre las de la capa inferior, y la distancia libre entre capas deberá ser mayor o igual que 25 mm o el diámetro nominal de las barras.

##### 5.10.3.1.4 Empalmes

Las limitaciones sobre distancia libre entre barras especificadas en los Artículos 5.10.3.1.1 y 5.10.3.1.2 también se aplicarán a la distancia libre entre un empalme solapado y los empalmes o barras adyacentes.

##### 5.10.3.1.5 Paquetes de Barras

El número de barras paralelas dispuestas en un paquete de manera que actúen como una unidad no deberá ser mayor que cuatro, excepto que en los elementos flexionados en ningún paquete el número de barras mayores que No. 36 deberá ser mayor que dos.

Los paquetes de barras deberán estar encerrados por

##### C5.10.3.1.5

Los paquetes de barras deberán estar soldados, atados

estribos o zunchos.

Cada una de las barras individuales de un paquete que se interrumpe dentro de un tramo deberá terminar en secciones diferentes separadas como mínimo 40 diámetros de barra. Si las limitaciones de separación entre barras se basan en el tamaño de las barras, un paquete de barras se deberá tratar como una barra individual cuyo diámetro se obtiene a partir de la sección equivalente total.

**5.10.3.2 Máxima Separación de las Barras de Armadura**

A menos que se especifique lo contrario, la separación de la armadura en tabiques y losas no deberá ser mayor que 1,5 veces el espesor del elemento ó 450 mm. La máxima separación de los espirales, zunchos y armadura de contracción y temperatura deberá ser como se especifica en los Artículos 5.10.6, 5.10.7 y 5.10.8.

**5.10.3.3 Mínima Separación de los Tendones y Vainas de Pretensado**

*5.10.3.3.1 Cables de Pretensado*

La distancia entre los cables de pretensado, incluyendo aquellos en vainas, en cada extremo de un elemento dentro de la longitud de anclaje, como se especifica en el Artículo 5.11.4.2, no deberá ser menor que una distancia libre tomada como 1,33 veces el tamaño máximo de los agregados ni menor que las distancias entre centros especificadas en la Tabla 5.10.3.3.1-1.

**Tabla 5.10.3.3.1-1 – Separaciones entre centros**

Tamaño del cable (mm)	Separación (mm)
15,24 14,29 Especial 14,29	51
12,70 11,11 12,70 Especial	44
9,53	38

Si el comportamiento observado en ensayos a escala real realizados sobre prototipos del diseño lo justifica, se puede disminuir la distancia libre entre cables en el extremo de un elemento.

La mínima distancia libre entre grupos de cables dispuestos en paquetes no deberá ser menor que 1,33 veces el tamaño máximo de los agregados ó 25 mm.

Los cables de pretensado de un elemento se pueden

con alambres o sujetos de alguna otra manera para garantizar que las barras permanezcan en sus ubicaciones relativas, independientemente de su inclinación.

*C5.10.3.3.1*

La intención del requisito de mantener la separación libre dentro de la zona de transferencia es asegurar que la separación entre los cables sea suficiente para transferir adecuadamente su fuerza de pretensado al hormigón que los rodea y para reducir la concentración de tensiones alrededor de los cables en los extremos de los elementos de pretensado en el momento de soltarlos.

Con el objetivo de facilitar la colocación y compactación del hormigón, algunas jurisdicciones limitan la distancia libre entre cables de pretensado a un mínimo de dos veces el tamaño nominal del agregado.

agrupar en paquetes de forma que se toquen entre sí en un plano esencialmente vertical en y entre las ubicaciones de amarre. El número de cables dispuestos en paquetes, cualquiera sea su disposición salvo en un plano vertical, estará limitado a cuatro cables por paquete.

#### 5.10.3.3.2 *Vainas de Postesado Rectas en el Plano Horizontal*

A menos que en el presente documento se especifique lo contrario, la distancia libre entre vainas de postesado rectas (no curvas) deberá ser mayor o igual que 38 mm ó 1,33 veces el tamaño máximo del agregado grueso. Para las construcciones prefabricadas por segmentos en las cuales hay tendones de postesado que se extienden a través de una junta entre componentes recubierta con epoxi, la separación libre entre vainas de postesado deberá ser mayor o igual que el diámetro interno de la vaina o 100 mm, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

Las vainas se pueden empaquetar en grupos de no más de tres, siempre que la separación especificada para vainas individuales se mantenga entre cada vaina en la zona ubicada a 900 mm o menos de los anclajes.

Excepto en las construcciones por segmentos, para los grupos de vainas dispuestas en paquetes la mínima distancia libre horizontal entre paquetes adyacentes no deberá ser menor que 100 mm. Si los grupos de vainas están ubicados en dos o más planos horizontales, un paquete no deberá contener más de dos vainas en un mismo plano horizontal.

La mínima distancia libre vertical entre paquetes deberá ser mayor o igual que 38 mm ó 1,33 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

Para las construcciones prefabricadas, la mínima distancia libre horizontal entre grupos de vainas se puede reducir a 75 mm.

#### 5.10.3.3.3 *Vainas de Postesado Curvas*

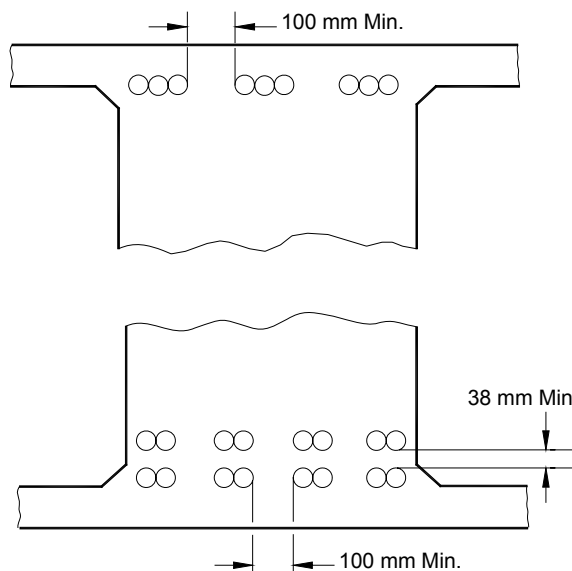
La mínima distancia libre entre vainas curvas deberá ser igual a la requerida para el confinamiento de los tendones especificada en el Artículo 5.10.4.3. La separación de las vainas curvas deberá ser mayor o igual que la requerida para vainas rectas.

#### 5.10.3.4 *Máxima Separación de los Tendones y Vainas de Pretensado en Losas*

Los cables de pretensado para losas prefabricadas se deberán separar de forma simétrica y uniforme, y la distancia entre los mismos no deberá ser mayor que 1,5 veces la altura compuesta total de la losa ó 450 mm.

La separación entre los centros de los tendones de postesado de las losas no deberá ser mayor que 4,0 veces la

#### C5.10.3.3.2



**Figura C5.10.3.3.2-1 – Ejemplos de disposiciones aceptables para vainas rectas (no curvas) en el plano horizontal**

#### C5.10.3.4

El requisito que establece que la máxima separación de las vainas de postesado transversal en las losas de tablero es



mínima altura compuesta total de la losa.

igual a 4,0 veces la altura de la losa es un requisito nuevo que refleja la práctica habitual. La altura compuesta se refiere a las losas que tienen sobrecapas adherentes.

#### **5.10.3.5 Dispositivos de Acoplamiento en los Tendones de Postesado**

La documentación técnica deberá especificar que no más del 50 por ciento de los tendones de postesado longitudinal se podrán acoplar en una misma sección, y que la separación entre las secciones que contienen dispositivos de acoplamiento adyacentes no deberá ser menor que la longitud del segmento ni que dos veces la altura del segmento. Al calcular las tensiones en el momento de aplicar la fuerza de postesado, las áreas vacías alrededor de los dispositivos de acoplamiento se deberán deducir de la sección transversal bruta y el momento de inercia.

#### **C5.10.3.5**

Experiencias recogidas en Europa indican que la fuerza de pretensado disminuye localmente en la región de un dispositivo de acoplamiento. Se cree que esto se debe en parte a la mayor fluencia lenta provocada por las elevadas tensiones de compresión en la sección reducida de hormigón que provoca el acoplamiento de los tendones. No se ha observado fisuración en puentes en los cuales el número de tendones acoplados en una sección estaba limitado al 50 por ciento del número total de tendones.

### **5.10.4 Confinamiento de los Tendones**

#### **5.10.4.1 Requisitos Generales**

En las alas los tendones se deberán ubicar dentro de los estribos. Cuando corresponda, en las alas y losas los tendones se deberán ubicar entre capas de armadura transversal. Para las vainas ubicadas en las alas inferiores de segmentos de altura variable, se deberá proveer armadura de confinamiento nominal alrededor de la vaina en cada cara del segmento. La armadura no deberá ser menor que dos filas de horquillas No. 13 a ambos lados de cada vaina con dimensión vertical igual a la altura de la losa, menos las dimensiones del recubrimiento superior e inferior.

Se deberán considerar los efectos de la presión de inyección del mortero en las vainas.

#### **C5.10.4.1**

Este artículo se basa fundamentalmente en las recomendaciones de Breen y Kashima (1991).

#### **5.10.4.2 Desviación de las Vainas de Pretensado en las Losas**

A los fines del presente artículo, las vainas cuya separación entre centros sea menor que 300 mm en cualquier dirección se deberán considerar poco separadas.

Si hay vainas transversales o longitudinales poco separadas en las alas y la documentación técnica no incluye requisitos para minimizar la desviación de las vainas, las mallas de armadura superior e inferior se deberían atar con horquillas No. 13. La separación entre horquillas no deberá ser mayor que 450 mm ó 1,5 veces la altura de la losa en cada dirección.

#### **C5.10.4.2**

Las horquillas se proveen para impedir la deslaminación de la losa a lo largo del plano de las vainas de postesado.

#### **5.10.4.3 Efectos de los Tendones Curvos**

Los tendones curvos se deberán confinar mediante armadura de confinamiento. Esta armadura se deberá

#### **C5.10.4.3**

Los tendones curvos inducen fuerzas de desviación que son radiales respecto del tendón en el plano de curvatura del

dimensionar de manera de garantizar que la tensión en el acero en estado límite de servicio no sea mayor que  $0,6 f_y$ , y el valor de  $f_y$  supuesto no deberá ser mayor que 420 MPa. La separación de la armadura de confinamiento no deberá ser mayor que 3,0 veces el diámetro exterior de la vaina ó 600 mm.

Si hay tendones en almas o alas curvas o si hay tendones alrededor y cerca de una esquina reentrante o un vacío interno, se deberá disponer recubrimiento de hormigón adicional y/o armadura de confinamiento adicional. La distancia entre una esquina reentrante o vacío y el borde más próximo de la vaina deberá ser mayor o igual que 1,5 veces el diámetro de la vaina.

Si un tendón es curvo en dos planos, las fuerzas en el plano y fuera del plano se deberán sumar vectorialmente.

#### 5.10.4.3.1 Solicitaciones en el Plano

Las fuerzas de desviación en el plano provocadas por el cambio de dirección de los tendones se deberá tomar como:

$$F_{u-in} = \frac{P_u}{R} \quad (5.10.4.3.1-1)$$

donde:

$F_{u-in}$  = fuerza de desviación en el plano por unidad de longitud del tendón (N/mm)

$P_u$  = fuerza mayorada en el tendón, como se especifica en el Artículo 3.4.3 (N)

$R$  = radio de curvatura del tendón en la ubicación considerada (mm)

La máxima fuerza de desviación se deberá determinar en base a la hipótesis de que todos los tendones están tesados, incluyendo los tendones provisorios.

tendón. Los tendones curvos formados por múltiples cables o alambres también inducen fuerzas fuera del plano que son perpendiculares al plano de curvatura del tendón.

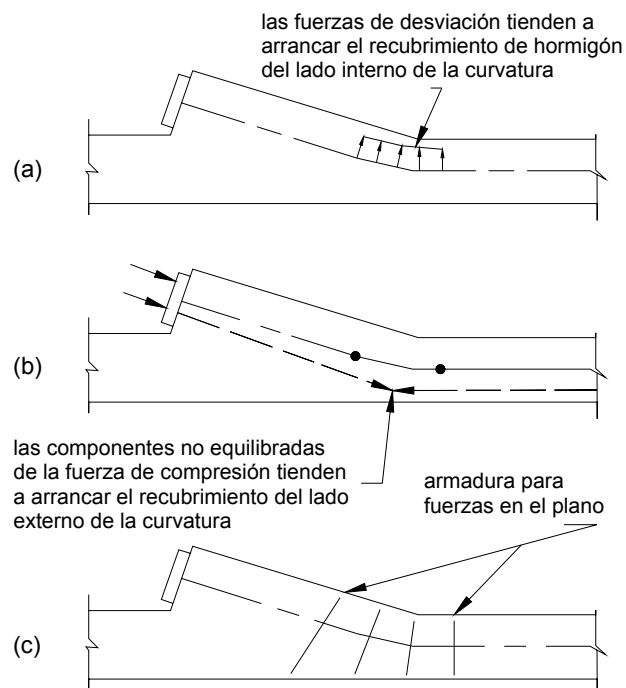
En las vigas curvas se puede proveer resistencia a las fuerzas en el plano aumentando el recubrimiento de hormigón sobre la vaina, agregando armadura de confinamiento en forma de estribos o combinando ambas medidas.

No es la intención del presente artículo alentar el uso de tendones curvos cerca de esquinas reentrantes o vacíos. Siempre que sea posible se debe evitar este tipo de detalle.

#### C5.10.4.3.1

Las fuerzas en el plano ocurren, por ejemplo, en los tacos para anclaje o almas curvas, como se ilustra en las Figuras C1 y C2. Si no se dispone armadura adecuada, las fuerzas de desviación del tendón pueden empujar y desprender el recubrimiento de hormigón del lado interior de la curva del tendón, o bien las fuerzas de compresión no equilibradas pueden empujar y desprender el hormigón del lado externo de la curva. El hormigón puede resistir tensiones de tracción radiales pequeñas.

El factor de carga de 1,2 tomado del Artículo 3.4.3 y aplicado a la máxima fuerza de tesado de los tendones da por resultado una carga de diseño de alrededor de 96 por ciento de la resistencia última nominal del tendón. Este valor es compatible con la máxima fuerza de tesado que se puede alcanzar, la cual está limitada por el factor de eficiencia del anclaje.



**Figura C5.10.4.3.1-1 – Fuerzas en el plano en un taco para anclaje**

La resistencia al corte del recubrimiento de hormigón contra el arrancamiento por las fuerzas de desviación,  $V_r$ , se deberá tomar como:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.10.4.3.1-2)$$

siendo:

$$V_n = 0,33 d_c \sqrt{f'_c} \quad (5.10.4.3.1-3)$$

donde:

$V_n$  = resistencia nominal al corte de dos planos de corte por unidad de longitud (N/mm)

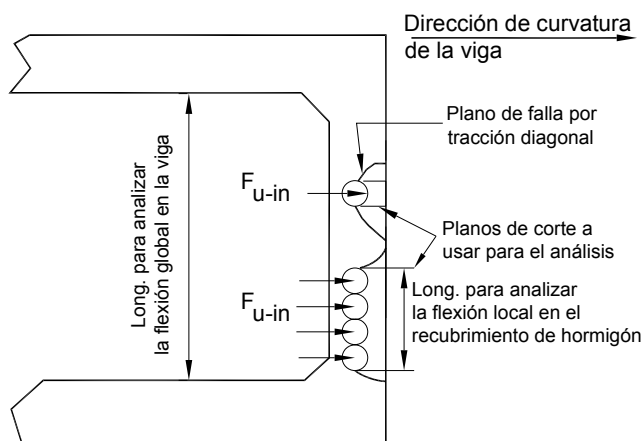
$\phi$  = factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 5.5.4.2

$d_c$  = mínimo recubrimiento de hormigón sobre la vaina del tendón, más un medio del diámetro de la vaina (mm)

$f'_{ci}$  = resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o pretensado (MPa)

Si la fuerza de desviación en el plano mayorada es mayor que la resistencia al corte mayorada del

En la Figura C2 se indican los dos planos de corte para los cuales la Ecuación 3 da  $V_n$ , para un solo tendón y para tendones múltiples.



**Figura C5.10.4.3.1-2 – Solicitaciones en el plano en vigas curvas provocadas por tendones curvos en el plano horizontal**

recubrimiento de hormigón, según se especifica en la Ecuación 2, para resistir las fuerzas de desviación en el plano se deberán disponer barras de fijación totalmente ancladas ya sea en forma de armadura no pretensada o pretensada.

Si en una viga curva se utilizan vainas apiladas verticalmente, se deberá investigar la resistencia al momento del recubrimiento de hormigón, actuando en flexión.

Para las vigas curvas se deberá investigar la flexión global debida a las fuerzas fuera del plano.

A excepción de aquellas que cruzan aproximadamente a 90°, si hay vainas curvas ubicadas de manera que la fuerza radial de un tendón se dirige hacia otro, las vainas se deberán confinar de una de las siguientes maneras:

- Separando las vainas para asegurar una adecuada resistencia nominal al corte, como se especifica en la Ecuación 2;
- Disponiendo armadura de confinamiento para resistir la fuerza radial; o bien
- Especificando que cada una de las vainas internas sea inyectada con mortero antes de tesar la vaina exterior adyacente.

#### 5.10.4.3.2 Solicitaciones fuera del Plano

Las sollicitaciones fuera del plano debidas a la acción de acunamiento de los cables contra la pared de la vaina se puede estimar como:

$$F_{u-out} = \frac{P_u}{\pi R} \quad (5.10.4.3.2-1)$$

donde:

$F_{u-out}$  = fuerza fuera del plano por unidad de longitud del tendón (N/mm)

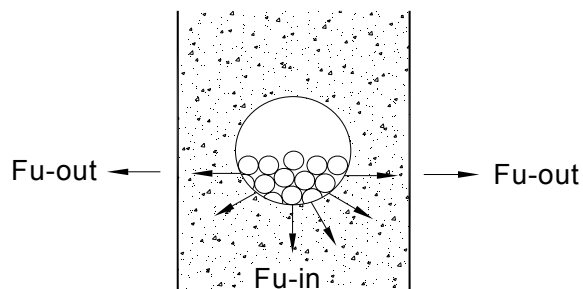
$P_u$  = fuerza en el tendón, mayorada como se especifica en el Artículo 3.4.3 (N)

$R$  = radio de curvatura del tendón en un plano vertical en la ubicación considerada (mm)

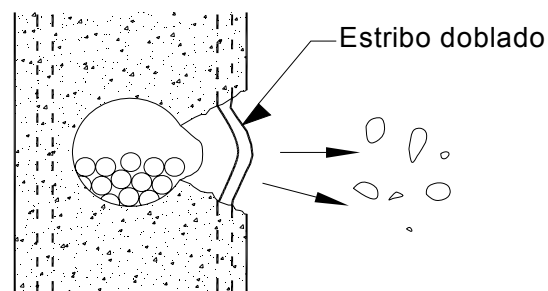
Si la resistencia al corte mayorada dada por la Ecuación 5.10.4.3.1-2 no es adecuada, se deberá disponer armadura de confinamiento localizada en todos los segmentos curvos del tendón para resistir la totalidad de las fuerzas fuera del plano, preferentemente en forma de armadura en espiral.

#### C5.10.4.3.2

Las fuerzas fuera del plano en tendones de postesado formados por múltiples cables se deben a la separación de los cables o alambres dentro de la vaina, como se ilustra en la Figura C1. El hormigón puede resistir pequeñas fuerzas fuera del plano mediante corte, pero la manera más efectiva de resistir las fuerzas fuera del plano es disponiendo armadura en espiral.

**TENDÓN BAJO CARGA DE TESADO**

Las grandes fuerzas radiales debidas al aplastamiento del paquete de barras inician fisuración en la proximidad de la curvatura más pronunciada

**FALLA**

Rotura de la cara lateral en el punto de curvatura más pronunciada

**Figura C5.10.4.2.1-1 – Efectos de las fuerzas fuera del plano**

### 5.10.5 Apoyo de los Tendones Externos

A menos que un análisis de vibraciones indique lo contrario, la longitud no apoyada de los tendones externos no deberá ser mayor que 7500 mm.

### 5.10.6 Armadura Transversal para Elementos Solicitados a Compresión

#### 5.10.6.1 Requisitos Generales

Los requisitos del Artículo 5.10.11 también se deberán aplicar al diseño y detallado en Zonas Sísmicas 2, 3 y 4.

La armadura transversal de los elementos comprimidos puede consistir ya sea en zunchos o bien en estribos cerrados.

#### 5.10.6.2 Zunchos

La armadura transversal para todos los elementos comprimidos a excepción de las pilas deberá consistir en uno o más zunchos continuos igualmente separados de barra o alambre liso o conformado de un diámetro mínimo de 9,5 mm. La armadura se deberá disponer de manera que toda la

#### C5.10.6.1

El Artículo 5.10.11.2 es aplicable en Zona Sísmica 2, pero no contiene requisitos adicionales referentes a la armadura transversal de los elementos comprimidos.

armadura longitudinal primaria esté contenida dentro de los zunchos y esté en contacto con los mismos.

La separación libre entre las barras del zuncho no deberá ser menor que 25 mm ó 1,33 veces el tamaño máximo del agregado. La separación entre centros no deberá ser mayor que 6,0 veces el diámetro de las barras longitudinales ó 150 mm.

A excepción de lo especificado en el Artículo 5.10.11.4.1 para Zonas Sísmicas 3 y 4, los zunchos se deberán extender desde la zapata u otro apoyo hasta el nivel de la armadura horizontal de menor cota en los elementos soportados.

El anclaje de las armaduras en forma de zuncho se deberá proveer mediante 1,5 vueltas adicionales de barra o alambre en cada uno de los extremos del zuncho. Para las Zonas Sísmicas 3 y 4 la prolongación de la armadura transversal hacia los elementos con que se conecta deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.10.11.4.3.

En los zunchos los empalmes se podrán materializar de una de las siguientes maneras:

- Empalmes solapados con una longitud igual a 48,0 veces el diámetro de las barras no recubiertas; 72,0 veces el diámetro de las barras recubiertas ó 48,0 diámetros del alambre;
- Conectores mecánicos aprobados; o
- Empalmes soldados aprobados.

### 5.10.6.3 Estribos Cerrados

### C5.10.6.3

En los elementos comprimidos con estribos cerrados, todas las barras longitudinales deberán estar encerradas por estribos laterales equivalentes a:

- Barras No. 10 para Barras No. 32 o menores,
- Barras No. 13 para Barras No. 36 o mayores, y
- Barras No. 13 para paquetes de barras.

La separación de los estribos cerrados no deberá ser mayor que la menor dimensión del elemento comprimido ó 300 mm. Si hay dos o más barras mayores que una barra No. 32 dispuestas de modo que forman un paquete, la separación no deberá ser mayor que la mitad de la menor dimensión del elemento ó 150 mm.

En lugar de barras se puede utilizar alambre conformado o malla de alambre soldada de área equivalente.

Los estribos cerrados se deberán disponer de manera que cada barra longitudinal de esquina y cada barra longitudinal alternada tengan un apoyo lateral provisto por la esquina de un estribo con un ángulo interno de no más de 135°. A excepción de lo aquí especificado, ninguna barra deberá estar a una distancia mayor que 610 mm de una de estas barras con apoyo lateral. Si el diseño de la columna se basa

Las columnas ubicadas en Zonas Sísmicas 2, 3 y 4 se diseñan para rotulación plástica. Las zonas de formación de rótulas plásticas se definen en el Artículo 5.10.11.4.1c. En el Artículo 5.10.11.4.1 se especifican requisitos adicionales para la armadura transversal de puentes ubicados en Zonas Sísmicas 3 y 4. La rotulación plástica también se puede emplear como estrategia de diseño para otros eventos

en la capacidad de rotulación plástica, ninguna barra longitudinal deberá estar a una distancia mayor que 150 mm de una de estas barras con apoyo lateral. Si las barras longitudinales están ubicadas alrededor del perímetro de un círculo, si los empalmes de los estribos se alternan se puede utilizar un estribo circular cerrado.

La distancia vertical entre el estribo cerrado inferior y la zapata u otro apoyo y la distancia vertical entre el estribo cerrado superior y la armadura horizontal más baja del elemento soportado no deberán ser menores que la mitad de la separación entre estribos.

### 5.10.7 Armadura Transversal para Elementos Solicitados a Flexión

Excepto en las losas de tablero, la armadura de compresión de los elementos solicitados a flexión deberá estar encerrada por estribos o estribos cerrados que satisfagan los requisitos sobre tamaño y separación indicados en el Artículo 5.10.6 o por malla de alambre soldada de área equivalente.

### 5.10.8 Armadura de Contracción y Temperatura

#### 5.10.8.1 Requisitos Generales

Se deberá disponer armadura para las tensiones provocadas por contracción y temperatura cerca de las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de la temperatura y en el hormigón masivo estructural. Se deberá agregar armadura de contracción y temperatura para asegurar que la armadura total en las superficies expuestas no sea menor que la aquí especificada.

#### 5.10.8.2 Componentes de Menos de 1200 mm de Espesor

La armadura para contracción y temperatura se puede proveer en forma de barras, malla de alambre soldada o tendones de pretensado.

Para el caso de las barras o malla de alambre soldada, el área de la armadura en cada dirección deberá satisfacer:

$$A_s \geq 0,11 A_g / f_y \quad (5.10.8.2-1)$$

donde:

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

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

extremos, tal como la colisión de embarcaciones.

#### C5.10.8.1

Al determinar el área de la armadura de contracción y temperatura se debería tener en cuenta la separación de las juntas de alivio.

No es necesario considerar que las superficies de las paredes interiores de las vigas cajón están expuestas a variaciones diarias de temperatura.

El Artículo 12.14.5.8 contiene requisitos adicionales para estructuras enterradas de tres lados.

#### C5.10.8.2

Los requisitos de este artículo se basan en las normas ACI 318 y 207.2R. El coeficiente de la Ecuación 1 es el producto entre 0,0018 y 420 MPa, y por lo tanto sus unidades son MPa. La cantidad de acero generalmente se determina en base al área de la sección transversal, no en base a las dimensiones de las superficies. En consecuencia, la armadura de temperatura y contracción requerida por estas Especificaciones es mayor que la requerida por las ediciones anteriores para secciones de más de 300 mm de espesor y menor que la requerida para secciones más delgadas. Por ejemplo, si se armara en forma tradicional, un elemento de 450 mm de espesor debería tener como mínimo barras No. 13 con una separación de 300 mm o barras No. 16 con una separación de 450 mm en cada dirección y en cada cara.

El acero se deberá distribuir uniformemente en ambas caras; sin embargo, en los elementos de 150 mm de espesor o menos, el acero se puede colocar en una sola capa.

La separación de la armadura de contracción y temperatura no deberá ser mayor que 3,0 veces el espesor del componente ó 450 mm.

Si se utilizan tendones de pretensado como armadura de contracción y temperatura, los tendones deberán proveer una tensión media de compresión mínima igual a 0,75 MPa en la sección bruta de hormigón en la dirección considerada, en base a la tensión de pretensado efectiva luego de las pérdidas. La separación de los tendones no deberá ser mayor que 1800 mm o la distancia especificada en el Artículo 5.10.3.4. Si la separación es mayor que 1400 mm se deberá proveer armadura adherente.

En las zapatas y tabiques macizos de hormigón estructural, la separación entre las barras no deberá ser mayor que 300 mm en cada dirección en todas las caras, y no es necesario que la sección de armadura de contracción y temperatura sea mayor que:

$$\sum A_b = 0,0015 A_g \quad (5.10.8.2-2)$$

### 5.10.8.3 Hormigón Masivo

Para los elementos de hormigón masivo estructural cuya menor dimensión es mayor que 1200 mm, el tamaño mínimo de barra será el correspondiente a una barra No. 19, y la separación de las barras no deberá ser mayor que 450 mm. En cada dirección, la armadura mínima de temperatura y contracción, igualmente distribuida en ambas caras, deberá satisfacer:

$$\sum A_b \geq \frac{s(2d_c + d_b)}{100} \quad (5.10.8.3-1)$$

donde:

$A_b$  = mínima área de las barras ( $\text{mm}^2$ )

$s$  = separación de las barras (mm)

$d_c$  = profundidad del recubrimiento de hormigón medida desde la fibra extrema hasta el centro de la barra o alambre más próximo a la misma (mm)

$d_b$  = diámetro de la barra o alambre (mm)

No es necesario que el término  $(2d_c + d_b)$  sea mayor que 75 mm.

Si se utilizan tendones de pretensado como armadura de contracción y temperatura, se deberán aplicar los requisitos relevantes del Artículo 5.10.8.1.

Una tensión de pretensado permanente de 0,75 MPa equivale a la resistencia del acero especificada en la Ecuación 1 en el estado límite de resistencia. La tensión de pretensado de 0,75 MPa no se debería sumar a la requerida para los estados límites de resistencia o servicio. Representa un requisito mínimo para contracción y limitación de la fisuración térmica.



## 5.10.9 Zonas de Anclaje Postesadas

### 5.10.9.1 Requisitos Generales

Los anclajes se deberán diseñar en los estados límites de resistencia para las fuerzas de tesado mayoradas como se especifica en el Artículo 3.4.3.

Para las zonas de anclaje ubicadas en el extremo de un elemento o segmento, las dimensiones transversales se pueden tomar como la altura y el ancho de la sección, pero no mayores que la dimensión longitudinal del elemento o segmento. La extensión longitudinal de la zona de anclaje en la dirección del tendón no deberá ser menor que la mayor de las dimensiones transversales de la zona de anclaje y no se deberá tomar mayor que 1,5 veces dicha dimensión.

Para los anclajes intermedios se deberá considerar que la zona de anclaje se extiende en la dirección opuesta a la fuerza de anclaje en una distancia no menor que la mayor de las dimensiones transversales de la zona de anclaje.

### C5.10.9.1

Con ligeras modificaciones, los requisitos del Artículo 5.10.9 también se pueden aplicar para el diseño de las armaduras debajo de apoyos de alta capacidad de carga.

Geométricamente la zona de anclaje se define como el volumen de hormigón a través del cual la fuerza de pretensado concentrada en el dispositivo de anclaje se distribuye transversalmente hasta llegar a una distribución más lineal en toda la sección transversal a una determinada distancia del dispositivo de anclaje.

Dentro de la zona de anclaje la hipótesis de las secciones planas no es válida.

Las dimensiones de la zona de anclaje se basan en el principio de St. Venant. Los requisitos para elementos cuya longitud es menor que una de sus dimensiones transversales fueron incluidos a fin de cubrir casos tales como el pretensado transversal de un tablero de puente, como se ilustra en la Figura C1.

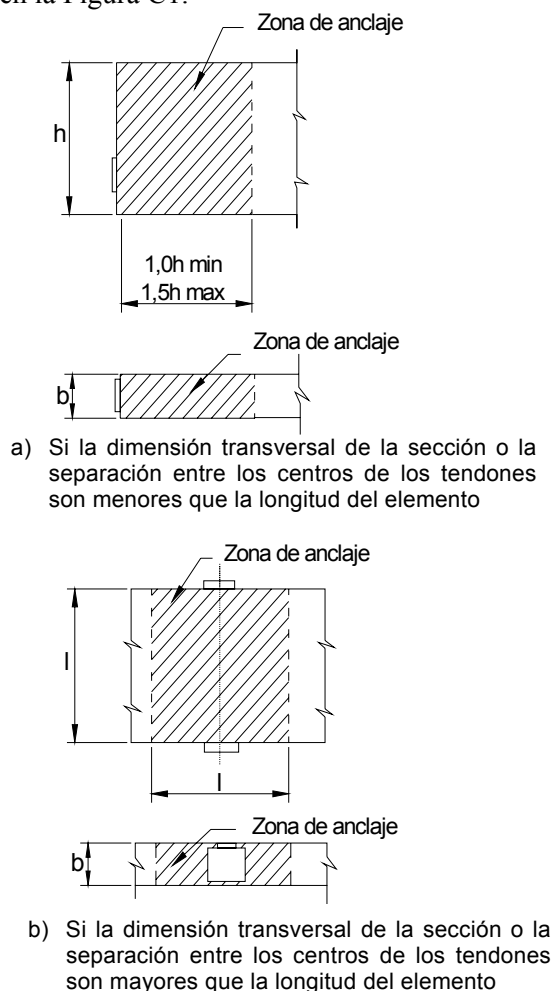


Figura C5.10.9.1-1 – Geometría de las zonas de anclaje

### 5.10.9.2 Zona General y Zona Local

#### 5.10.9.2.1 Requisitos Generales

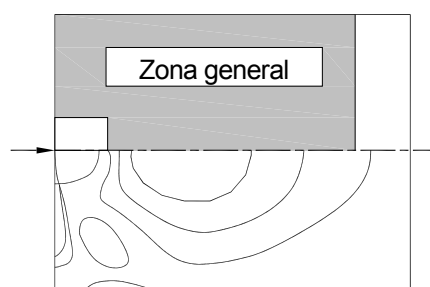
A los fines del diseño, las zonas de anclaje se deberán considerar compuestas por dos regiones:

- La zona general, para la cual se aplican los requisitos del Artículo 5.10.9.2.2, y
- La zona local, para la cual se aplican los requisitos del Artículo 5.10.9.2.3.

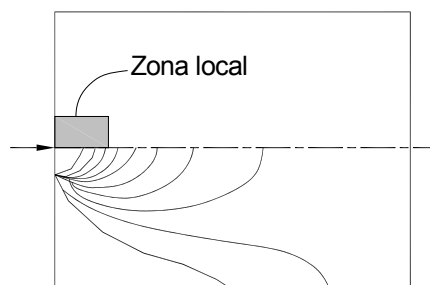
#### C5.10.9.2.1

En los anclajes intermedios pueden existir grandes tensiones de tracción detrás del anclaje. Estas tensiones de tracción son el resultado de la compatibilidad de las deformaciones delante y detrás del anclaje.

La Figura C1 ilustra la distinción entre la zona local y la zona general. La región sometida a tensiones de tracción debidas a la transferencia de la fuerza del tendón hacia la estructura constituye la zona general [Figura C1(a)]. La región sometida a elevadas tensiones de compresión inmediatamente delante del dispositivo de anclaje es la zona local [Figura C1(b)].



a) Tensiones principales de tracción y la zona general



b) Tensiones principales de compresión y la zona local

**Figura C5.10.9.2.1-1 – Zona general y zona local**

#### 5.10.9.2.2 Zona General

La extensión de la zona general se deberá tomar idéntica a la de la totalidad de la zona de anclaje, incluyendo la zona local, definida en el Artículo 5.10.9.1.

El diseño de las zonas generales deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.10.9.3.

#### C5.10.9.2.2

En muchos casos es posible tratar la zona general y la zona local de forma separada, pero en el caso de las zonas de anclaje pequeñas, como por ejemplo las correspondientes a los anclajes de losas, las solicitaciones de las zonas locales (tales como las elevadas tensiones de apoyo y confinamiento) y las solicitaciones de las zonas generales (tales como las tensiones de tracción debidas a la transferencia de la fuerza del tendón) pueden ocurrir en la misma región.

#### 5.10.9.2.3 Zona Local

El diseño de las zonas locales deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.10.9.7 o bien se deberá basar en resultados de ensayos de aceptación según lo especificado en el Artículo 5.10.9.7.3 y descrito en el Artículo 10.3.2.3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

Para el diseño de la zona local se deberán considerar los efectos de las elevadas presiones en las zonas de apoyo y el uso de armadura de confinamiento.

Los dispositivos de anclaje basados en el ensayo de aceptación del Artículo 10.3.2.3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* se denominarán dispositivos de anclaje especiales.

#### 5.10.9.2.4 Responsabilidades

El Diseñador será responsable por el diseño general y la aprobación de los planos de obra de la zona general, incluyendo la ubicación de los tendones y dispositivos de anclaje, armadura de la zona general, secuencia de tesado y diseño de la zona local para dispositivos de anclajes basados en los requisitos del Artículo 5.10.9.7. La documentación técnica deberá especificar que todos los planos de obra correspondientes a la zona local deberán ser aprobados por el Diseñador.

El Proveedor de los dispositivos de anclaje será responsable de entregar dispositivos de anclaje que satisfagan los requisitos sobre eficiencia de los anclajes especificados en el Artículo 10.3.2 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*. Si se utilizan dispositivos de anclaje especiales, el Proveedor de los dispositivos de anclaje será responsable de entregar dispositivos que también satisfagan los requisitos del ensayo de aceptación indicado en el Artículo 5.10.9.7.3 y del Artículo 10.3.2.3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*. Este ensayo de aceptación y el ensayo de eficiencia de los anclajes deberán ser realizados por un organismo independiente aceptable para el Diseñador. El Proveedor de los dispositivos de anclaje deberá entregar al Diseñador y al Constructor registros del ensayo de aceptación realizado de acuerdo con el Artículo 10.3.2.3.12 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, y deberá especificar las armaduras auxiliares y de confinamiento, distancia mínima a los bordes, separación mínima de los anclajes y resistencia mínima del hormigón en el momento de tesado requeridos para el correcto comportamiento de la zona local.

Las responsabilidades del Constructor serán como se detalla en el Artículo 10.4 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

#### C5.10.9.2.3

La zona local se define ya sea como el prisma rectangular, o, en el caso de anclajes circulares u ovalados, como el prisma rectangular equivalente de hormigón que rodea al dispositivo de anclaje e inmediatamente delante del mismo y cualquier armadura de confinamiento integral. Las dimensiones de la zona local se definen en el Artículo 5.10.9.7.1.

La zona local debe resistir las elevadas tensiones locales introducidas por el dispositivo de anclaje y transferirlas al resto de la zona de anclaje. La resistencia de la zona local se ve más afectada por las características del dispositivo de anclaje y su armadura de confinamiento que por la geometría o las cargas de la estructura.

#### C5.10.9.2.4

El Diseñador tiene la responsabilidad de indicar la ubicación de los tendones y dispositivos de anclaje individuales. Si el Diseñador inicialmente opta por indicar exclusivamente la fuerza total y excentricidad de los tendones, aún será suya la responsabilidad de aprobar la disposición específica de los tendones y anclajes presentada por un especialista en postesado o por el Contratista. El Diseñador es responsable por el diseño de la armadura de la zona general necesaria para la disposición de tendones y dispositivos de anclajes aprobada.

El uso de dispositivos de anclaje especiales no releva al Diseñador de su responsabilidad de revisar el diseño y los planos de obra correspondientes a la zona de anclaje a fin de garantizar que satisfagan las especificaciones del Proveedor de los dispositivos de anclajes.

El Proveedor de los dispositivos de anclaje debe entregar al Ingeniero y al Contratista la información referida a todos los requisitos necesarios para el correcto comportamiento de la zona local. La armadura de confinamiento necesaria para la zona local debe ser especificada por el Proveedor.

### 5.10.9.3 Diseño de la Zona General

#### 5.10.9.3.1 Métodos de Diseño

Para el diseño de las zonas generales se podrán utilizar los siguientes métodos de diseño, conforme a los requisitos del Artículo 5.10.9.3.2:

- Modelos inelástico basados en el equilibrio, generalmente denominados "modelos de bielas y tirantes,"
- Análisis elásticos de tensiones refinados como se especifica en la Sección 4, o bien
- Otros métodos aproximados, cuando sean aplicables.

Se deberán investigar los efectos de la secuencia de tesado y los efectos espaciales provocados por las cargas de tesado concentradas. Los efectos espaciales se pueden analizar utilizando procedimientos de análisis tridimensionales o bien se pueden aproximar considerando submodelos independientes en dos o más planos, en cuyo caso se debería considerar la interacción de los submodelos, y las cargas y resultados del modelo deberían ser consistentes.

La tensión de compresión mayorada del hormigón de la zona general no debe ser mayor que  $0.7\phi f'_{ci}$ . En áreas en las cuales debido a otras solicitaciones el hormigón puede estar muy fisurado en estado último, o si se anticipan grandes rotaciones inelásticas, la tensión de compresión mayorada se deberá limitar a  $0.6\phi f'_{ci}$ .

En el diseño de la zona general se deberá despreciar la resistencia a la tracción del hormigón.

La tensión de tracción nominal de la armadura adherente se deberá limitar a  $f_y$  tanto para armadura no pretensada como para armadura pretensada adherente. La tensión de tracción nominal de la armadura pretensada no adherente se deberá limitar a  $f_{pe} + 105$  MPa.

Despreciando la contribución a la resistencia de la zona general aportada por cualquier armadura de zona local se obtiene un diseño conservador.

#### 5.10.9.3.2 Principios de Diseño

Las tensiones de compresión en el hormigón delante de los dispositivos básicos de anclaje deberán satisfacer los requisitos del Artículo 5.10.9.7.2.

Las tensiones de compresión en el hormigón delante del dispositivo de anclaje se deberán investigar a una distancia, medida a partir de la superficie de apoyo de hormigón, no menor que:

#### C5.10.9.3.1

Los métodos de diseño mencionados en este artículo no impiden el uso de otros procedimientos reconocidos y verificados. En muchas aplicaciones de anclajes en las cuales hay regiones de hormigón importantes o masivas alrededor de los anclajes y en las cuales los elementos son esencialmente rectangulares sin desviaciones sustanciales del recorrido del flujo de las fuerzas, se pueden utilizar los procedimientos aproximados del Artículo 5.10.9.6. Sin embargo, en el postesado de secciones delgadas, secciones con alas y secciones de geometría irregular, o en secciones en las cuales los tendones tienen una curvatura apreciable, puede ser necesario aplicar los procedimientos más generales de los Artículos 5.10.9.4 y 5.10.9.5.

Las diferentes combinaciones de fuerzas de anclaje afectan significativamente las tensiones en la zona general. Por lo tanto, es importante considerar no sólo la etapa final de una secuencia de tesado en la cual se tesan todos los tendones, sino también las etapas de tesado intermedias.

El requisito referido a los efectos espaciales se incluyó para alertar al Diseñador acerca de las solicitaciones perpendiculares al plano principal del elemento, tales como las fuerzas de desgarramiento en la dirección de menor espesor de las almas o losas. Por ejemplo, en los elementos de sección transversal rectangular delgada, existen fuerzas de desgarramiento no sólo en el plano mayor del elemento sino también en el plano perpendicular al mismo. En muchos casos estas solicitaciones se pueden determinar en forma independiente para cada dirección, pero algunas aplicaciones requieren un análisis tridimensional completo, por ejemplo los diafragmas para el anclaje de los tendones exteriores.

#### C5.10.9.3.2

El correcto detallado de las armaduras y una mano de obra de alta calidad son requisitos fundamentales para lograr un comportamiento satisfactorio de las zonas de anclaje. Los tamaños y detalles de las zonas de anclaje deberían respetar la necesidad de tolerancias para doblado, fabricación y colocación de las armaduras, el tamaño de los agregados, y la necesidad de una correcta colocación y compactación del hormigón.

- La profundidad hasta el extremo de la armadura de confinamiento local, o
- La menor dimensión lateral del dispositivo de anclaje.

Estas tensiones de compresión se pueden determinar utilizando los procedimientos en base a modelos de bielas y tirantes del Artículo 5.10.9.4, un análisis elástico de tensiones de acuerdo con el Artículo 5.10.9.5 o bien el método aproximado indicado en el Artículo 5.10.9.6.2.

La magnitud de la fuerza de desgarramiento por tracción,  $T_{burst}$ , y su correspondiente distancia a partir de la superficie cargada,  $d_{burst}$ , se pueden determinar usando los procedimientos en base a modelos de bielas y tirantes del Artículo 5.10.9.4, un análisis elástico de tensiones de acuerdo con el Artículo 5.10.9.5 o bien el método aproximado indicado en el Artículo 5.10.9.6.3. Al determinar los requisitos de armadura de desgarramiento se deberán considerar los efectos espaciales.

También se deberán verificar las tensiones de compresión donde haya discontinuidades geométricas o de carga dentro de la zona de anclaje o delante de la misma que pudieran provocar concentraciones de tensiones.

La resistencia a las fuerzas de desgarramiento por tracción será provista por armadura no pretensada o pretensada o en forma de zunchos, estribos cerrados o estribos transversales anclados. Al determinar la disposición y el anclaje de la armadura de desgarramiento se deberían considerar los siguientes lineamientos:

- La armadura se debe extender en todo el ancho del elemento y anclar tan cerca de las caras exteriores del elemento como lo permita el recubrimiento;
- La armadura se debe distribuir delante de la superficie cargada a lo largo de ambos lados del tendón en una distancia tomada igual al menor valor entre  $2,5d_{burst}$  para el plano considerado y 1,5 veces la correspondiente dimensión lateral de la sección, siendo  $d_{burst}$  como se especifica en la Ecuación 5.10.9.6.3-2;
- El baricentro de la armadura de desgarramiento debe coincidir con la distancia  $d_{burst}$  usada para el diseño; y
- La separación de la armadura no debe ser mayor que 24,0 diámetros de barra ó 300 mm.

Las fuerzas de tracción en los bordes se pueden determinar utilizando los procedimientos en base a modelos de bielas y tirantes del Artículo 5.10.9.4, un análisis elástico de tensiones de acuerdo con el Artículo 5.10.9.5 o bien los

La interfase entre el hormigón confinado de la zona local y el hormigón habitualmente no confinado de la zona general es crítica. Los requisitos de este artículo definen la ubicación en la cual se deberían investigar las tensiones del hormigón.

La fuerza de desgarramiento es la fuerza de tracción en la zona de anclaje que actúa delante del dispositivo de anclaje y de manera transversal al eje del tendón. Las fuerzas de desgarramiento son provocadas por la difusión lateral de las fuerzas de pretensado concentradas en el anclaje.

Los lineamientos para la disposición de la armadura de desgarramiento llevan al Diseñador a adoptar distribuciones de armadura que reflejan la distribución elástica de tensiones. Resultados experimentales muestran que esto permite lograr un comportamiento satisfactorio en estado límite de servicio, ya que limita la magnitud y abertura de las fisuras, y también en estado límite de resistencia, ya que limita la redistribución de fuerzas requerida en la zona de anclaje (*Sanders* 1990). Una distribución uniforme de la armadura de desgarramiento con su baricentro ubicado en  $d_{burst}$ , tal como se ilustra en la Figura C1, se puede considerar aceptable.

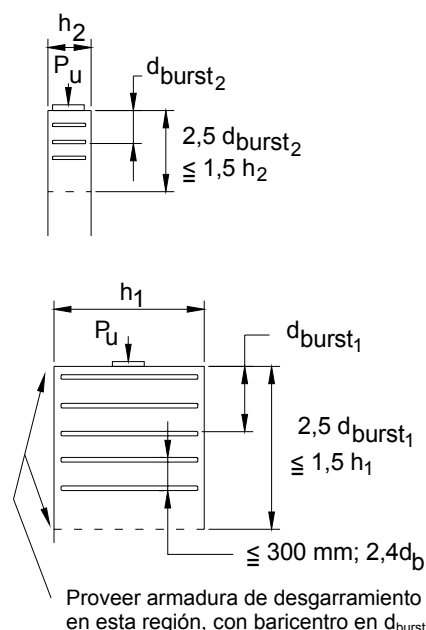
Las fuerzas de tracción en los bordes son fuerzas de tracción en la zona de anclaje que actúan paralelas y próximas al borde transversal y a los bordes longitudinales del elemento. El borde transversal es la superficie cargada

métodos aproximados indicados en el Artículo 5.10.9.6.4.

Para múltiples anclajes con una separación entre centros menor que 0,4 veces la altura de la sección, la fuerza de descantillado no se deberá tomar menor que 2 por ciento de la fuerza total del tendón mayorada. Para separaciones mayores las fuerzas de descantillado se deberán determinar mediante análisis.

por los anclajes. La fuerza de tracción que actúa a lo largo del borde transversal se conoce como fuerza de descantillado. La fuerza de tracción que actúa a lo largo de los bordes longitudinales se conoce como fuerza de tracción en los bordes longitudinales.

Para anclajes más separados se pueden utilizar modelos de bielas y tirantes.



**Figura C5.10.9.3.2-1 – Disposición de la armadura de desgarramiento**

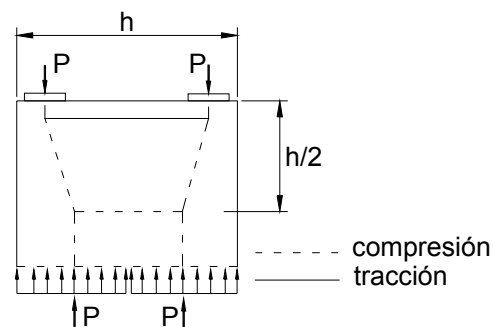
La resistencia a las fuerzas de tracción en los bordes se deberá proveer mediante armadura ubicada próxima a los bordes transversal y longitudinales del hormigón. La disposición y anclaje de la armadura de tracción en los bordes deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- La armadura de descantillado especificada se debe extender en todo el ancho del elemento,
- La armadura de descantillado entre múltiples dispositivos de anclaje debe atar efectivamente los dispositivos de anclaje entre sí, y
- La armadura de tracción en los bordes longitudinales y la armadura de descantillado para dispositivos de anclaje excéntricos debe ser continua; la armadura se debe extender a lo largo de la cara traccionada en la

Se inducen fuerzas de descantillado en las zonas de anclaje con carga concéntrica, zonas de anclaje con carga excéntrica y zonas de anclaje para múltiples anclajes. Se inducen fuerzas de tracción en los bordes longitudinales cuando la resultante de las fuerzas de anclaje provoca carga excéntrica en la zona de anclaje.

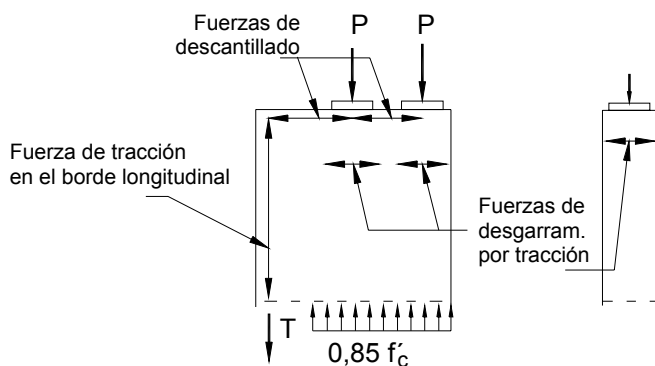
En el caso de múltiples anclajes, las fuerzas de descantillado son necesarias para mantener la condición de equilibrio, y es fundamental disponer armadura adecuada para lograr la capacidad de carga última de la zona de anclaje, como se ilustra en la Figura C1. Estas fuerzas de tracción son similares a las fuerzas de tracción que existen entre zapatas individuales que soportan tabiques profundos. En la mayoría de los casos la mínima armadura de descantillado aquí especificada será determinante.

totalidad de la longitud de la zona de anclaje y a lo largo de la cara cargada entre el borde longitudinal y el otro lado del dispositivo o grupo de dispositivos de anclaje excéntrico.



**Figura C5.10.9.3.2-2 – Recorrido de las fuerzas para el caso de múltiples anclajes**

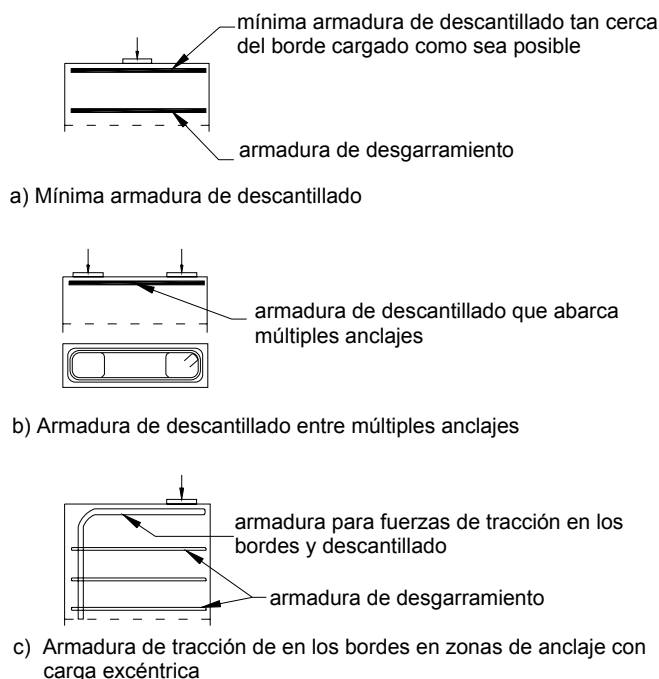
La Figura C3 ilustra la ubicación de las fuerzas de tracción en los bordes.



**Figura C5.10.9.3.2-3 – Fuerzas de tracción en los bordes**

La mínima fuerza de descantillado a utilizar en el diseño es igual a 2 por ciento de la fuerza de postesado total. Este valor es menor que el 4 por ciento propuesto por Guyon (1953) y refleja tanto resultados analíticos como experimentales que prueban que los valores indicados por Guyon para las fuerzas de descantillado son bastante conservadores y que en estudios experimentales rara vez se ha observado fisuración por descantillado (*Base et al.* 1966; *Beeby* 1983).

La Figura C4 ilustra los requisitos de armadura para las zonas de anclaje.



**Figura C5.10.9.3.2-4 – Disposición de la armadura en las zonas de anclaje**

#### 5.10.9.3.3 Dispositivos de Anclaje Especiales

Si se han de utilizar dispositivos de anclaje especiales que no satisfacen los requisitos del Artículo 5.10.9.7.2, en las correspondientes regiones de la zona de anclaje se deberá proveer armadura de configuración similar y con una cuantía volumétrica como mínimo equivalente a la armadura superficial suplementaria permitida de acuerdo con los requisitos del Artículo 10.3.2.3.4 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

#### 5.10.9.3.4 Anclajes Intermedios

##### 5.10.9.3.4a Requisitos Generales

No se deberán utilizar anclajes intermedios en regiones donde otras cargas generan tracción significativa detrás del anclaje. Siempre que sea posible, los tacos para anclaje se deberán ubicar en la esquina entre el ala y las almas o se deberán extender en la totalidad del ancho de ala o altura de alma de manera de formar un nervio continuo. Si es necesario utilizar tacos aislados en un ala o alma, en el diseño se deberán considerar la flexión local y las solicitaciones directas.

##### C5.10.9.3.4a

Los anclajes intermedios generalmente se utilizan en las construcciones por segmentos. Ubicar los tacos para anclaje en la esquina entre el ala y las almas reduce significativamente las solicitaciones locales en los anclajes intermedios. Las solicitaciones locales también se pueden reducir aumentando el ancho del taco para que coincida con el ancho total del ala o la altura total del alma a la cual se fija el taco.

Para espesores de ala comprendidos entre 125 y 255 mm, se recomienda un límite superior de 12 cables Grado 1860 MPa de 12,7 mm de diámetro para los tendones anclados en tacos para anclaje soportados exclusivamente por el ala. La fuerza de anclaje del tendón se debe distribuir cuidadosamente al ala mediante armadura.



#### 5.10.9.3.4b Retenidas

A menos que en este documento se especifique lo contrario, se deberá proveer armadura adherente para retener al menos 25 por ciento de la fuerza de tesado no mayorada del anclaje intermedio a la sección de hormigón detrás del anclaje. Las tensiones en esta armadura adherente no deberán ser mayores que  $0,6 f_y$  ó 240 MPa. Si otras cargas generan tensiones de compresión permanentes detrás del anclaje, la cantidad de armadura de retenida se puede reducir usando la Ecuación 1:

$$T_{ia} = 0,25 P_s - f_{cb} A_{cb} \quad (5.10.9.3.4b-1)$$

donde:

$T_{ia}$  = fuerza de tracción en la armadura de retenida en el anclaje intermedio (N)

$P_s$  = máxima fuerza de tesado no mayorada en el anclaje (N)

$f_{cb}$  = tensión de compresión no mayorada debida a las cargas permanentes en la región detrás del anclaje (MPa)

$A_{cb}$  = área de la sección transversal que se continúa dentro de las prolongaciones de los lados de la placa de anclaje o taco para anclaje, es decir, el área del taco o nervio no se deberá considerar parte de la sección transversal (mm<sup>2</sup>)

Esta armadura de retenida se deberá colocar a una distancia no mayor que un ancho de placa a partir del eje del tendón. Deberá estar totalmente anclada de manera que la tensión de fluencia se pueda desarrollar a una distancia igual a un ancho de placa o un medio de la longitud del taco o nervio delante del anclaje así como a la misma distancia detrás del anclaje. Siempre que sea posible, el baricentro de esta armadura deberá coincidir con el eje del tendón. En el caso de los tacos o nervios, la armadura se deberá colocar en la sección que se continúa cerca de la cara del ala o alma a partir de la cual se proyecta el taco o nervio.

#### 5.10.9.3.4c Armadura para Tacos y Nervios para Anclaje

Se deberá disponer armadura en la totalidad de los tacos y nervios según se requiera para corte por fricción, acción de ménsula, fuerzas de desgarramiento y fuerzas de desviación provocadas por la curvatura de los tendones. Esta armadura se deberá prolongar tanto como sea posible

#### C5.10.9.3.4c

Esta armadura generalmente se provee en forma de estribos cerrados o estribos en forma de U, los cuales encierran al anclaje y lo conectan efectivamente al alma y ala adyacentes.

hacia el interior del ala o alma, y se deberá anclar mediante ganchos normales doblados alrededor de las barras transversales o su equivalente. La separación no deberá ser mayor que el menor valor entre la altura del taco o nervio en el anclaje, el ancho del taco ó 150 mm.

Se deberá proveer armadura para resistir la flexión local en los tacos y nervios debida a la excentricidad de la fuerza en los tendones y para resistir la flexión lateral en los nervios debida a las fuerzas de desviación del tendón.

Se deberá proveer armadura de acuerdo con lo especificado en el Artículo 5.10.9.3.2 para resistir las fuerzas de tracción debidas a la transferencia de la fuerza de anclaje del taco o nervio a la estructura en general.

#### 5.10.9.3.5 *Diafragmas*

Para los tendones anclados en diafragmas, las tensiones de compresión en el hormigón dentro del diafragma se deberán limitar como se especifica en el Artículo 5.10.9.3.2. También se deberán investigar las tensiones de compresión en la transición entre el diafragma y las almas y alas del elemento.

Se deberá proveer armadura para asegurar la plena transferencia de las cargas de los anclajes en el diafragma hacia las alas y almas de la viga. Se deberán verificar los requisitos para armadura de corte por fricción entre el diafragma y el alma y entre el diafragma y las alas.

También se deberá proveer armadura para retener las fuerzas de desviación provocadas por la curvatura de los tendones.

#### 5.10.9.3.6 *Múltiples Anclajes en Losas*

A menos que se realice un análisis más detallado, se deberá proveer la armadura mínima aquí especificada para resistir las fuerzas de desgarramiento y de tracción en los bordes.

Se deberá proveer armadura para resistir la fuerza de desgarramiento. Esta armadura se deberá anclar cerca de las caras de la losa con ganchos normales doblados alrededor de las barras horizontales o su equivalente. La armadura mínima debería consistir en dos barras No. 10 por anclaje ubicadas a una distancia igual a un medio de la altura de la losa delante del anclaje.

Se deberá proveer armadura para resistir las fuerzas de tracción en los bordes,  $T_1$ , entre los anclajes y las fuerzas de desgarramiento,  $T_2$ , delante de los anclajes. Se deberá

#### C5.10.9.3.5

Los diafragmas que anclan tendones de postesado se pueden diseñar siguiendo los lineamientos generales de Schlaich et al. (1987), Breen y Kashima (1991), y Wollman (1992). Un típico diafragma que ancla tendones de postesado generalmente se comporta como una viga de gran altura soportada en tres lados por las alas superior e inferior y el alma. La magnitud de la fuerza de tracción por flexión que actúa sobre la cara del diafragma opuesta al anclaje se puede determinar usando modelos de bielas y tirantes o análisis elásticos. Los métodos aproximados, tales como el del prisma simétrico sugerido por Guyon (1953) no son aplicables.

Para determinar esta armadura se utilizan los métodos más generales de los Artículos 5.10.9.4 ó 5.10.9.5.

#### C5.10.9.3.6

La armadura para resistir la fuerza de desgarramiento se dispone en la dirección de la altura de la losa y perpendicular al eje del tendón de acuerdo con el Artículo 5.10.9.3.2.

La armadura para resistir las fuerzas de tracción en los bordes se dispone en el plano de la losa y perpendicular al eje del tendón.

colocar armadura de tracción en los bordes inmediatamente delante de los anclajes, y esta armadura deberá conectar los anclajes adyacentes de manera efectiva. La armadura de desgarramiento se deberá distribuir sobre la longitud de las zonas de anclaje.

$$T_1 = 0,10 P_u \left(1 - \frac{a}{s}\right) \quad (5.10.9.3.6-1)$$

$$T_2 = 0,20 P_u \left(1 - \frac{a}{s}\right) \quad (5.10.9.3.6-2)$$

donde:

$T_1$  = fuerza de tracción en los bordes (N)

$T_2$  = fuerza de desgarramiento (N)

$P_u$  = carga mayorada del tendón en un anclaje individual (N)

$a$  = ancho de la placa de anclaje (mm)

$s$  = separación de los anclajes (mm)

Para anclajes en losas con una distancia al borde menor que dos anchos de placa o un espesor de losa, la armadura de tracción en los bordes se deberá dimensionar para resistir 25 por ciento de la carga mayorada del tendón. Esta armadura debería ser en forma de horquillas, y se deberá distribuir en una distancia igual a un ancho de placa delante del anclaje. Las ramas de las barras en horquilla se deberán extender a partir del borde de la losa más allá del anclaje adyacente, pero una distancia no menor que cinco anchos de placa más la longitud de anclaje.

El uso de horquillas provee mejor confinamiento para la región de borde que el uso de barras rectas.

#### 5.10.9.3.7 Bloques Desviadores

Los bloques desviadores se deberán diseñar usando un modelo de bielas y tirantes o métodos basados en resultados de ensayos.

#### C5.10.9.3.7

Los bloques desviadores constituyen regiones perturbadas de la estructura, y se pueden diseñar usando un modelo de bielas y tirantes. Ensayos realizados sobre modelos a escala han permitido obtener importante información acerca del comportamiento de las regiones de los bloques desviadores. Los diseños y detallados realizados en base a los lineamientos presentados en Beaupre et al. (1988) deberían resultar seguros y adecuados desde el punto de vista de la serviciabilidad.

### 5.10.9.4 Aplicación del Modelo de Bielas y Tirantes al Diseño de la Zona General

## 5.10.9.4.1 Requisitos Generales

El flujo de fuerzas dentro de la zona de anclaje se puede aproximar mediante un modelo de bielas y tirantes como se especifica en el Artículo 5.6.3.

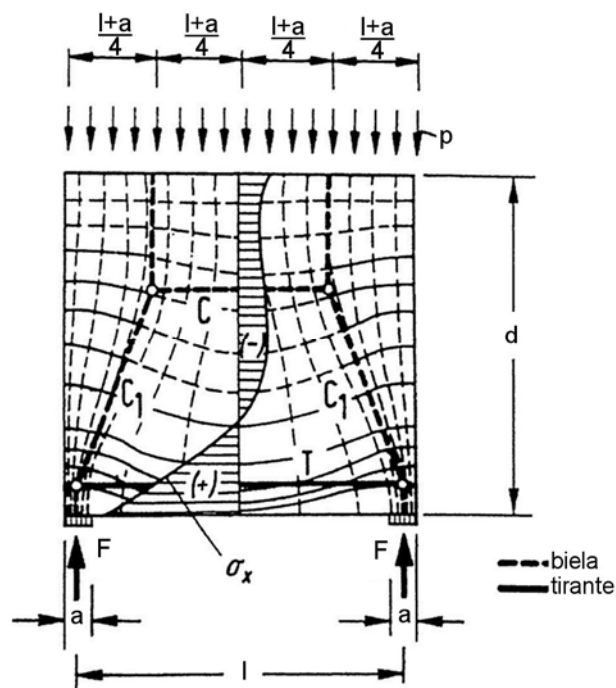
Al seleccionar un modelo de bielas y tirantes se deberán considerar todas las fuerzas que actúan en la zona de anclaje; el modelo deberá considerar un recorrido de cargas desde los anclajes hasta el final de la zona de anclaje.

## C5.10.9.4

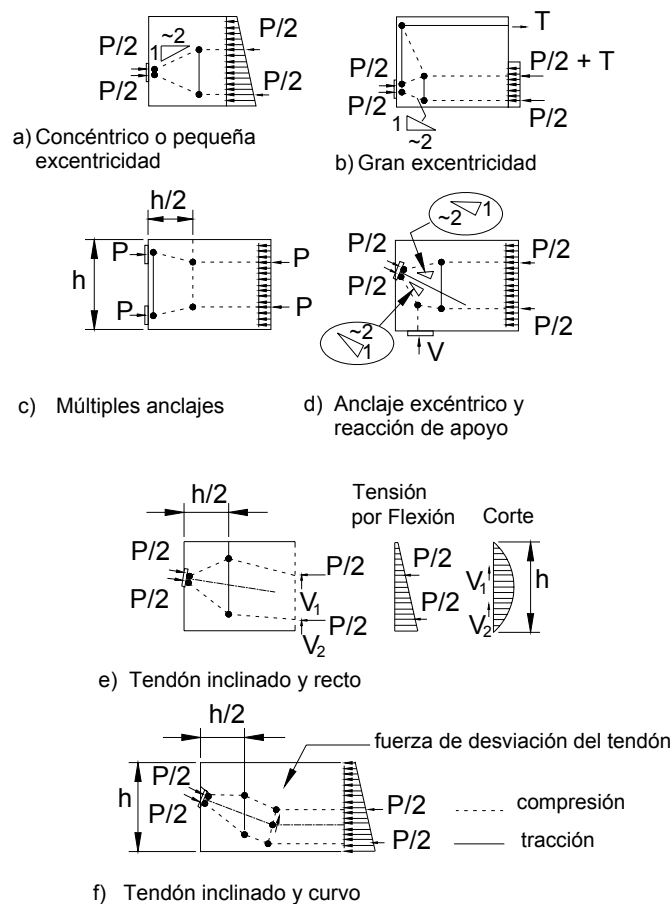
Se puede obtener una estimación conservadora de la resistencia de una estructura o elemento de hormigón aplicando el teorema del límite inferior de la teoría de plasticidad de las estructuras. Si el sistema posee suficiente ductilidad, los modelos de bielas y tirantes satisfacen las condiciones para la aplicación del teorema mencionado. La Figura C1 ilustra el campo de tensiones elástico lineal junto con un modelo de bielas y tirantes para el caso de una zona de anclaje con dos anclajes excéntricos (*Schlaich et al.* 1987).

Debido a la limitada ductilidad del hormigón, se deberían seleccionar modelos de bielas y tirantes que no difieran mucho de la solución elástica en términos de la distribución de tensiones. Este procedimiento reducirá las redistribuciones de tensiones requeridas en la zona de anclaje y asegurará que haya armadura en las zonas donde es más probable que se produzca fisuración. En la Figura C2 se ilustran modelos de bielas y tirantes para las zonas de anclaje que consideran algunos casos de carga típicos.

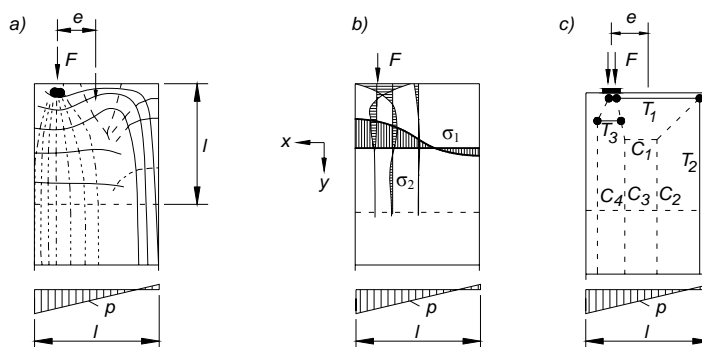
La Figura C3 ilustra el modelo de bielas y tirantes para las regiones exteriores de las zonas de anclaje generales con anclajes cargados excéntricamente. La zona de anclaje local se transforma en un nodo del modelo de bielas y tirantes, y se debe determinar si el nodo es adecuado por medio de un análisis o ensayos a escala real.



**Figura C5.10.9.4.1-1 – Campo de tensiones superpuesto con el modelo de bielas y tirantes**



**Figura C5.10.9.4.1-2 – Modelos de bielas y tirantes para algunas zonas de anclaje**



**Figura C5.10.9.4.1-3 – Modelo de bielas y tirantes para las regiones exteriores de la zona general**

#### 5.10.9.4.2 Nodos

Las zonas locales que satisfacen los requisitos del Artículo 5.10.9.7 o del Artículo 10.3.2.3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* se pueden considerar correctamente detallados y constituyen nodos adecuados. Los demás nodos en la zona de anclaje se

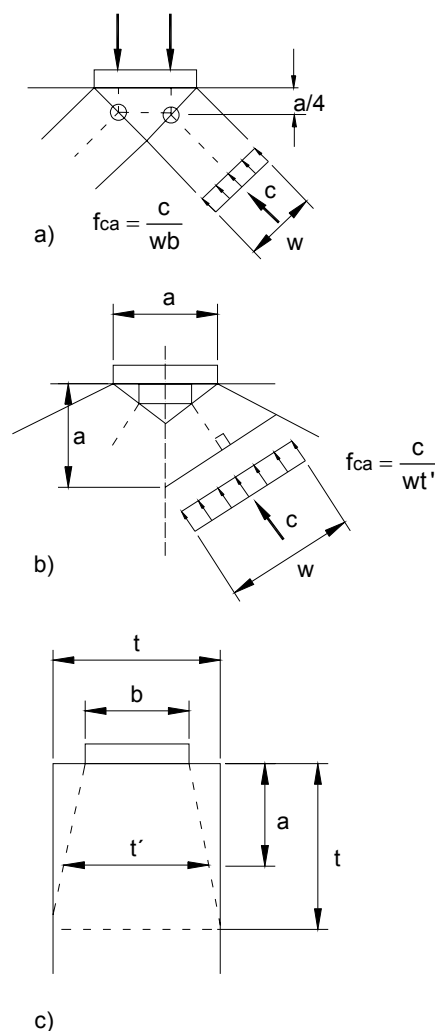
*C5.10.9.4.2*

Los nodos son elementos críticos de los modelos de bielas y tirantes. La totalidad de la zona local constituye el nodo o grupo de nodos más crítico para las zonas de anclaje. El Artículo 5.10.9.7 asegura que la zona local es adecuada limitando la presión de apoyo debajo del

pueden considerar adecuados si las tensiones efectivas en el hormigón de las bielas satisfacen los requisitos del Artículo 5.10.9.4.3 y los tirantes traccionados se detallan para desarrollar la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura.

dispositivo de anclaje. Alternativamente, esta limitación se puede superar si se demuestra que el dispositivo de anclaje es adecuado realizando el ensayo de aceptación indicado en el Artículo 10.3.2.3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

Los nodos correspondientes a las zonas locales para el desarrollo de un modelo de bielas y tirantes se pueden seleccionar a una profundidad de  $a/4$  delante de la placa de anclaje, como se ilustra en la Figura C1.



**Figura C5.10.9.4.2-1 – Secciones críticas para nodos y bielas comprimidas**

#### 5.10.9.4.3 Bielas

La tensión de compresión mayorada no deberá ser mayor que los límites especificados en el Artículo 5.10.9.3.1.

#### C5.10.9.4.3

Para los modelos de bielas y tirantes basados en la distribución elástica de tensiones, la resistencia nominal del hormigón especificada en el Artículo 5.10.9.3.1 resulta adecuada. Sin embargo, si el modelo de bielas y tirantes se aparta considerablemente de la distribución elástica se requieren grandes deformaciones plásticas y la resistencia utilizable del hormigón también se debería reducir si el

En las zonas de anclaje, la sección crítica para las bielas comprimidas generalmente se puede tomar en la interfase con el nodo de la zona local. Si se utilizan dispositivos de anclaje especiales, la sección crítica de la biela se puede tomar como la sección cuya prolongación interseca el eje del tendón a una profundidad igual al menor valor entre la profundidad de la armadura de confinamiento local o la dimensión lateral del dispositivo de anclaje.

Para los elementos delgados, la dimensión de la biela en la dirección del espesor del elemento se puede aproximar suponiendo que el espesor de la biela comprimida varía linealmente entre la dimensión lateral transversal del anclaje en la superficie del hormigón y el espesor total de la sección a una profundidad igual al espesor de la sección.

Se debería asumir que las tensiones de compresión actúan paralelas al eje de la biela y que están uniformemente distribuidas en su sección transversal.

#### 5.10.9.4.4 Tirantes

La totalidad de la fuerza de tracción deberá ser resistida por tirantes consistentes en armadura pretensada o no pretensada.

Los tirantes se deberán prolongar más allá de los nodos a fin de desarrollar la totalidad de la fuerza de tracción en el nodo. La disposición de la armadura se deberá ajustar tanto como sea posible a los recorridos de los tirantes supuestos en el modelo de bielas y tirantes.

#### 5.10.9.5 Análisis Elásticos de Tensiones

Para el análisis y diseño de las zonas de anclaje se pueden utilizar análisis basados en las propiedades elásticas de los materiales, equilibrio de las fuerzas y cargas, y compatibilidad de las deformaciones.

Si las tensiones de compresión en el hormigón delante del dispositivo de anclaje se determinan a partir de un análisis elástico, las tensiones locales se pueden promediar en un área igual al área de apoyo del dispositivo de anclaje.

hormigón se fisura debido a otras solicitaciones.

Habitualmente la geometría del nodo de una zona local y, en consecuencia, de la interfase entre una biela y la zona local, es determinada por el tamaño de la placa de apoyo y el modelo de bielas y tirantes seleccionado, como se ilustra en la Figura C5.10.9.4.2-1(a). En base al ensayo de aceptación del Artículo 10.3.2.3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, las tensiones en los dispositivos de anclaje especiales se deberían investigar a una distancia mayor del nodo, suponiendo que el ancho de la biela aumenta con la distancia a partir de la zona local, como se ilustra en la Figura C5.10.9.4.2-1(b) (*Burdet 1990*).

En la Figura C5.10.9.4.2-1(c) se ilustra la determinación de la dimensión de la biela en la dirección del espesor del elemento.

#### C5.10.9.4.4

Debido a que la resistencia del hormigón solicitado a tracción no es confiable, resulta prudente despreciarla totalmente.

Al seleccionar un modelo de bielas y tirantes sólo se deberían considerar disposiciones de armadura que resulten prácticas. La disposición de la armadura especificada en los planos debería concordar con el modelo de bielas y tirantes seleccionado.

#### C5.10.9.5

Se ha determinado que el análisis elástico de las zonas de anclaje es aceptable y útil, aún cuando el desarrollo de fisuras en la zona de anclaje puede provocar redistribuciones de las tensiones (*Burdet 1990*).

Los resultados de un análisis elástico lineal se pueden ajustar suavizando los máximos locales de manera de reflejar el comportamiento no lineal del hormigón a tensiones más elevadas.

La ubicación y magnitud de la fuerza de desgarramiento se debería obtener integrando las tensiones de desgarramiento por tracción a lo largo de la trayectoria del tendón. Este procedimiento permite obtener una estimación conservadora de la armadura requerida en la zona de anclaje. Una disposición de la armadura que se aparta de la distribución elástica de tensiones, es decir, una distribución uniforme de la armadura de desgarramiento, es aceptable siempre y cuando el baricentro de la armadura de desgarramiento coincida con la ubicación de la fuerza de desgarramiento.

### 5.10.9.6 Análisis de Tensiones y Diseño Aproximado

#### 5.10.9.6.1 Límites de Aplicación

Las tensiones de compresión del hormigón delante del dispositivo de anclaje, la ubicación y magnitud de la fuerza de desgarramiento, y las fuerzas de tracción en los bordes se pueden estimar usando las Ecuaciones 5.10.9.6.2-1 a 5.10.9.6.3-2, siempre que se satisfaga lo siguiente:

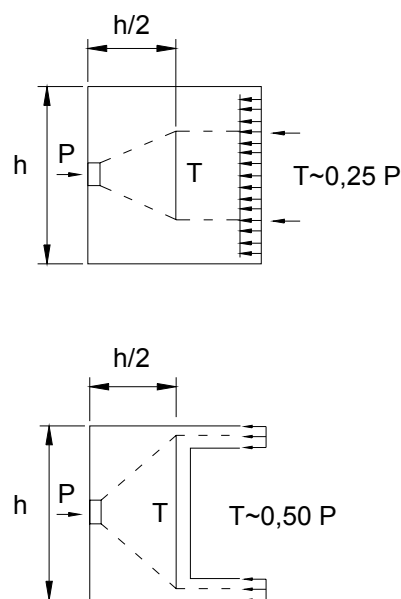
- El elemento tiene sección transversal rectangular y su dimensión longitudinal no es menor que la mayor dimensión de la sección transversal;
- El elemento no tiene discontinuidades dentro de la zona de anclaje ni delante de la misma;
- La distancia mínima del anclaje al borde en el plano principal del elemento no es menor que 1,5 veces la correspondiente dimensión lateral,  $a$ , del dispositivo de anclaje;
- Dentro de la zona de anclaje hay solamente un dispositivo de anclaje o un grupo de dispositivos de anclaje poco separados; y
- El ángulo de inclinación del tendón, según lo especificado en las Ecuaciones 5.10.9.6.3-1 y 5.10.9.6.3-2, está comprendido entre  $-5,0^\circ$  y  $+20,0^\circ$ .

#### C5.10.9.6.1

Las expresiones aquí especificadas se basan en el análisis de elementos que tienen una sección transversal rectangular y una zona de anclaje cuya longitud es como mínimo igual a la mayor dimensión de dicha sección transversal. Para las secciones transversales cuya geometría difiere significativamente de la rectangular, por ejemplo las vigas doble Te de alas anchas, no se deberían utilizar las ecuaciones aproximadas.

Las discontinuidades, tales como las aberturas en el alma, perturban el flujo de fuerzas y pueden provocar en la zona de anclaje mayores tensiones de compresión, fuerzas de desgarramiento o fuerzas de tracción en los bordes. La Figura C1 compara las fuerzas de desgarramiento para un elemento de sección rectangular continua y un elemento de sección rectangular no continua. Las ecuaciones aproximadas se pueden aplicar a las vigas doble Te estándares con bloques de extremo, siempre que la dimensión longitudinal del bloque de extremo sea como mínimo igual a una altura de viga y que la transición entre el bloque y la viga sea gradual.

Los dispositivos de anclaje se pueden considerar 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.

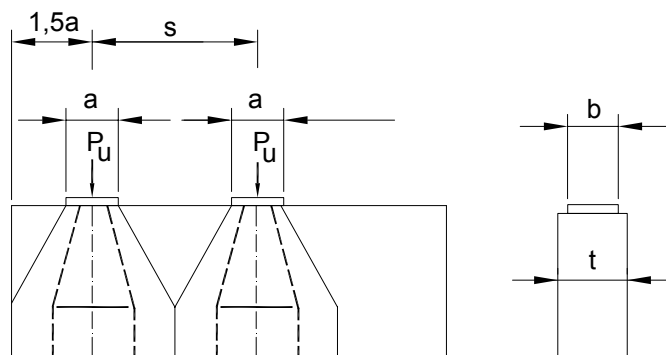


**Figura C5.10.9.6.1-1 – Efecto de las discontinuidades en la zona de anclaje**

Las ecuaciones aproximadas para calcular las tensiones de compresión en el hormigón se basan en la hipótesis de que la fuerza de anclaje se difunde en todas direcciones. El



requisito sobre distancia mínima a los bordes satisface esta hipótesis y se ilustra en la Figura C2. Las ecuaciones aproximadas para calcular las fuerzas de desgarramiento se basan en análisis por elementos finitos para un único anclaje actuando en una sección transversal rectangular. Con la Ecuación 5.10.9.6.3-1 se obtienen resultados conservadores para la armadura de desgarramiento, aún si los anclajes no están poco separados, pero la resultante de la fuerza de desgarramiento está más próxima al anclaje que lo que indica la Ecuación 5.10.9.6.3-2.



**Figura C5.10.9.6.1-2 – Distancias a los bordes y simbología**

#### 5.10.9.6.2 Tensiones de Compresión

La tensión de compresión en el hormigón delante de los dispositivos de anclaje,  $f_{ca}$ , calculada utilizando la Ecuación 1, no deberá ser mayor que el límite especificado en el Artículo 5.10.9.3.1:

$$f_{ca} = \frac{0,6 P_u K}{A_b \left( 1 + \ell_c \left( \frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t} \right) \right)} \quad (5.10.9.6.2-1)$$

para lo cual:

si  $a \leq s < 2a_{eff}$ , entonces:

$$\kappa = 1 + \left( 2 - \frac{s}{a_{eff}} \right) \left( 0,3 + \frac{n}{15} \right) \quad (5.10.9.6.2-2)$$

si  $s \geq 2a_{eff}$ , entonces:

$$\kappa = 1 \quad (5.10.9.6.2-3)$$

donde:

$\kappa$  = factor de corrección para anclajes poco separados

#### C5.10.9.6.2

No es necesario realizar esta verificación de las tensiones de compresión para los dispositivos de anclaje básicos que satisfacen el Artículo 5.10.9.7.2.

Las Ecuaciones 1 y 2 se basan en un modelo de bielas y tirantes para un solo anclaje con las tensiones del hormigón determinadas como se indica en la Figura C1 (Burdet 1990), siendo iguales el ancho de la placa de anclaje,  $b$ , y el espesor del elemento,  $t$ . La Ecuación 1 ha sido modificada para incluir casos en los cuales  $b < t$ .

$a_{eff}$  = dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la mayor dimensión de la sección transversal (mm)

$b_{eff}$  = dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la menor dimensión de la sección transversal (mm)

$P_u$  = fuerza mayorada en el tendón (N)

$t$  = espesor del elemento (mm)

$s$  = separación entre centros de los anclajes (mm)

$n$  = número de anclajes en una fila

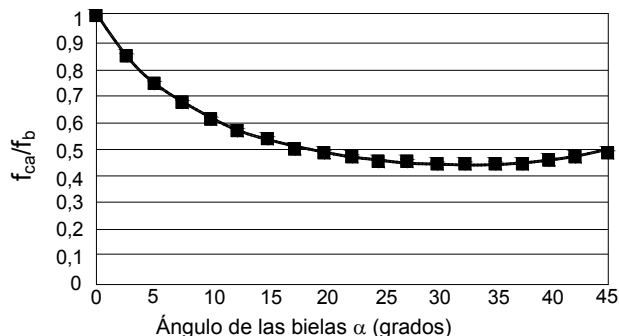
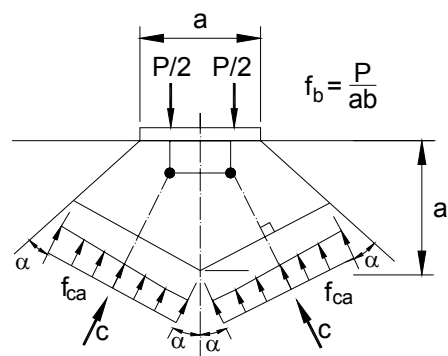
$\ell_c$  = extensión longitudinal de la armadura de confinamiento de la zona local; no se debe tomar mayor que el mayor valor entre  $1,15a_{eff}$  ó  $1,15b_{eff}$  (mm)

$A$  = área de apoyo efectiva (mm<sup>2</sup>)

En la Ecuación 1 el área de apoyo efectiva,  $A_b$ , se deberá tomar como el mayor valor entre el área de la placa de apoyo del anclaje,  $A_{plate}$ , o el área de apoyo del hormigón confinado en la zona local,  $A_{conf}$ , con las siguientes limitaciones:

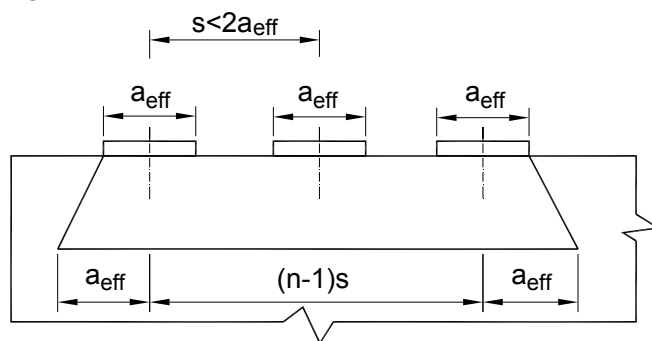
- Si  $A_{plate}$  es el valor determinante,  $A_{plate}$  no se deberá tomar mayor que  $4/\pi A_{conf}$ .
- Si  $A_{conf}$  es el valor determinante, la máxima dimensión de  $A_{conf}$  no debe ser mayor que dos veces la máxima dimensión de  $A_{plate}$  o tres veces la mínima dimensión de  $A_{plate}$ . Si se viola alguno de estos límites, la superficie de apoyo efectiva,  $A_b$ , se deberá basar en  $A_{plate}$ .
- Al determinar  $A_b$  se deberá deducir el área de la vaina.

Si un grupo de anclajes está poco separado en dos direcciones, se deberá utilizar el producto de los factores de corrección,  $\kappa$ , correspondientes a cada dirección, como se especifica en la Ecuación 1.



**Figura C5.10.9.6.2.1 – Zona local e interfase de las bielas**

Para múltiples anclajes separados una distancia menor que  $2a_{eff}$ , es necesario aplicar un factor de corrección,  $\kappa$ . Este factor se basa en una distribución de tensiones supuesta a una distancia igual a un ancho de placa de anclaje delante del dispositivo de anclaje, como se indica en la Figura C2.



**Figura C5.10.9.6.2-2 – Múltiples anclajes poco separados**

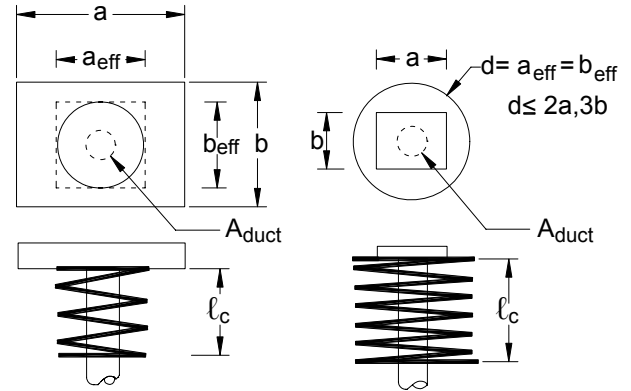


Figura C5.10.9.6.2-3 – Área de apoyo efectiva

### 5.10.9.6.3 Fuerzas de Desgarramiento por Tracción

Las fuerzas de desgarramiento por tracción en las zonas de anclaje,  $T_{burst}$ , se pueden tomar como:

$$T_{burst} = 0,25 \sum P_u \left( 1 - \frac{a}{h} \right) + 0,5 \left| \sum (P_u \sin \alpha) \right| \quad (5.10.9.6.3-1)$$

La ubicación de la fuerza de desgarramiento,  $d_{burst}$ , se puede tomar como:

$$d_{burst} = 0,5 (h - 2e) + 5e \sin \alpha \quad (5.10.9.6.3-2)$$

donde:

$T_{burst}$  = fuerza de tracción en la zona de anclaje actuando delante del dispositivo de anclaje y transversal al eje del tendón (N)

$P_u$  = fuerza mayorada en el tendón (N)

$d_{burst}$  = distancia entre el dispositivo de anclaje y el baricentro de la fuerza de desgarramiento,  $T_{burst}$  (mm)

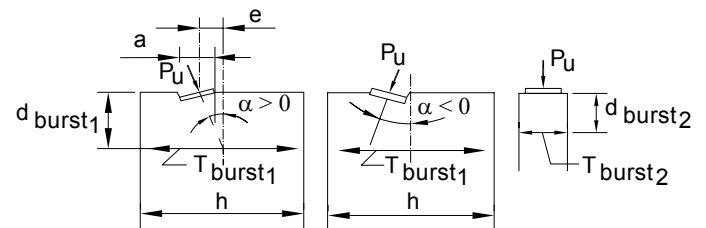
$a$  = dimensión lateral del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje en la dirección considerada (mm)

$e$  = excentricidad del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje respecto del baricentro de la sección transversal; siempre positiva (mm)

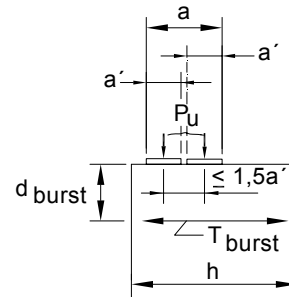
$h$  = dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada (mm)

### C5.10.9.6.3

Las Ecuaciones 1 y 2 se basan en los resultados de análisis elásticos lineales (Burdet 1990). La Figura C1 ilustra la simbología utilizada en las ecuaciones.



a) Tendones inclinados



b) Dispositivos de anclaje poco separados

Figura C5.10.9.6.3-1 – Simbología utilizada en las Ecuaciones 1 y 2

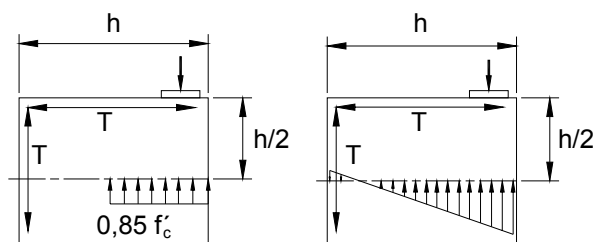
$\alpha$  = ángulo de inclinación de la fuerza en un tendón respecto del eje del elemento; es positivo para tendones concéntricos o si la fuerza de anclaje apunta hacia el baricentro de la sección, y negativo si la fuerza de anclaje apunta en dirección contraria al baricentro de la sección.

#### 5.10.9.6.4 Fuerzas de Tracción en los Bordes

La fuerza de tracción en los bordes longitudinales se puede determinar a partir de un análisis de una sección ubicada a un medio de la altura de la sección a partir de la superficie cargada considerada como una viga solicitada por una combinación de flexión y carga axial. La fuerza de descantillado se puede tomar igual a la fuerza de tracción en los bordes longitudinales pero no menor que lo especificado en el Artículo 5.10.9.3.2.

#### C5.10.9.6.4

Si el baricentro de todos los tendones está ubicado fuera del núcleo central de la sección, se inducen tanto tensiones de descantillado como fuerzas de tracción en los bordes longitudinales. En la Figura C1 se ilustra la determinación de las fuerzas de tracción en los bordes para el caso de anclajes excéntricos. Cualquier tipo de análisis para viga sometida a flexión y carga axial es aceptable. Como en el caso de múltiples anclajes, esta armadura es fundamental para el equilibrio de la zona de anclaje. Es importante considerar las secuencias de tesado que podrían provocar cargas excéntricas temporarias en la zona de anclaje.



**Figura C5.10.9.6.4-1 – Determinación de las fuerzas de tracción en los bordes para anclajes excéntricos**

#### 5.10.9.7 Diseño de las Zonas Locales

##### 5.10.9.7.1 Dimensiones de la Zona Local

En caso que:

- El fabricante no haya provisto recomendaciones sobre distancia mínima a los bordes, o bien
- El fabricante haya recomendado una distancia mínima a los bordes pero esta distancia no haya sido verificada independientemente,

Las dimensiones transversales de la zona local en cada dirección se deberán tomar como el valor mayor entre:

- El tamaño de la correspondiente placa de apoyo, más dos veces el mínimo recubrimiento de hormigón requerido para la aplicación y ambiente particulares, y

##### C5.10.9.7.1

El objetivo de los requisitos de este artículo es asegurar una adecuada resistencia del hormigón en la zona local. No deben ser considerados como lineamientos para el diseño de los dispositivos y accesorios de anclaje en sí.

La zona local es la región altamente solicitada inmediatamente alrededor del dispositivo de anclaje. Resulta conveniente definir esta región en términos geométricos antes que en términos de nivel de tensión. En la Figura C1 se ilustra la zona local.

- La dimensión exterior de cualquier armadura de confinamiento requerida, más el recubrimiento de hormigón requerido para la armadura de confinamiento para la aplicación y ambiente particulares.

El recubrimiento requerido para protección contra la corrosión deberá ser como se especifica en el Artículo 5.12.3.

Si para un dispositivo de anclaje en particular el fabricante recomienda valores para el recubrimiento mínimo, separación y distancias a los bordes, y si estas dimensiones han sido verificadas independientemente, las dimensiones transversales de la zona nodal en cada dirección se deberán tomar como el menor valor entre:

- Dos veces la distancia a los bordes especificada por el proveedor de los dispositivos de anclaje, y
- La separación entre centros especificada por el proveedor de los dispositivos de anclaje.

Las recomendaciones sobre separación y distancia a los bordes provistas por el fabricante de los anclajes se deberán considerar valores mínimos.

La longitud de la zona local a lo largo del eje del tendón no se deberá tomar menor que:

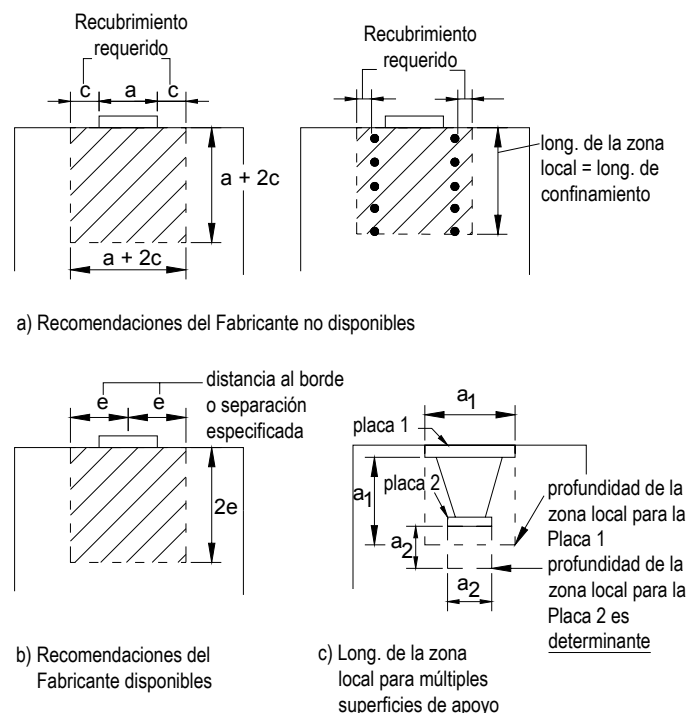
- El máximo ancho de la zona local;
- La longitud de la armadura de confinamiento del dispositivo de anclaje, o
- Para dispositivos de anclaje con múltiples superficies de apoyo, la distancia entre la superficie de hormigón cargada y la parte inferior de cada superficie de apoyo, más la máxima dimensión de dicha superficie de apoyo.

La longitud de la zona nodal no se deberá tomar mayor que 1,5 veces el ancho de la zona nodal.

#### 5.10.9.7.2 Resistencia al Aplastamiento

Los dispositivos de anclaje normales deberán satisfacer los requisitos aquí especificados. Los dispositivos de anclaje especiales deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 5.10.9.7.3.

Si se dispone armadura de zona general que satisface el Artículo 5.10.9.3.2, y si la extensión del hormigón a lo largo del tendón delante del dispositivo de anclaje es como mínimo dos veces la longitud de la zona local como se define en el Artículo 5.10.9.7.1, la resistencia al



**Figura C5.10.9.7.1-1 – Geometría de la zona local**

En el caso de anclajes poco separados también se debería considerar una zona local agrandada que abarque todos los anclajes individuales.

#### C5.10.9.7.2

Estas Especificaciones presentan límites de presión de apoyo para los dispositivos de anclaje que no han de ser ensayados de acuerdo con el ensayo de aceptación del Artículo 10.3.2.3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*. Estos anclajes se denominan dispositivos de anclaje normales. Alternativamente, si un sistema de anclaje pasa el ensayo de aceptación, estos límites se pueden superar. Las Figuras C1, C2 y C3 ilustran los requisitos del Artículo 5.10.9.7.2 (Roberts 1990).

aplastamiento mayorada de los anclajes se deberá tomar como:

$$P_r = \phi f_n A_b \quad (5.10.9.7.2-1)$$

siendo  $f_n$  el menor valor entre:

$$f_n = 0,7 f'_{ci} \sqrt{\frac{A}{A_g}} \quad (5.10.9.7.2-2)$$

y

$$f_n = 2,25 f'_{ci} \quad (5.10.9.7.2-3)$$

donde:

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

$A$  = 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 las áreas similares correspondientes a los dispositivos de anclaje adyacentes ( $\text{mm}^2$ )

$A_g$  = área bruta de la placa de apoyo calculada de acuerdo con los requisitos aquí especificados ( $\text{mm}^2$ )

$A_b$  = área neta efectiva de la placa de apoyo calculada como el área  $A_g$  menos el área de los orificios de la placa de apoyo ( $\text{mm}^2$ )

$f'_{ci}$  = resistencia nominal del hormigón en el momento de aplicar la fuerza en el tendón (MPa)

Se puede utilizar la totalidad de la área de la placa para  $A_g$  y el cálculo de  $A_b$  si el material de la placa de apoyo no entra en fluencia bajo la fuerza mayorada en el tendón, y la esbeltez de la placa de apoyo,  $n/t$ , deberá satisfacer:

$$n/t \leq 0,08 \left( \frac{E_b}{f_b} \right)^{0,33} \quad (5.10.9.7.2-4)$$

donde:

$t$  = espesor promedio de la placa de apoyo (mm)

$E_b$  = módulo de elasticidad del material de la placa de apoyo (MPa)

$f_b$  = tensión en la placa de anclaje en una sección tomada en el borde del orificio u orificios de acuíñamiento (MPa)

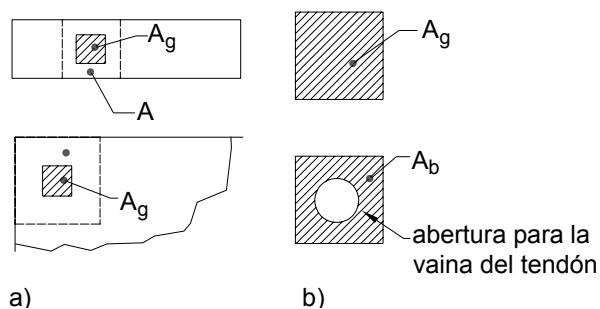


Figura C5.10.9.7.2-1 – Área de la superficie de apoyo de hormigón para la Ecuación 2

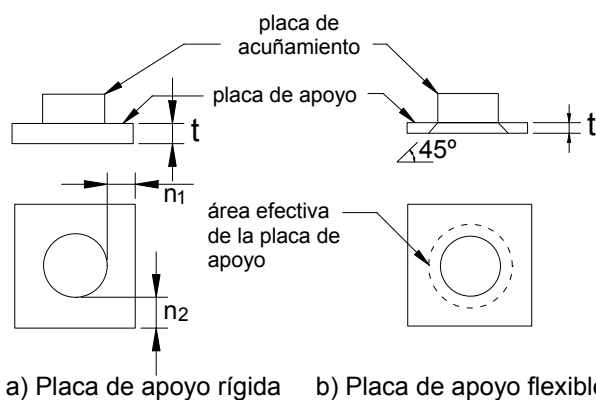


Figura C5.10.9.7.2-2 – Área efectiva de la placa de apoyo para dispositivos de anclaje con placa de acuíñamiento separada

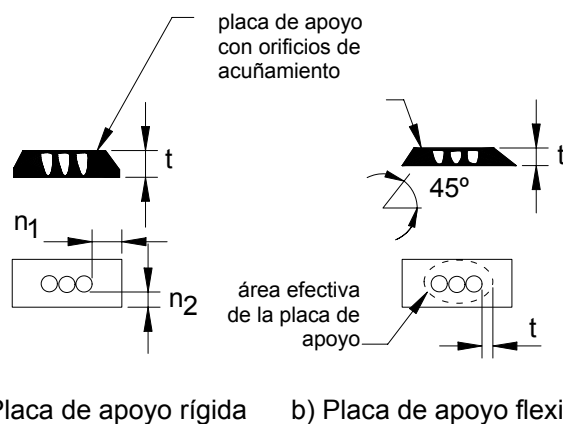


Figura C5.10.9.7.2-3 – Área efectiva de la placa de apoyo para dispositivos de anclaje sin placa de acuíñamiento separada

$n$  = proyección de la placa de base más allá del orificio o placa de acúñamiento, según corresponda (mm)

Para anclajes con placas de acúñamiento separadas,  $n$  se puede tomar como la mayor distancia entre el borde exterior de la placa de acúñamiento y el borde exterior de la placa de apoyo. Para las placas de apoyo rectangulares esta distancia se deberá medir paralela a los bordes de la placa de apoyo. Si el anclaje no tiene una placa de acúñamiento separada,  $n$  se puede tomar como la proyección más allá del perímetro exterior del grupo de orificios en la dirección considerada.

Para las placas de apoyo que no satisfacen el requisito de esbeltez aquí especificado, el área bruta de apoyo efectiva,  $A_g$ , se deberá tomar como:

- Para anclajes con placas de acúñamiento separadas:

El área geoméricamente similar a la placa de acúñamiento, con sus dimensiones incrementadas en dos veces el espesor de la placa de apoyo,

- Para anclajes sin placas de acúñamiento separadas:

El área geoméricamente similar al perímetro exterior de los orificios de acúñamiento, con sus dimensiones incrementadas en dos veces el espesor de la placa de apoyo.

#### 5.10.9.7.3 Dispositivos de Anclaje Especiales

Se pueden utilizar dispositivos de anclaje especiales que no satisfacen los requisitos especificados en el Artículo 5.10.9.7.2, siempre que estos dispositivos hayan sido ensayados por una agencia independiente aceptable para el Diseñador y que hayan satisfecho los criterios de aceptación especificados en los Artículos 10.3.2 y 10.3.2.3.10 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

Las armaduras para la zona de anclaje local provistas como parte de un sistema de postesado propietario deberán estar indicadas en los planos de postesado que se usarán en taller. El ajuste de la armadura de tracción de la zona de anclaje general para considerar la armadura provista como parte de un sistema de postesado propietario se puede considerar parte del proceso de aprobación de los planos de taller. El Diseñador seguirá siendo responsable por el diseño de la armadura de la zona de anclaje general.

A menos que el Diseñador exija que se ensaye la capacidad de cada uno de los dispositivos de anclaje, para una serie de dispositivos de anclaje especiales similares se puede requerir solamente el ensayo de muestras representativas.

Se puede calcular una superficie de apoyo efectiva mayor asumiendo un área efectiva y verificando los nuevos valores de  $f_b$  y  $n/t$ .

#### C5.10.9.7.3

La mayoría de los dispositivos de anclaje caen dentro de esta categoría y deben pasar el ensayo de aceptación del Artículo 10.3.2.3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*. Sin embargo, muchos de los sistemas de anclaje actualmente disponibles en Estados Unidos han pasado ensayos de aceptación equivalentes. Los resultados de estos ensayos se pueden considerar aceptables si el procedimiento de ensayo es similar en términos generales al especificado en el Artículo 10.3.2.3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

Además de cualquier armadura de confinamiento requerida y el ensayo de aceptación para dispositivos de anclaje especiales, el Artículo 10.3.2.3.4 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* permite utilizar armadura superficial suplementaria. También se debería disponer armadura equivalente en la propia estructura. Para este requisito de armadura se pueden considerar otras armaduras de la zona general ubicadas dentro de la porción de la zona de anclaje correspondiente.

### 5.10.10 Zonas de Anclaje Pretensadas

#### 5.10.10.1 Resistencia al Desgarramiento Mayorada

La resistencia al desgarramiento por tracción de las zonas de anclaje pretensadas provista por la armadura vertical en los extremos de las vigas pretensadas en el estado límite de servicio se deberá tomar como:

$$P_r = \phi f_s A_s \quad (5.10.10.1-1)$$

donde:

$f_s$  = tensión en el acero no mayor que 140 MPa

$A_s$  = área total de la armadura vertical ubicada en una distancia  $h/4$  a partir del extremo de la viga ( $\text{mm}^2$ )

$h$  = altura total del elemento prefabricado (mm)

La resistencia no deberá ser menor que 4 por ciento de la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia.

La armadura vertical del extremo deberá estar tan cerca del extremo de la viga como sea posible.

#### 5.10.10.2 Armadura de Confinamiento

Excepto en las vigas cajón, en las vigas se deberá disponer armadura para confinar el acero de pretensado en el ala inferior en una distancia igual a  $1,5d$  a partir del extremo de las vigas. La armadura no deberá ser menor que barras conformadas No. 10 con una separación no mayor que 150 mm y cuya geometría le permita encerrar los cables.

En las vigas cajón se deberá proveer armadura transversal, y esta armadura se deberá anclar prolongando la rama del estribo hacia el alma de la viga.

### 5.10.11 Requisitos para el Diseño Sismorresistente

#### 5.10.11.1 Requisitos Generales

Los requisitos de estos artículos sólo se aplicarán al estado límite correspondiente a evento extremo.

Además de los requisitos especificados en el Artículo 5.10, las armaduras también deberán satisfacer los requisitos sobre resistencia sísmica aquí especificados.

Se deberán aplicar los requisitos sobre desplazamiento especificados en el Artículo 4.7.4.4 o los sujetadores longitudinales especificados en el Artículo 3.10.9.5.

Los puentes ubicados en Zonas Sísmicas 3 y 4 deberán satisfacer tanto los requisitos especificados en el Artículo 5.10.11.3 para Zona Sísmica 2 como los requisitos

#### C5.10.10.1

En términos generales este requisito es equivalente a los requisitos de la Sección 9.22.1 de las Especificaciones Estándares AASHTO (1996). Se consideraron resultados de ensayos realizados por el Departamento de Transporte de Florida. El propósito fundamental de haber elegido para este requisito el estado límite de servicio es limitar la fisuración.

#### C5.10.11.1

Estas Especificaciones se basan en el trabajo realizado por el Consejo de Tecnología Aplicada durante los años 1979-1980. El terremoto de Loma Prieta ocurrido en 1989 permitió una mejor comprensión del comportamiento de los detalles del hormigón ante solicitaciones sísmicas. El Departamento de Transporte de California inició varios proyectos de investigación que en la actualidad están generando nueva información útil tanto para el diseño de estructuras nuevas como para el reacondicionamiento de estructuras existentes.

Esta nueva información se relaciona con todos los



especificados en el Artículo 5.10.11.4 para Zonas Sísmicas 3 y 4.

aspectos de la ingeniería sismorresistente, incluyendo los espectros de diseño, técnicas analíticas y detalles de diseño. Desafortunadamente, mucha de esta información aún está en etapa de desarrollo, por lo cual sería prematuro codificarla. Se recomienda a los diseñadores de puentes que trabajan en Zonas Sísmicas 3 y 4 que busquen informes de investigaciones recientes y otra literatura para complementar estas Especificaciones.

El terremoto de Loma Prieta confirmó la vulnerabilidad de las columnas que no tenían un adecuado confinamiento del núcleo ni un adecuado anclaje de la armadura longitudinal. Surgieron nuevas fuentes de preocupación, entre ellas:

- La falta de armadura adecuada para los momentos positivos que pueden ocurrir en la superestructura sobre apoyos monolíticos cuando la estructura está sometida a cargas dinámicas longitudinales;
- La falta de resistencia adecuada en las uniones entre columnas y cabezales bajo cargas dinámicas transversales; y
- La falta de armadura adecuada para torsión, particularmente en cabezales excéntricos.

El objetivo de los requisitos de diseño adicionales del presente artículo es aumentar la probabilidad de que el diseño de los componentes de un puente sea consistente con la filosofía general de diseño de ATC 6, especialmente para puentes ubicados en Zonas Sísmicas 3 y 4, y minimizar el potencial de ocurrencia de las fallas observadas durante eventos sísmicos del pasado. El objetivo de los requisitos adicionales para diseño de columnas indicados en este artículo para puentes ubicados en Zonas Sísmicas 3 y 4 es asegurar que las columnas tengan ductilidad razonable y se vean forzadas a fallar por flexión, a la vez que minimizar el potencial de falla por corte, compresión o pérdidas de anclaje. Los requisitos adicionales para pilares proveen algo de resistencia inelástica; sin embargo, el factor R especificado en la Sección 4 para pilares es para garantizar que la resistencia inelástica anticipada sea significativamente menor que la de las columnas.

La demanda de ductilidad real sobre una columna o pilar es una función compleja que depende de numerosas variables, incluyendo:

- Las características del evento sísmico,
- El nivel de fuerza de diseño,
- Los períodos de vibración del puente,

- La geometría del ciclo de histéresis de las columnas,
- El coeficiente de amortiguamiento elástico,
- La contribución de la fundación y las condiciones del suelo a la flexibilidad de la estructura, y
- La longitud de rotulación plástica de la columna.

El potencial de que una columna resulte dañada también está relacionado con la relación entre la duración del movimiento vibratorio y el período natural de vibración del puente. Esta relación será un indicador del número de excursiones de fluencia y, por lo tanto, de la demanda de ductilidad acumulada.

### 5.10.11.2 Zona Sísmica I

No será necesario considerar fuerzas sísmicas para el diseño de los elementos estructurales, excepto para el diseño de la conexión de la superestructura a la subestructura según se especifica en el Artículo 3.10.9.2.

### 5.10.11.3 Zona Sísmica 2

La armadura transversal requerida en la parte superior e inferior de las columnas deberá ser como se especifica en los Artículos 5.10.11.4.1(d) y 5.10.11.4.1(e).

### C5.10.11.3

Los puentes ubicados en Zona Sísmica 2 tienen una probabilidad razonable de ser solicitados por fuerzas sísmicas que provocarán la falla de las columnas. Por lo tanto, se considera que es necesario que las columnas tengan cierta capacidad de ductilidad, aunque se reconoce que la demanda de ductilidad no será tan grande como en el caso de las columnas de puentes ubicados en Zonas Sísmicas 3 y 4. El requisito más importante para asegurar un cierto nivel de ductilidad es el requisito de armadura transversal, cuyo objetivo es impedir el pandeo del acero longitudinal y confinar el núcleo de la columna.

### 5.10.11.4 Zonas Sísmicas 3 y 4

#### 5.10.11.4.1 Requisitos para Columnas

Para los propósitos del presente artículo, un apoyo vertical será considerado como una columna si la relación entre la altura libre y la máxima dimensión en planta del apoyo es mayor o igual que 2,5. En el caso de las columnas acampanadas, la máxima dimensión en planta se deberá tomar en la mínima sección de la campana. Para los apoyos en los cuales esta relación es menor que 2,5 se deberán aplicar los requisitos para pilares del Artículo 5.10.11.4.2.

Un pilar se puede diseñar como pilar en su dimensión resistente y como columna en su dirección débil.

#### C5.10.11.4.1

La definición de columna se ha incluido en este artículo a modo de guía para diferenciar entre los requisitos de diseño adicionales para pilares tipo tabique y los requisitos para columnas. Si una columna o pilar está por encima o por debajo de los criterios recomendados, la columna o pilar se puede considerar ya sea como una columna o bien como un pilar, siempre que se utilicen el factor R correspondiente del Artículo 3.10.7.1 y los requisitos correspondientes ya sea del Artículo 5.10.11.4.1 o bien del Artículo 5.10.11.4.2. Para columnas cuya relación de aspecto es menor que 2,5 las fuerzas resultantes de la rotulación plástica generalmente superarán las fuerzas de diseño elásticas; en

#### 5.10.11.4.1a Armadura Longitudinal

El área de la armadura longitudinal no deberá ser menor que 0,01 ni mayor que 0,06 veces el área transversal bruta,  $A_g$ .

#### 5.10.11.4.1b Resistencia a la Flexión

La resistencia biaxial de las columnas no deberá ser menor que la requerida para flexión, según se especifica en el Artículo 3.10.9.4. Las columnas se deberán investigar para ambos casos de carga extrema, según se especifica en el Artículo 3.10.8, en el estado límite correspondiente a evento extremo. Tanto para columnas con armadura en espiral como para columnas con estribos cerrados, los factores de resistencia del Artículo 5.5.4.2 se deberán reemplazar por el valor 0,50 si la carga axial extrema mayorada para la columna es mayor que  $0,20f'_c A_g$ . Si la carga axial extrema mayorada está comprendida entre  $0,20f'_c A_g$  y 0,0 el valor de  $\phi$  se puede incrementar linealmente desde 0,50 hasta 0,90.

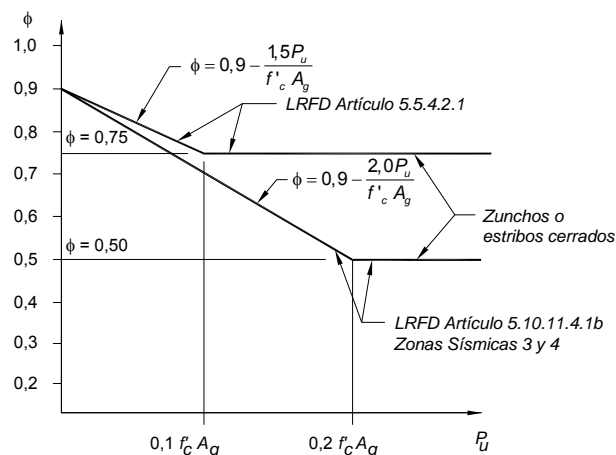
consecuencia, las fuerzas del Artículo 5.10.11.4.2 no serían aplicables.

#### C5.10.11.4.1a

La intención de este requisito es que se aplique a toda la sección de las columnas. El límite inferior para la armadura de las columnas refleja la tradicional preocupación por el efecto de las deformaciones dependientes del tiempo así como el deseo de evitar diferencias importantes entre los momentos de fisuración por flexión y fluencia. Las columnas con menos de 1 por ciento de acero tampoco han exhibido una ductilidad adecuada (*Halvorsen* 1987). La cuantía máxima de 6 por ciento es para evitar la congestión y limitar la fisuración por contracción, pero también para permitir el anclaje de las armaduras longitudinales. Durante el desarrollo de estos requisitos, el Panel de Ingenieros del Proyecto ATC-6 consideró seriamente reducir el límite superior a 4 por ciento y recomendó el utilizar un valor menor siempre que sea posible.

#### C5.10.11.4.1b

Se requiere diseñar las columnas biaxialmente e investigarlas para tanto para la fuerza axial máxima como para la fuerza axial mínima. Para las columnas con una tensión axial máxima superior a  $0,20f'_c A_g$ , el factor de resistencia,  $\phi$ , se reduce a 0,50 como se ilustra en la Figura C1. Este requisito se agregó debido a la tendencia que tiene la capacidad de ductilidad de disminuir a medida que aumenta la carga axial. Este requisito implícitamente recomienda que la fuerza axial de diseño sea menor que  $0,20f'_c A_g$ . Las columnas con fuerzas axiales mayores que este valor están permitidas, pero deben ser diseñadas para niveles de fuerza más elevados, es decir, usando un menor factor  $\phi$ , en vez de una menor capacidad de ductilidad.



**Figura C5.10.11.4.1b-1 – Variación del factor de resistencia en Zonas Sísmicas 3 y 4**

#### 5.10.11.4.1c Corte y Armadura Transversal en las Columnas

La fuerza de corte mayorada  $V_u$  en cada eje principal de cada columna y caballete de pilotes deberá ser como se especifica en el Artículo 3.10.9.4.

La cantidad de armadura transversal no deberá ser menor que lo especificado en el Artículo 5.8.3.

Los siguientes requisitos se aplican para las regiones extremas de los extremos superior e inferior de la columna y los caballetes de pilotes:

- En las regiones extremas  $V_c$  se deberá tomar como se especifica en el Artículo 5.8.3, siempre que la mínima fuerza de compresión axial mayorada sea mayor que  $0,10f_cA_g$ . En el caso de fuerzas de compresión menores que  $0,10f_cA_g$ ,  $V_c$  deberá disminuir linealmente a partir del valor indicado en el Artículo 5.8.3 hasta llegar a 0,0 para fuerza de compresión nula.
- Para las columnas, se deberá asumir que la región extrema se extiende a partir del intradós de las vigas en la parte superior de la columna, o a partir de la parte superior de las fundaciones en el fondo de la columna, una distancia que se deberá tomar como el mayor valor entre:
  - La máxima dimensión de la sección transversal de la columna,
  - Un sexto de la altura libre de la columna, o
  - 450 mm.
- Para los caballetes de pilotes, la región extrema en la parte superior del caballete se deberá tomar igual que se especifica para columnas. En la parte inferior del caballete se deberá considerar que la región extrema se extiende entre tres diámetros de pilote debajo del punto de máximo momento calculado y un diámetro de pila, pero no se deberá extender menos de 450 mm por encima de la línea de lodo.

#### 5.10.11.4.1d Armadura Transversal de Confinamiento para las Rótulas Plásticas

Los núcleos de las columnas y caballetes de pilotes se deberán confinar por medio de armadura transversal en las regiones donde se anticipa la formación de rótulas plásticas. La armadura transversal de confinamiento deberá tener una tensión de fluencia no mayor que la de la armadura

#### C5.10.11.4.1c

La intención de los requisitos de este artículo es minimizar el potencial de falla por corte de las columnas. La fuerza de corte de diseño se especifica como aquella que es capaz de ser desarrollada ya sea por la fluencia en flexión de las columnas o la fuerza elástica de corte de diseño. Este requisito se agregó debido al potencial de colapso de la estructura en caso que una columna falle por corte.

Una columna puede fluir ya sea en dirección longitudinal o transversal. En el caso de columnas no circulares, para determinar la armadura transversal se debería utilizar la fuerza de corte correspondiente al máximo corte desarrollado en cualquier dirección.

La contribución del hormigón a la resistencia al corte no es confiable dentro de las zonas de formación de rótulas plásticas, particularmente en presencia de bajos niveles de carga axial, ya que las inversiones de la carga provocan fisuración en la totalidad de la sección. En consecuencia, la contribución del hormigón a la resistencia al corte se debería reducir si los niveles de carga axial son menores que  $0,10f_cA_g$ .

En el caso de pilotes no circulares, este requisito se puede aplicar sustituyendo el diámetro por la mayor dimensión de la sección transversal.

#### C5.10.11.4.1d

En general las regiones de formación de rótulas plásticas están ubicadas en la parte superior e inferior de las columnas y caballetes de pilotes. Los más estrictos entre estos requisitos o los del Artículo 5.10.11.4.1c deberían ser considerados determinantes; estos requisitos no son

longitudinal, y la separación se deberá tomar como se especifica en el Artículo 5.10.11.4.1e.

Para una columna circular, la cuantía volumétrica de armadura en espiral,  $\rho_s$ , deberá satisfacer la requerida por el Artículo 5.7.4.6 o bien:

$$\rho_s \geq 0,12 \frac{f'_c}{f_y} \quad (5.10.11.4.1d-1)$$

donde:

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

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

Dentro de las zonas de formación de rótulas plásticas, los empalmes de las armaduras en espiral deberán ser empalmes totalmente soldados o bien conexiones totalmente mecánicas.

Para una columna rectangular, el área bruta total,  $A_{sh}$ , de armadura en forma de estribos rectangulares deberá satisfacer:

$$A_{sh} \geq 0,30 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (5.10.11.4.1d-2)$$

o bien:

$$A_{sh} \geq 0,12 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \quad (5.10.11.4.1d-3)$$

donde:

$s$  = separación vertical de los estribos, no mayor que 100 mm (mm)

$A_c$  = área del núcleo de la columna (mm<sup>2</sup>)

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

$A_{sh}$  = área total de los estribos, incluyendo los estribos adicionales o suplementarios, con separación vertical  $s$  y que atraviesa una sección cuyo núcleo tiene la dimensión  $h_c$  (mm<sup>2</sup>)

$f_y$  = tensión de fluencia de los estribos o zunchos (MPa)

adicionales a los del Artículo 5.10.11.4.1c.

La principal función de la armadura transversal especificada en este artículo es asegurar que la carga axial soportada por la columna luego del descantillado del recubrimiento de hormigón sea al menos igual a la carga que soportaba antes del descantillado y asegurar que no haya pandeo de la armadura longitudinal. Por este motivo también es importante la separación de la armadura de confinamiento.

La pérdida de recubrimiento de hormigón que provoca el descantillado en la zona de rotulación plástica requiere detallar cuidadosamente la armadura de confinamiento. Obviamente no es adecuado simplemente solapar la armadura en espiral. Si el recubrimiento de hormigón se descantilla, el zuncho se podría desenrollar. Los estribos rectangulares también se deberían anclar doblando los extremos hacia el interior del núcleo.

Las Figuras C2 y C4 ilustran el uso de las Ecuaciones 2 y 3. Si se trata de una columna rectangular u oblonga, se debería determinar el área total de estribos requerida para ambos ejes principales. La figura C4 indica la distancia a utilizar para  $h_c$  y la dirección de la armadura correspondiente para las dos direcciones principales de una columna rectangular.

Aunque estas Especificaciones permiten utilizar tanto zunchos como estribos cerrados como armadura transversal para las columnas, se recomienda utilizar zunchos por ser éstos más efectivos y económicos. Si para confinar el núcleo de una columna oblonga se utiliza más de un zuncho, los zunchos se deberían interconectar entre sí por medio de barras longitudinales como se ilustra en la Figura C3. Para contribuir al confinamiento del núcleo de las columnas también se recomienda una separación máxima de 200 mm entre los centros de las barras longitudinales.

A continuación se ilustran algunos ejemplos de la armadura transversal en columnas.

$h_c$  = dimensión del núcleo de la columna en la dirección considerada (mm)

Para las columnas rectangulares  $A_{sh}$  se deberá determinar para ambos ejes principales.

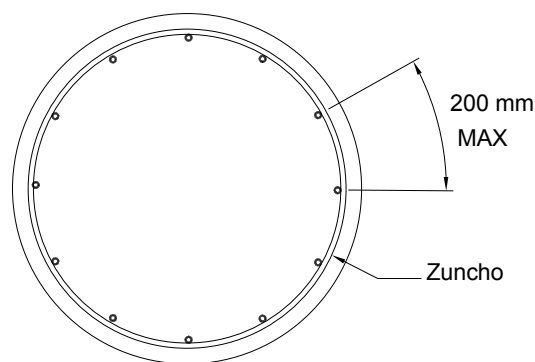
Los estribos de columna pueden ser estribos simples o estribos solapados. Se pueden utilizar estribos suplementarios del mismo tamaño de barra que los estribos principales. Ambos extremos de los estribos suplementarios se deberán enganchar en una de las barras longitudinales periféricas. Todos los estribos suplementarios deberán tener ganchos sismorresistentes según se especifica en el Artículo 5.10.2.2.

Una armadura transversal que satisface los siguientes requisitos se podrá considerar como un estribo suplementario:

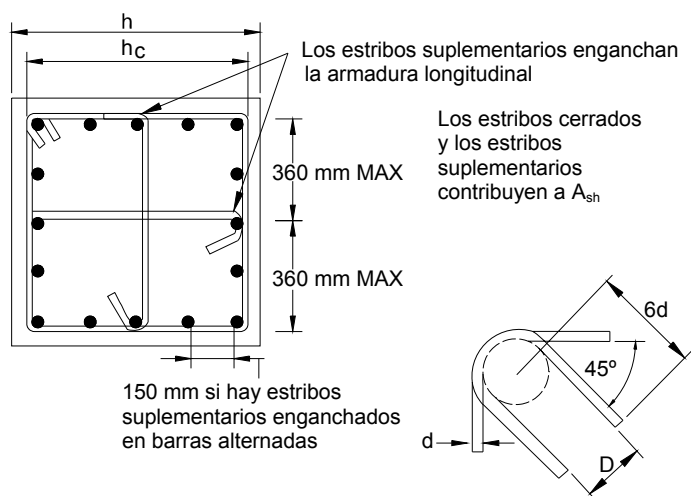
- La barra debe ser una barra continua con un gancho de no menos de  $135^\circ$  y una prolongación mínima de seis diámetros pero nunca menor que 75 mm en uno de sus extremos, además de un gancho de no menos de  $90^\circ$  y una prolongación mínima de seis diámetros en el otro extremo.
- Los ganchos se deberán enganchar en las barras longitudinales periféricas.
- Los ganchos a  $90^\circ$  de dos estribos suplementarios sucesivos enganchados en las mismas barras longitudinales se deberán alternar extremo con extremo.

Una armadura transversal que satisface los siguientes requisitos se podrá considerar como un estribo de columna:

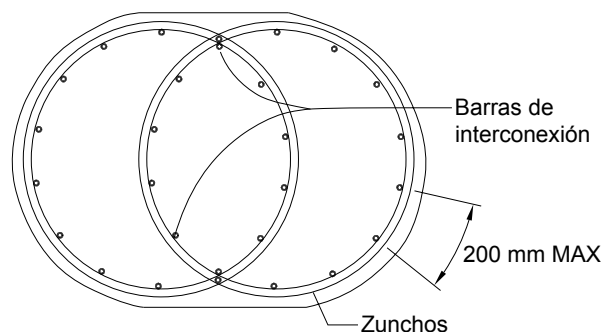
- La barra debe ser un estribo cerrado o un zuncho continuo.
- Un estribo cerrado puede estar formado por varios elementos con ganchos de  $135^\circ$  y prolongaciones de seis diámetros en ambos extremos, pero estas prolongaciones nunca deben ser menores que 75 mm.
- Un zuncho continuo deberá tener en cada uno de sus extremos un gancho de  $135^\circ$  y una prolongación de seis diámetros, pero no menor que 75 mm, que se enganche en la armadura longitudinal.



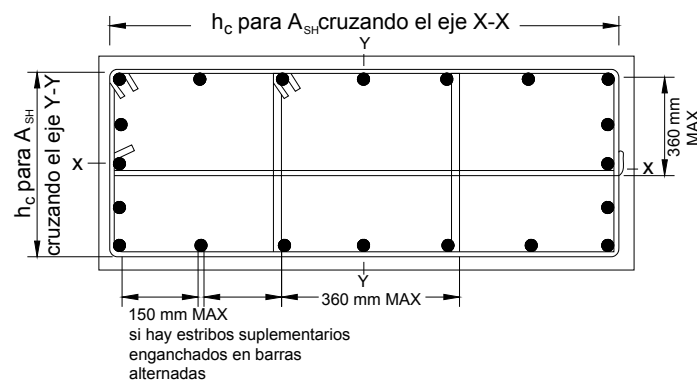
**Figura C5.10.11.4.1d-1 – Un solo zuncho**



**Figura C5.10.11.4.1d-2 – Detalles de los estribos de una columna**



**Figura C5.10.11.4.1d-3 – Detalles de zunchos interconectados entre sí en una columna**



**Figura C5.10.11.4.1d-4 – Detalles de los estribos de una columna**

#### *5.10.11.4.1e Separación de la Armadura Transversal de Confinamiento*

Para la armadura transversal de confinamiento se aplican los siguientes requisitos:

- Se deberá proveer armadura transversal de confinamiento en la parte superior e inferior de las columnas en una longitud no menor que el mayor valor entre la máxima dimensión transversal de la columna, un sexto de la altura libre de la columna, ó 450 mm;
- La armadura transversal de confinamiento se deberá prolongar hacia las conexiones superior e inferior como se especifica en el Artículo 5.10.11.4.3;
- Se deberá proveer armadura transversal de confinamiento en la parte superior de los caballetes de pilotes en la misma longitud especificada para columnas;
- Se deberá disponer armadura transversal de confinamiento dentro de los pilotes de un caballete de pilotes en una longitud que se extiende entre 3,0 veces la máxima dimensión de la sección transversal por debajo del punto calculado de fijación de momento hasta una distancia no menor que la máxima dimensión de la sección transversal ó 450 mm por encima de la línea de lodo; y
- La separación entre los centros de la armadura transversal de confinamiento no deberá ser mayor que un cuarto de la mínima dimensión del elemento ni 100 mm.

#### 5.10.11.4.1f Empalmes

Para el diseño de los empalmes se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.11.5.

En las armaduras longitudinales sólo se podrán utilizar empalmes solapados dentro de la mitad central de la altura de la columna, y la longitud de empalme no deberá ser menor que 400 mm ó 60,0 diámetros de barra.

La separación de la armadura transversal en la longitud del empalme no deberá ser mayor que 100 mm ó un cuarto de la mínima dimensión del elemento.

Se pueden utilizar empalmes totalmente soldados o totalmente mecánicos que satisfagan el Artículo 5.11.5, siempre que en una misma sección no se empalmen más que barras alternadas en cada capa de armadura longitudinal, y que la distancia entre empalmes de barras adyacentes sea mayor que 600 mm medidos a lo largo del eje longitudinal de la columna.

#### 5.10.11.4.2 Requisitos para Pilares Tipo Tabique

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar al diseño para la dirección resistente de un pilar. La dirección débil de un pilar se puede diseñar como una columna conforme a los requisitos del Artículo 5.10.11.4.1, utilizando el factor de modificación de respuesta para columnas para determinar las fuerzas del diseño. Si en su dirección débil el pilar no se diseña como una columna, se deberán aplicar las limitaciones para resistencia al corte aquí especificadas.

La mínima cuantía de armadura, tanto horizontal,  $\rho_h$ , como vertical,  $\rho_v$ , en cualquier pilar no deberá ser menor que 0.0025. La cuantía de armadura vertical no deberá ser menor que la cuantía de armadura horizontal.

La separación de la armadura, ya sea horizontal o verticalmente, no deberá ser mayor que 450 mm. La armadura requerida para corte deberá ser continua y estar distribuida uniformemente.

La resistencia al corte de diseño,  $V_r$ , en el pilar se deberá tomar como el valor menor entre:

$$V_r = 0,66\sqrt{f'_c} b d, \text{ y} \quad (5.10.11.4.2-1)$$

$$V_r = \phi V_n \quad (5.10.11.4.2-2)$$

siendo:

$$V_n = \left[ 0,165\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y \right] b d \quad (5.10.11.4.2-3)$$

Se deberían disponer capas de armadura horizontal y vertical en cada cara de un pilar. Los empalmes en la

#### C5.10.11.4.1f

A menudo se desea solapar la armadura longitudinal con las barras en espera en la base de la columna. Esto no es aconsejable desde el punto de vista del comportamiento sismorresistente, ya que:

- El empalme ocurre en una región de potencial formación de rótula plástica en la cual el requisito de adherencia es crítico, y
- Solapar la armadura principal tenderá a concentrar deformación plástica cerca de la base y reducirá la longitud efectiva de la rótula plástica como consecuencia de la rigidización de la columna en la región solapada. Esto puede originar una gran demanda de curvatura localizada.

#### C5.10.11.4.2

Los requisitos de este artículo se basan en los limitados datos disponibles sobre el comportamiento de los pilares en el rango elástico. En consecuencia, el factor  $R = 2,0$  para pilares se basa en la hipótesis de mínimo comportamiento inelástico.

La intención del requisito que establece  $\rho_v \geq \rho_h$  es evitar la posibilidad de armaduras de alma inadecuadas en los pilares, demasiado cortas en comparación con su altura. Los empalmes se deben alternar para evitar que existan secciones débiles.

El requisito que establece un mínimo de dos capas de armadura en aquellos tabiques que soportan cortes de



armadura horizontal de un pilar deberán estar alternados, y en una misma ubicación no deberá haber empalmes en las dos capas.

diseño importantes se basa en la premisa de que dos capas de armadura tienden a funcionar como un "canasto" para el hormigón, manteniendo la integridad del tabique una vez que el hormigón se fisura.

#### 5.10.11.4.3 Conexiones de las Columnas

La fuerza de diseño para la conexión entre la columna y la superestructura, cabezal o zapata corrida será como se especifica en el Artículo 3.10.9.4.3. La longitud de anclaje para todo el acero longitudinal deberá ser 1,25 veces la longitud requerida para la totalidad de la tensión de fluencia de las armaduras como se especifica en el Artículo 5.11.

La armadura transversal de la columna, según se especifica en el Artículo 5.10.11.4.1d, se deberá prolongar en una distancia no menor que la mitad de la máxima dimensión de la columna ó 380 mm a partir de la cara de la columna hacia el interior del elemento adyacente.

La resistencia nominal al corte,  $V_n$ , provista por el hormigón en la unión de un pórtico o caballete en la dirección considerada deberá satisfacer:

- Para hormigón de agregados de densidad normal:

$$V_n \leq 1,0 b d \sqrt{f'_c}, \text{ y} \quad (5.10.11.4.3-1)$$

- Para hormigón de agregados de baja densidad:

$$V_n \geq 0,75 b d \sqrt{f'_c} \quad (5.10.11.4.3-2)$$

#### 5.10.11.4.4 Juntas de Construcción en Pilares y Columnas

Si en una junta de construcción el corte es resistido exclusivamente por acción de las barras y fricción sobre una superficie de hormigón intencionalmente rugosa, la resistencia nominal al corte a través de la junta,  $V_n$ , se deberá tomar como:

$$V_n = (A_{vf} f_y + 0,75 P_u) \quad (5.10.11.4.4-1)$$

donde:

$A_{vf}$  = área total de la armadura, incluyendo la armadura de flexión ( $\text{mm}^2$ )

$P_u$  = mínima carga axial mayorada según lo especificado en el Artículo 3.10.9.4 para columnas y pilares (N)

#### C5.10.11.4.3

De acuerdo con el uso que se le da al término en el presente artículo, una conexión de columna es la prolongación vertical del área de la columna hacia el interior del elemento adyacente.

La integridad de las conexiones de las columnas es importante para que las columnas desarrollen su capacidad flexional. La armadura longitudinal debería ser capaz de desarrollar su capacidad de sobrerresistencia de  $1,25f_y$ . La armadura transversal de confinamiento de la columna se debería prolongar una cierta distancia hacia la junta para evitar que en la interfase haya un plano de debilidad.

La resistencia de las conexiones de las columnas en un cabezal es relativamente insensible a la cantidad de armadura transversal, siempre que haya una cantidad mínima y que la resistencia al corte se limite a los valores especificados. La resistencia al corte mayorada para las uniones hechas con hormigón de agregados de baja densidad se basa en la observación de que en este tipo de hormigón la transferencia al corte medida corresponde a aproximadamente 75 por ciento de la correspondiente al hormigón de agregados de densidad normal.

#### C5.10.11.4.4

La Ecuación 1 se basa en la Ecuación 11-26 de la norma ACI 318-89, pero se ha rescrito de manera de reflejar la resistencia por fricción y acción de las barras.

## **5.10.12 Armadura para Elementos Comprimidos de Sección Rectangular Hueca**

### **5.10.12.1 Requisitos Generales**

El área de la armadura longitudinal en la sección transversal no deberá ser menor que 0,01 veces el área bruta de hormigón.

En cada pared de la sección transversal se deberán disponer dos capas de armadura, una capa próxima a cada cara de la pared. Las áreas de armadura de las dos capas deberán ser aproximadamente iguales.

### **5.10.12.2 Separación de las Armadura**

La separación lateral entre los centros de las barras de la armadura longitudinal no deberá ser mayor que el menor valor entre 1,5 veces el espesor de la pared ó 450 mm.

La separación longitudinal entre los centros de las barras de armadura lateral no deberá ser mayor que el menor valor entre 1,25 veces el espesor de la pared ó 300 mm.

### **5.10.12.3 Estribos**

Se deberán proveer tirantes transversales entre las capas de armadura en cada pared. Los tirantes transversales deberán tener un gancho normal a 135° en uno de sus extremos y un gancho normal a 90° en el otro. Los tirantes transversales se deberán ubicar donde se intersecan las mallas de barras, y los ganchos de todos los tirantes deberán encerrar tanto barras laterales como longitudinales en las intersecciones. Cada barra de armadura longitudinal y cada barra de armadura lateral deberá ser encerrada por el gancho de un tirante transversal a una separación no mayor que 600 mm.

En los elementos contruidos por segmentos, se deberán disponer tirantes transversales adicionales a lo largo de los bordes superior e inferior de cada segmento. Los tirantes transversales se deberán ubicar de manera que conecten los extremos de cada par de barras de armadura longitudinal interna y externa en las paredes de la sección transversal.

### **5.10.12.4 Empalmes**

Las barras de armadura lateral se pueden unir en las esquinas de la sección transversal solapando codos a 90°. No estará permitido unir las barras de armadura lateral por medio de empalmes solapados rectos, a menos que en la longitud del empalme las barras solapadas estén encerradas por los ganchos de al menos cuatro tirantes transversales ubicados en las intersecciones de barras laterales y barras longitudinales.