

## **CAPITULO 7. DISEÑO SÍSMICO DE HORMIGÓN ARMADO**

### **7.0 NOTACION**

$A_c$	=	Area del núcleo de un elemento sujeto a compresión reforzado con zuncho, medida hasta el diámetro exterior del zuncho, $\text{mm}^2$ .
$A_{ch}$	=	Area de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores de la armadura transversal, $\text{mm}^2$ .
$A_g$	=	Area total de la sección, $\text{mm}^2$ .
$A_{sh}$	=	Area total de la armadura transversal (incluyendo trabas) dentro del espaciamiento $s$ y perpendicular a la dimensión $h_c$ , $\text{mm}^2$
$A_s$	=	Area total de armadura, $\text{mm}^2$ .
$b$	=	Ancho efectivo del ala comprimida de un elemento estructural., $\text{mm}$ .
$b_w$	=	Ancho del alma ó diámetro de la sección circular, $\text{mm}$
$d$	=	Altura útil de la sección.
$d_b$	=	Diámetro de la barra $\text{mm}$ .
$f'_c$	=	Resistencia especificada a la compresión del hormigón, $\text{MPa}$ .
$f_{yh}$	=	Tensión de fluencia especificada de la armadura transversal, $\text{MPa}$ .
$f_y$	=	Tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, $\text{MPa}$ .
$h_c$	=	Dimensión transversal del núcleo de la columna, medida centro a centro de la armadura de confinamiento.
$M_{pr}$	=	Momento de flexión resistente probable de los elementos, con o sin carga axial, determinado usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos, suponiendo una resistencia a la tracción de las barras longitudinales de al menos $1,25 f_y$ y un factor de reducción de la resistencia $\phi$ de 1,0.
$s$	=	Espaciamiento de la armadura transversal medido a lo largo del eje longitudinal del elemento estructural, $\text{mm}$ .
$V_c$	=	Resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón.
$V_e$	=	Esfuerzo de corte de diseño, el cual se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo
$\rho$	=	Cuanía de armadura de tracción no pretensada.
$\rho_{min}$	=	Cuanía de armadura mínima
$\rho_s$	=	Razón entre el volumen del zuncho y el volumen del núcleo confinado por el zuncho (medido entre bordes exteriores del zuncho)
$\phi$	=	Factor de reducción de la resistencia.

## 7.1 MATERIALES

### 7.1.1 Hormigón

El ACI 318 recomienda tomar como límite inferior para la resistencia del hormigón un valor de  $f'_c = 20$  MPa. Esto equivale a un hormigón H-25. Sin embargo, la Comisión de Estructuras de la Cámara Chilena de la Construcción ha recomendado utilizar como mínimo un hormigón H-20 ( $f'_c = 16$  MPa); mientras tanto se desarrollan experiencias para clarificar este punto.

### 7.1.2 Acero

El grado máximo de acero a usar es el A63-42H, con un límite de fluencia máximo de 550 MPa y una tensión de rotura mínima de 560 MPa. La tensión de rotura, debe ser a lo menos 1,25 veces el valor límite de fluencia.

## 7.2 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

Estos elementos se definen por las siguientes condiciones:

- Tener una carga axial no mayor que  $(A_g f'_c / 10)$ .
- Una razón luz libre / altura útil, no menor de 4.
- Una razón ancho/altura, a lo menos de 0,3.
- Ancho del alma no inferior a 250 mm., ni mayor que el ancho de apoyo más 3/4 de la altura del elemento, a ambos lados.

### 7.2.1 Armadura transversal

- Los estribos deben terminar en un gancho de  $135^\circ$  con una extensión no menor que seis diámetros ni que 75 mm. (FIGURAS 12 y 13)
- En la zona adyacente a las caras de las columnas y en una longitud 2 veces la altura útil de la viga, los estribos deben ser cerrados. Los mismos deben aplicarse en ambos lados de las puntas donde sea esperable una rótula plástica (es decir,  $2d$  a ambos lados)
- El primer cerco debe colocarse a una distancia menor que 50 mm de la cara del apoyo, y la separación máxima no debe exceder  $1/4$  de la altura útil, 8 veces el diámetro de la menor barra longitudinal, 24 veces el diámetro de la barra del cerco, ni que 300 mm. (FIGURA 14)
- Cada dos barras longitudinales, y las de la esquina, deben estar amarradas por estribos o amarras.
- Las amarras son barras rectas con un gancho a  $135^\circ$  en un extremo y uno de  $90^\circ$  en el otro, con extensiones de 6 veces el diámetro en ambos ganchos, que se colocan en forma alternada para amarrar barras longitudinales.

- Donde no se requieren cercos (cerrados) se pueden utilizar estribos (abiertos) con una separación no mayor que  $1/2$  de la altura útil.

### 7.2.2 Armadura longitudinal

- La cuantía mínima no debe ser menor que:

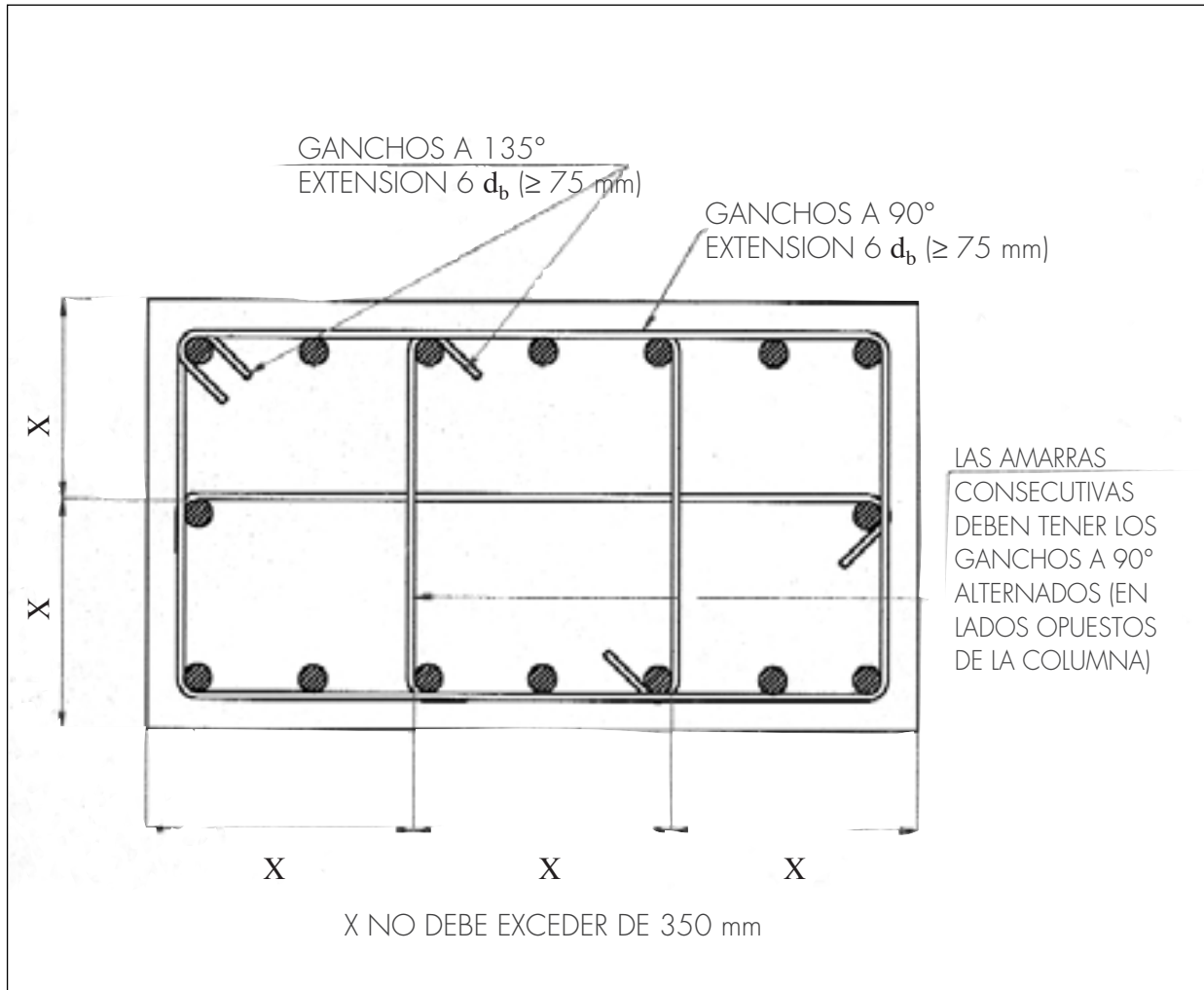
$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \geq \frac{1,4}{f_y} \quad (7-1)$$

- Debe estar constituida por a lo menos 2 barras, tanto arriba como abajo a lo largo de toda la longitud del elemento.
- El momento resistente positivo en la cara de la columna, debe ser a lo menos  $1/2$  del momento resistente negativo, es decir:

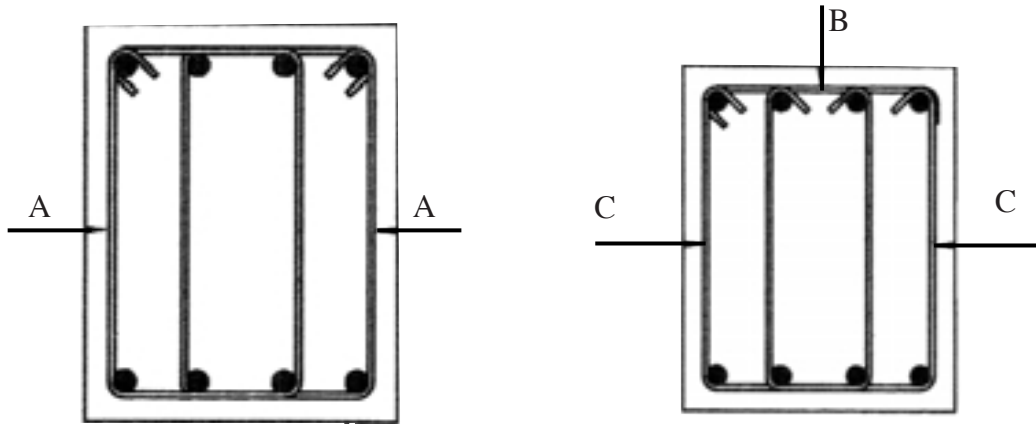
$$M_n^+ \geq \frac{M_n^-}{2} \quad (7-2)$$

- La capacidad a flexión tanto positiva como negativa a lo largo de toda la pieza, no debe ser menor que  $1/4$  de la máxima capacidad existente en cualquiera de los dos extremos.
- La máxima cuantía de armadura longitudinal no debe sobrepasar a 0,025.
- Los conectores mecánicos deben colocarse en las barras alternadas en una misma sección. En las barras adyacentes, deben estar separadas a lo menos 600 mm.
- Los traslapos deben cumplir con las dos condiciones siguientes:
  - 1- No deben usarse traslapos en los nudos ni dentro de una zona limitada por 2 veces la altura útil desde la cara de la columna, ni tampoco usarse en otras zonas posibles de plastificarse.
  - 2- Los traslapos deben estar, en todo caso estar cruzados por cercos con un espaciamiento máximo de  $1/4$  de la altura útil ó de 100 mm.

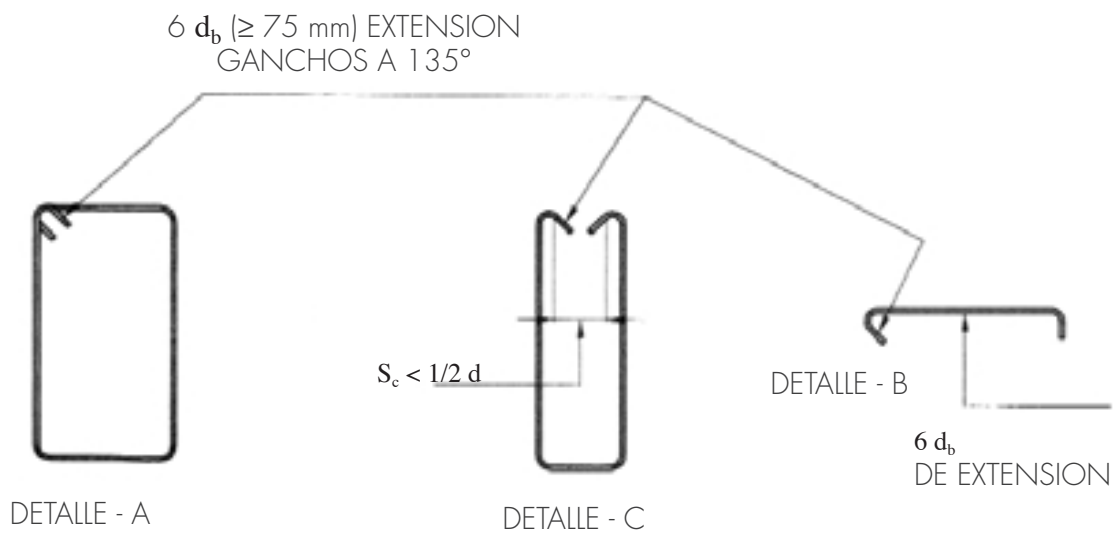
**Figura 12**  
**EJEMPLO DE ARMADURA TRANSVERSAL EN COLUMNAS**



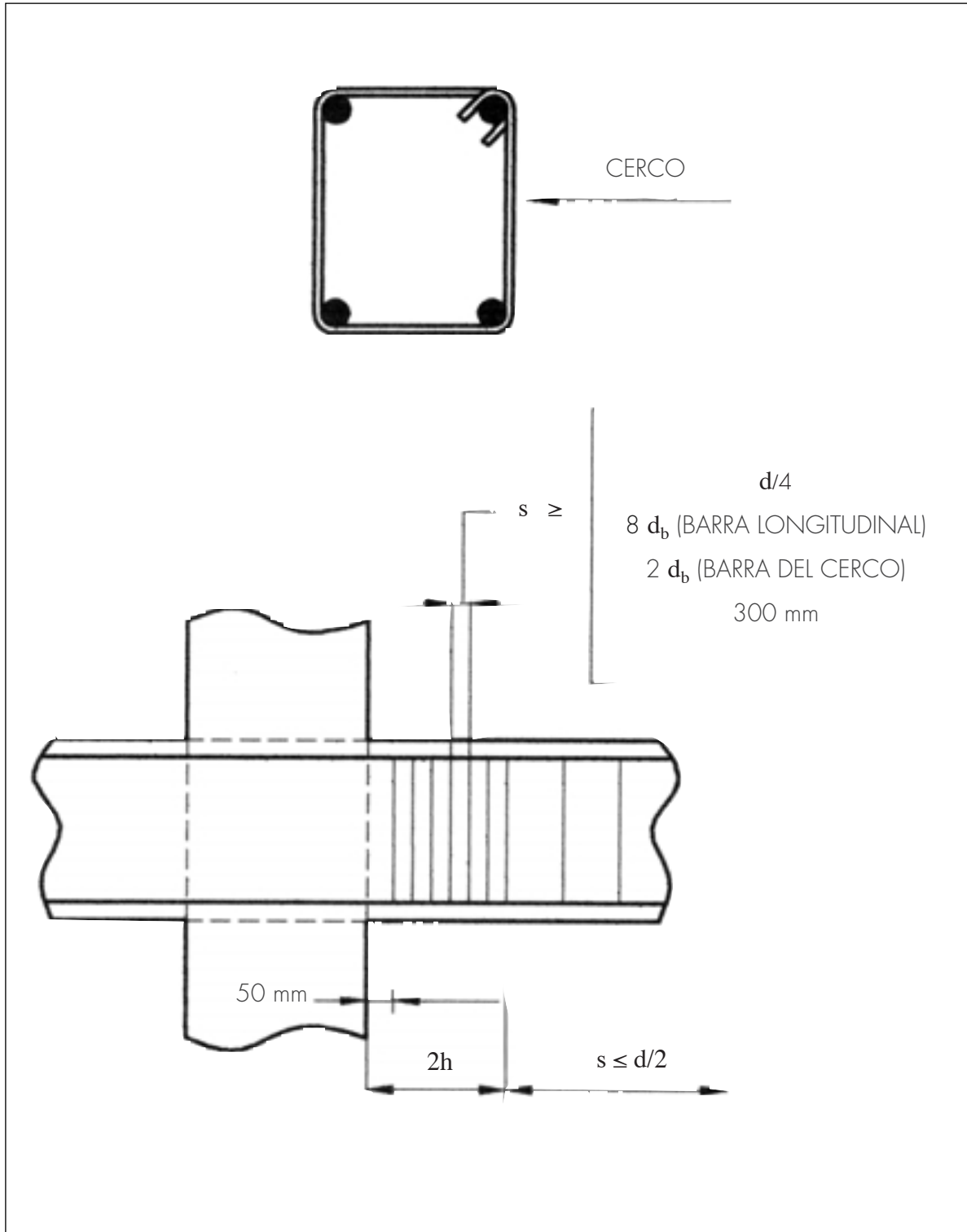
**Figura 13**  
**ARMADURA TRANSVERSAL EJEMPLOS DE CERCOS TRASLAPADOS**



LAS AMARRAS B CONSECUTIVAS  
 DEBEN TENER LOS GANCHOS A 90°  
 Y ALTERNADOS



**Figura 14**  
**SEPARACION MINIMA ENTRE ESTRIBOS**



## 7.3 ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXOCOMPRESIÓN

Estos elementos de marco deben satisfacer las siguientes condiciones:

- Carga axial mayor que  $A_g \times f'_c / 10$ .
- Dimensión mínima de la sección transversal, no debe ser menor que 300 mm.
- Razón entre la dimensión menor y la perpendicular al menos de 0,4.
- Para asegurar el comportamiento viga débil - columna fuerte, se debe cumplir que:

$$\Sigma M_e \geq (6/5) \Sigma M_g \quad (7-3)$$

donde:

$\Sigma M_e$  = suma de los momentos resistentes o nominales de las columnas que convergen en el nudo, correspondientes a la dirección de la carga lateral.

$\Sigma M_g$  = suma de los momentos resistentes o nominales de las vigas que convergen en el nudo.

### 7.3.1 Armadura transversal

- Colocar armadura transversal mínima de confinamiento en zonas críticas arriba y debajo de los nudos y en cualquier otra zona donde sea esperable una rótula plástica. Esta zona crítica queda definida por la profundidad de las columnas,  $1/6$  de la altura (luz) de la columna o 450 mm.
- La armadura mínima se define en términos de la cuantía volumétrica,  $\rho_s$  que es la razón entre el volumen de la armadura transversal y el núcleo confinado por esta armadura.
- Zunchos, espirales o cercos circulares:

$$\rho_s \geq \frac{0,12 f'_c}{f_{yh}} \geq 0,45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (7-4)$$

- Cercos rectangulares:

$$A_{sh} \geq 0,3 \left( \frac{s h_c f'_c}{f_{yh}} \right) \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \geq 0,09 \frac{s h_c f'_c}{f_{yh}} \quad (7-5)$$

- En las zonas críticas,  $s$  no debe ser mayor que  $1/4$  de la dimensión transversal del elemento, ni menor que 100 mm. Las ramas de la armadura transversal no deben estar separadas por más de 350 mm.
- Para las zonas fuera de la crítica, el espaciamiento  $s$  no debe exceder 6 veces el diámetro de la armadura longitudinal, ni 150 mm.
- En el caso de columnas que soportan elementos rígidos (por ejemplo, un muro), se debe colocar la armadura transversal mínima del confinamiento a lo alto de toda la columna y penetrar tanto en el elemento rígido, arriba, como en la fundación, abajo, a lo menos 300 mm.
- En el caso en que en un nudo no se cumpla con (7-3), las columnas deben tener la armadura mínima de confinamiento en las zonas críticas; pero no deben ser considerados como elementos que aporten resistencia lateral a la estructura. (FIGURA 15)

### 7.3.2 Armadura longitudinal

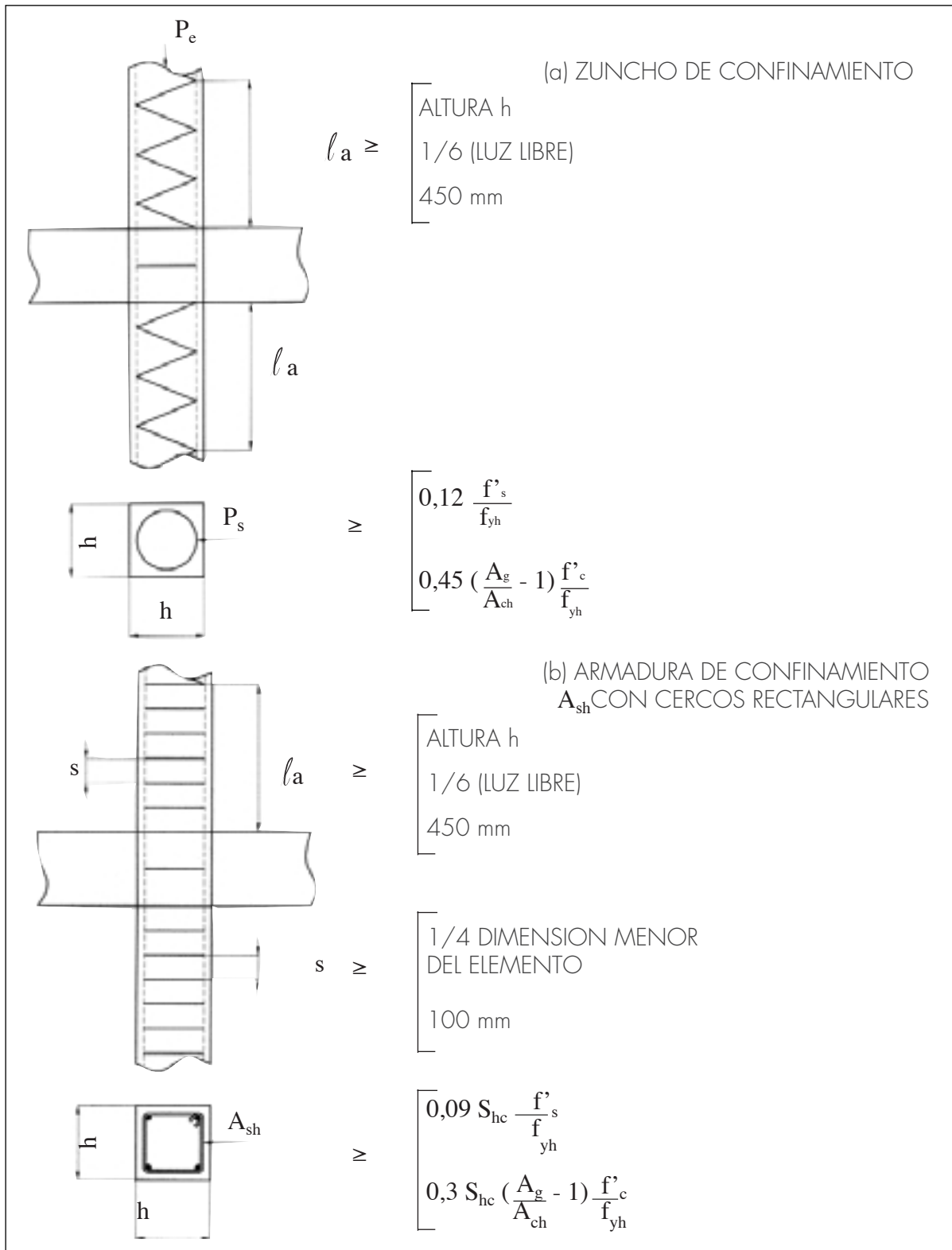
- La razón entre el área total de armadura y la sección transversal de la columna, debe ser mayor que 0,01 y menor que 0,06, es decir:

$$0,01 \leq \rho_g \leq 0,06$$

- Los traslapes sólo pueden colocarse a media altura de la columna y deben dimensionarse como traslapes en tracción.



**Figura 15**  
**ARMADURA DE CONFINAMIENTO**



## 7.4 ESFUERZO DE CORTE

### 7.4.1 Vigas

- Donde la carga axial es menor que  $A_g f'_c/10$ , el esfuerzo de corte de diseño (demanda), se especifica como:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{w}{2} \quad (7-6)$$

Con:

$$w = 0,75 (1,4 w_d + 1,7 w_l) L \quad (7-7)$$

Donde:

$$M_{pr} = 1,25 A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (7-8)$$

Se puede usar  $d - \frac{a}{2} \cong 0,9d$

Donde:

$M_{pr}$  = Momento resistente probable en ambos extremos del elemento.

$L$  = Luz libre entre caras de los apoyos.

$w$  = Carga gravitacional de diseño.

$w_d$  = Cargas muertas de diseño.

$w_l$  = Cargas vivas de diseño.

$\frac{w}{2}$  = Reacción en ambos extremos provenientes de las cargas gravitacionales.

- $V_e$  debe evaluarse para ambas direcciones del sismo.
- La armadura transversal en la zona critica definida como la longitud de dos alturas útiles desde los apoyos, debe determinarse considerando  $V_c$ , cuando  $\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L}$  sea la mitad o más de  $V_e$  y la carga axial sea inferior a  $A_g f'_c/20$ .

### 7.4.2 Columnas

- Cuando la carga axial sea mayor que  $A_g f'_c / 10$ , entonces :

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H}$$

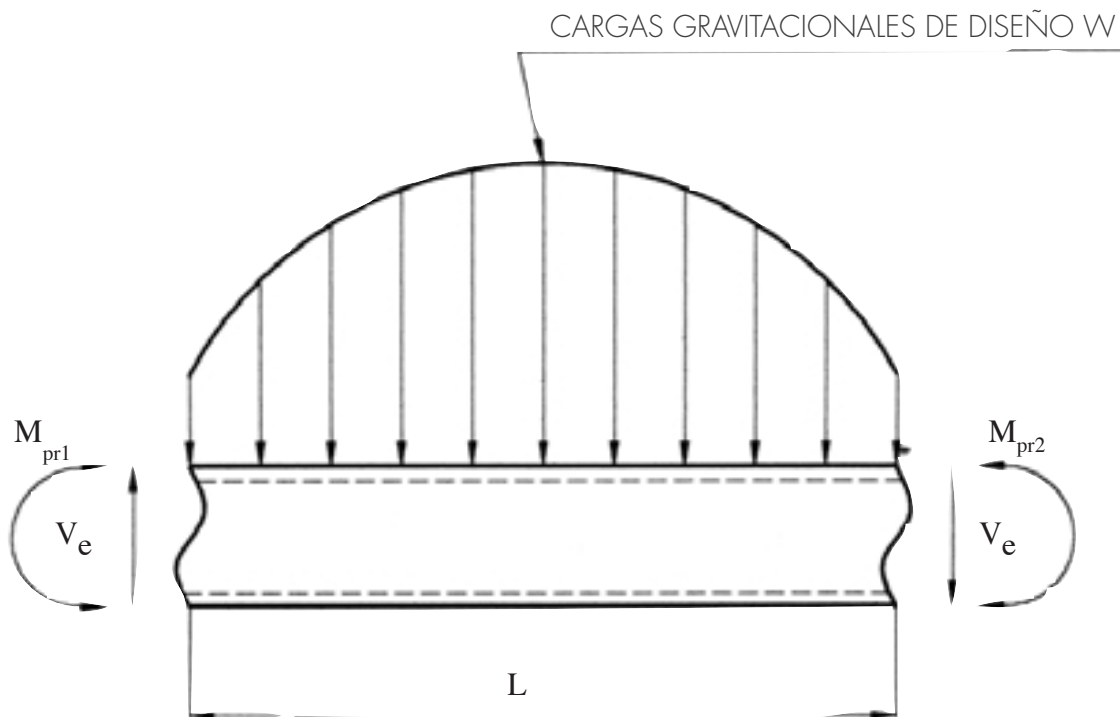
Donde,  $M_{pr1}$  y  $M_{pr2}$  son las capacidades a flexión de la columna arriba y abajo respectivamente, calculadas con  $1,25 f_y$ , y  $H$  es la distancia libre entre vigas.

- $V_e$  no debe ser menor en todo caso que el determinado a partir del análisis estructural.
- En la zona crítica, definida como la mayor entre la profundidad de la columna,  $1/6$  de la altura libre y 450 mm, se debe dimensionar la armadura transversal suponiendo  $V_c = 0$  cuando el corte incluido por el sismo, sea la mitad o más que el corte total requerido en dicha zona, y la carga axial mayorada sea menor que  $A_g f'_c / 20$ . (FIGURA 16)

**Figura 16**  
**ESFUERZOS DE CORTE DE DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES Y COLUMNAS**

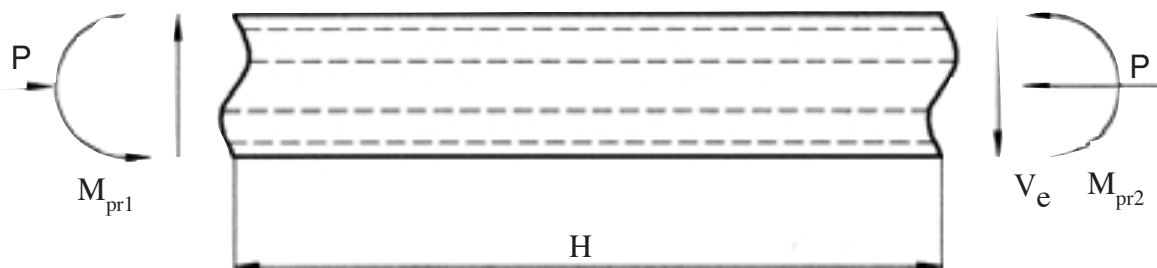
**PARA VIGAS**

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{w}{2}$$



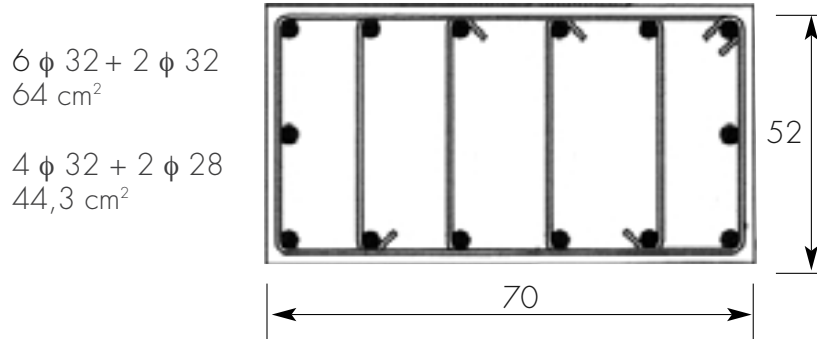
**PARA COLUMNAS**

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H}$$



## 7.5 EJEMPLOS DE CALCULO

### Ejemplo 7.5.1 Diseño Dintel



Datos: Acero: A63-42H

Hormigon: H-40

$f'_c = 35$  MPa

Luz libre: 3,14 m

Luz Calculo: 3,40 m

Dintel 70/52

	<b>MOMENTO T-m</b>	<b>CORTE T</b>
DL	7,74	9,99
LL	3,83	4,85
SISMO	53,62	30,47

$$1,4(DL+LL+S) \Rightarrow M(-) = 91,27 \text{ T-m} \Rightarrow \mu = 0,2405$$

$$\Rightarrow A = 62,37 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 6\phi 32[1^\circ\text{C}] + 2\phi 32[2^\circ\text{C}] = 64 \text{ cm}^2$$

$$-0,9DL + 1,4S \Rightarrow M(+) = 68,10 \text{ T-m} \Rightarrow \mu = 0,1902$$

$$\Rightarrow A = 42,43 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 4\phi 32 + 2\phi 28 = 44,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usando } d = 45 \text{ cm} \Rightarrow 0,85 f'_c b d = 937 \text{ T}$$

$$\text{Usando } 1,4(DL+LL) \Rightarrow V_u = 63,43 \text{ T} \Rightarrow V_c = 31,00 \text{ T}$$

Considerando disposicion 21.3.4.2 del ACI y sabiendo que  $\phi = 0,6$  para corte sísmico:

$$\frac{V_u}{\phi} = 105,7T < 4V_c = 124,00T \Rightarrow V_c = 0$$

$$\Rightarrow \frac{f_{est}}{m} = 9,79 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \text{Estribos triples } \phi 12 \text{ a } 12$$

**Diseño por Capacidad:**

$$A(-) = 64 \text{ cm}^2 \Rightarrow M_{pr1} = 64 \times 4,2 \times 1,25 \times 0,45 \times 0,9 = 136,10 \text{ T}$$

$$A(+) = 44,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow M_{pr1} = 44,3 \times 4,2 \times 1,25 \times 0,45 \times 0,9 = 94,19 \text{ T}$$

$$\Rightarrow V_c = \frac{136,1 + 94,19}{3,4} + 9,99 + 4,85 = 82,57 \text{ T}$$

$$\text{Usando } \phi = 0,85 \text{ y } V_c = 0 \Rightarrow \frac{f_{est}}{m} = 8,99 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \text{ET } \phi 12 \text{a} 12$$

Si, para este mismo caso, consideramos mayor armadura que la requerida:

$$A' = 6\phi 36 [1^\circ \text{C}] + 2\phi 36 [2^\circ \text{C}] = 80 \text{ cm}^2$$

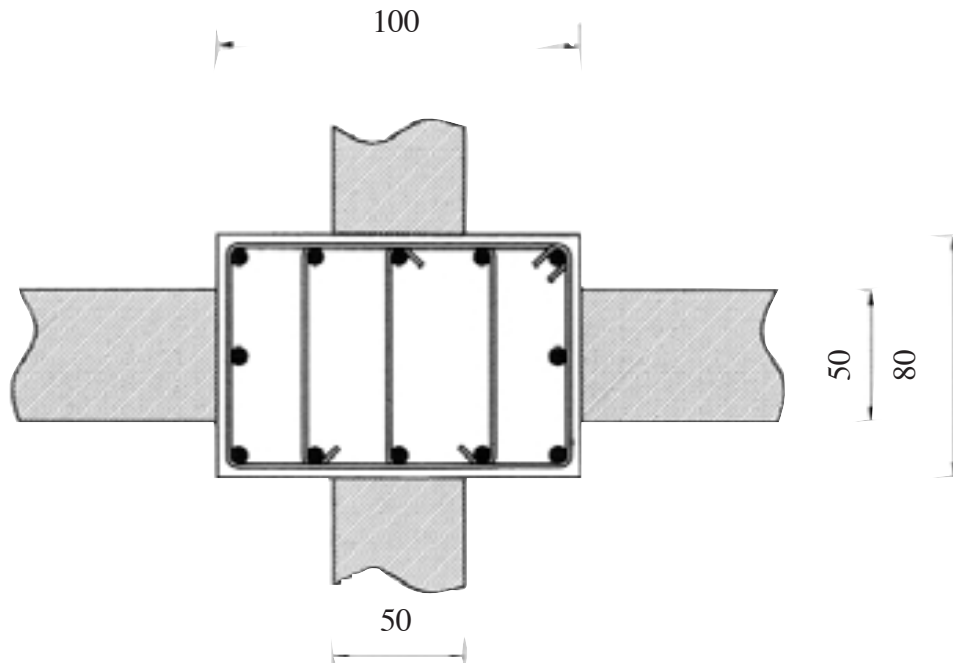
$$A = 6\phi 36 = 80 \text{ cm}^2$$

$$M_{pr1} = 170,1 \text{ T}$$

$$M_{pr2} = 127,6 \text{ T}$$

$$\Rightarrow V_c = 102,39 \text{ T} \Rightarrow \frac{f_{est}}{m} = 11,48 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \text{ET } \phi 12 \text{a} 10$$

Entonces, en el diseño por capacidad, al aumentar la armadura a flexión, también aumenta la armadura de corte.

**Ejemplo 7.5.2 Unión Viga Pilar**

Pilar:  $80/100 \Rightarrow 6\phi 32 + 6\phi 25 = 77,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho \text{ aprox. } 0,01$

Viga:  $50/52 \Rightarrow A' = 4\phi 36 = 40 \text{ cm}^2$   
 $A = 4\phi 25 + 2\phi 25 [2^\circ \text{C}]$

Para el pilar tenemos los siguientes esfuerzos:

	<b>CORTE T</b>	<b>MOMENTO T-m</b>
DL	570	23,96
LL	169	9,10
SISMO	35,4	22,9

$$\Rightarrow N_{\text{umax}} = 1084,2 \text{ T} \Rightarrow \frac{P_u}{f'_c \times A_g} = 0,4840$$

$$\Rightarrow N_{\text{umin}} = 477,6 \text{ T} \Rightarrow \frac{P_u}{f'_c \times A_g} = 0,2132$$

Con estos adimensionales, y ocupando el diagrama de interacción  $P_u-M_u$ , Número 23, obtenemos que:

$$M_{\text{min/pilar}} = 0,088 \times f'_c \times A_g \times h = 246,4 \text{ T - m}$$

Por otra parte, el  $M_u$  producido por la viga, esta dado por la ecuación (7-8) del presente capítulo:

$$M_u = 1,25 \times A_s \times f_y \times \underbrace{\left( d - \frac{a}{2} \right)}_{0,9 \times d} = 1,25 \times 40 \times 10^{-4} \times 1,25 \times 0,47 \times 0,9 = 88,83 \text{ T - m}$$

Considerando disposición 21.4.4.2 del ACI:

$$\text{Factor } \frac{M_e}{M_g} = \frac{2 \times 246,4}{2 \times 88,83} = 2,77 > \frac{6}{5} \text{ y } 2,5$$

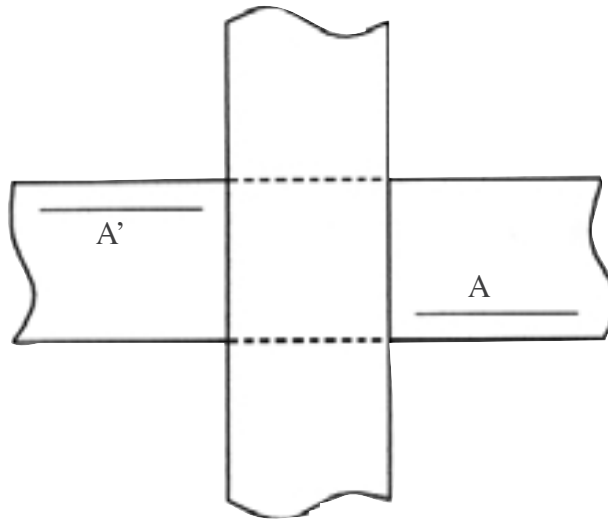
Factor 2,5 es lo recomendado por T. Paulay

Verificación de Corte en el Nudo: Según disposición 21.5.3 del ACI 318

$$A_j = \text{Ancho} = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Alto} = 15 + 50 = 65 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_j = 6.500 \text{ cm}^2$$



$$1,7 \times \sqrt{f'_c} \times A_j = 653,7 \text{ T}$$

$$F_{A'} = 40 \times 4,2 \times 1,25 = 210 \text{ T}$$

$$F_A = 29,6 \times 4,2 \times 1,25 = 154,7 \text{ T}$$

$$\Rightarrow F_{A'} + F_A = 364,67 \text{ T} < 0,85 \times 653,7 \text{ T} = 555,04 \text{ T} \Rightarrow \text{OK}$$

Longitud de anclaje: Según 21.5.4 ACI 318

Para barras  $\phi 36$ ,  $f_y = 420 \text{ MPa}$ ,  $f'_c = 35 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \ell_{dh} = 473 \text{ mm para gancho } 90^\circ$$

$$\ell_d = 1.183 \text{ mm ó } 1.656 \text{ mm recto.}$$