

ARMADURA LONGITUDINAL DE COLUMNAS

Planilla 3.A: Columna "C403" (sección capitel)

Item	DIRECCION "Y"						DIRECCION "X"					
	Sismo izquierda			Sismo derecha			Sismo izquierda			Sismo derecha		
	1,2 D + 0,5 L + Ev + E _H	0,9 D - Ev + E _H	1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H	0,9 D - Ev - E _H	1,2 D + 0,5 L + Ev + E _H	0,9 D - Ev + E _H	1,2 D + 0,5 L + Ev + E _H	0,9 D - Ev + E _H	1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H	0,9 D - Ev - E _H	1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H	0,9 D - Ev - E _H
P _u [kN]	12,1	-670,3	2425,8	1743,3	12,1	-670,3	2425,8	1743,3	12,1	-670,3	2425,8	1743,3
M _u [kNm]	345,3	290,2	645,5	636,4	800,0	656,2	1048,9	1054,3	800,0	656,2	1048,9	1054,3
φ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
P _u / (f _c b _c h _c)	0,00	-0,05	0,20	0,14	0,00	-0,05	0,20	0,14	0,00	-0,05	0,20	0,14
M _u / (f _c b _c h _c ²)	0,04	0,03	0,08	0,07	0,09	0,08	0,12	0,12	0,09	0,08	0,12	0,12
ρ _t	0,0080	0,0080	0,0080	0,0080	0,0175	0,0140	0,0105	0,0120	0,0080	0,0140	0,0105	0,0120
A _{st} [mm ²]	3920,0	3920,0	3920,0	3920,0	8575,0	6860,0	5145,0	5880,0	3920,0	6860,0	5145,0	5880,0
Integración armadura	A_{st} = [12 d_b 25 + 8 d_b 20] (A_{st} real = 8404,0 mm²; ρ_t = 0,0172)											

ARMADURA LONGITUDINAL DE COLUMNAS

Planilla 4.A: Columna "C903" (sección capitel)

Item	DIRECCION "Y"						DIRECCION "X"					
	Sismo izquierda			Sismo derecha			Sismo izquierda			Sismo derecha		
	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev + Eh	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev - Eh	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev + Eh	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev + Eh	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev - Eh	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev - Eh
P_u [kN]	15,6	-77,7	285,3	192,1	15,6	-77,7	285,3	192,1	15,6	-77,7	285,3	192,1
M_u [kNm]	286,2	295,0	52,1	504,7	595,0	587,9	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
ϕ	0,00	-0,01	0,04	0,03	0,00	-0,01	0,04	0,03	0,00	-0,01	0,04	0,03
$P_u / (f_c b_c h_c)$	0,07	0,07	0,01	0,12	0,14	0,14	0,01	0,12	0,14	0,14	0,14	0,14
$M_u / (f_c b_c h_c^2)$	0,0080	0,0105	0,0160	0,0150	0,0200	0,0205	0,0200	0,0150	0,0200	0,0205	0,0180	0,0190
A_{st} [mm ²]	2420,0	3176,3	4840,0	4537,5	6050,0	6201,3	6050,0	4537,5	6050,0	6201,3	5445,0	5747,5
Integración armadura	A_{st} = [20 d_b 20] (A_{st} real = 6280,0 mm²; $\rho_t = 0,0208$)											

Se transcribe para cada columna, las secciones necesarias de armadura resultantes del cálculo, como así también las secciones reales, resultantes de la integración.

Columna C3 (sección de capitel)

$$A_{st} = 9843,0\text{mm}^2$$

$$A_{st \text{ real}} = 9820,0\text{mm}^2 (20d_b 25)$$

$$\rho_t = 0,0175$$

Columna C3 (sección de base)

$$A_{st} = 5625,0\text{mm}^2$$

$$A_{st \text{ real}} = 9820,0\text{mm}^2 (20d_b 25)$$

$$\rho_t = 0,0175$$

Por razones constructivas se adopta la misma sección de armadura longitudinal que la correspondiente a la sección de capitel.

Columna C403 (sección de capitel)

$$A_{st} = 8575,0\text{mm}^2$$

$$A_{st \text{ real}} = 8404,0\text{mm}^2 (12d_b 25 + 8d_b 20)$$

$$\rho_t = 0,0172$$

Columna C903 (sección de capitel)

$$A_{st} = 6201,0\text{mm}^2$$

$$A_{st \text{ real}} = 6280,0\text{mm}^2 (20d_b 20)$$

$$\rho_t = 0,0208$$

La disposición de las armaduras longitudinales de las diferentes columnas correspondientes a los niveles 1, 5 y 10, se puede observar en las Figs.35; 36 y 37 .

(2.3.8., R.II.) **1.5.4.a. Cuantía de la armadura longitudinal**

En la planilla 1.V, se muestra la verificación de las cuantías máximas y mínimas permitidas, para las secciones de las columnas diseñadas.

Al respecto, es importante destacar que: a) el área A_{st} mínima es similar a la establecida por el Reglamento CIRSOC 201-2005, para elementos estructurales no diseñados para acciones sísmicas; b) las áreas A_{st} máximas son mayores que las correspondientes a elementos no diseñados para acciones sísmicas. Los límites especificados para empalmes por yuxtaposición son tales, que si se usa el valor máximo del área de armadura, solamente 1/3, podrá empalmarse por vez en una única sección, lo que asegura que se alternen los empalmes cuando se utilicen grandes secciones de armadura longitudinal; c) la limitación que en una misma fila de barras, el diámetro menor no debe ser inferior a 2/3 del diámetro mayor, conduce a lograr una adecuada distribución de esfuerzos.

Planilla 1.V: Verificación cuantías mínimas y máximas en columnas

COLUMNA	Dimensiones [mm]		A_g [mm ²]	f_y [Mpa]	Armadura longitudinal mínima	Armadura longitudinal máxima	Armadura longitudinal máxima en zonas de empalme	Integración de armaduras longitudinales		
	b_c	h_c			$A_{st \text{ min}} = 0,008 A_g$ [mm ²]	$A_{st \text{ máx}} = 18 A_g / f_y$ [mm ²]	$24 A_g / f_y$ [mm ²]	$A_{st \text{ real}}$ [mm ²]	n°	d_b
3	750	750	562500	420	4500	24107	32143	9820	20	25
									0	0
403	700	700	490000		3920	21000	28000	8404	12	25
									8	20
903	550	550	302500		2420	12964	17286	6280	20	20
									0	0

Como puede observarse en la planilla, en todas las columnas se verifica que:

$$A_{st \text{ mín}} < A_{st \text{ real}} < A_{st \text{ máx}}$$

(2.3.6.3., R.II.) **1.5.4.b. Carga axial máxima de diseño en compresión**

La carga axial máxima de diseño no debe ser mayor que $0,70 \phi P_n$, donde:

$$P_n = \alpha_1 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,004(f'_c - 55)$$

Para la columna **c3** (sección de capitel), resulta:

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = 0,97$$

$$A_g = (750 \times 750) \text{ mm}^2 = 562500 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 9820 \text{ mm}^2$$

$$\phi = 1,0$$

$$P_u = 5063,9 \text{ kN} \text{ (estado de carga : } 1,2D + 0,5L + E_V - \bar{E}_H \text{ ; sismo derecha)}$$

$$P_n = [0,97 \times 25 \text{ MPa} \times (562500 - 9820) \text{ mm}^2 + 420 \text{ MPa} \times 9820 \text{ mm}^2] \times 10^{-3}$$

$$P_n = 17526,9 \text{ kN}$$

$$\therefore 0,70 \phi P_n = 0,70 \times 1,0 \times 17526,9 \text{ kN} = 12268,8 \text{ kN}$$

En las planillas **CM.1**; **CM.2**; **CM.3** y **CM.4**, se indican los valores obtenidos para todas las columnas diseñadas, incluyéndose, además, la verificación para el estado de cargas gravitatorias puro.

El límite $P_u \leq 0,70 \phi P_n$, se establece porque las secciones fuertemente cargadas requieren una gran cantidad de armadura transversal para que sean adecuadamente dúctiles. Se aplica tanto a columnas donde no se espera la formación de rótulas plásticas como en aquellas columnas donde si se espera que se formen rótulas plásticas.

Cuando las cargas en las columnas de pórticos se han obtenido siguiendo los principios del diseño por capacidad, el valor de ϕ debe tomarse igual a 1.

Se observa que en todas las columnas de los distintos niveles, los valores correspondientes de la carga axial máxima P_u , son menores que $0,7\phi P_n$.

El límite $P_u \leq 0,9\phi P_n$ corresponde a la verificación de la carga axial máxima para el estado de carga gravitatoria pura.

(2.3.7.(a), R.II.) **1.5.4.c. Longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas**

Para la determinación de la longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas en columnas I_p , se debe tener en cuenta la amplificación dinámica y la sobrerresistencia en la sección transversal extrema. La amplificación dinámica modifica la posición del punto de inflexión y consecuentemente la magnitud de los momentos de flexión extremos.

Para el cálculo de la sobrerresistencia de la sección crítica de la columna, se debe emplear la expresión:

$$M_c^o = \left[\lambda_o + 2 \left(\frac{P_u}{f'_c A_g} - 0,10 \right)^2 \right] M_n^c$$

Cuando la carga axial en la columna es alta, la cantidad de armadura de confinamiento también será alta y resultará en un incremento de la resistencia del hormigón confinado. Así, la resistencia a flexión de las secciones fuertemente confinadas en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en los extremos del elemento puede ser significativamente mayor que la resistencia a flexión de las secciones menos confinadas que se encuentran fuera de la zona de formación potencial de rótulas plásticas. Por esta razón, la zona a ser confinada es mayor cuando el esfuerzo axial es alto.

(2.3.7.(a), R.II.)

Planilla CM.1: Columna C₃ (sección base)

Item	DIRECCION "X" e "Y"		Cargas gravitatorias
	Sismo derecha		
	1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H		1,2 D + 1,6 L
P _u [kN]	5047,4		2341,5
φ	1,00		0,9
f' _c [MPa]	25		
f _y [Mpa]	420		
A _g [mm ²]	562500		
A _{st} [mm ²]	9820		
α ₁	0,97		
P _n [kN]	17526,9		
0,7 φ P _n [kN]	12268,8		-
0,9 φ P _n [kN]	-		14196,78
Capacidad de compresión axial	P _u < 0,7 φ P _n [kN]		P _u < 0,9 φ P _n [kN]

Planilla CM.2: Columna C₃ (sección capitel)

Item	DIRECCION "X" e "Y"		Cargas gravitatorias
	Sismo derecha		
	1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H		1,2 D + 1,6 L
P _u [kN]	5063,9		2268,9
φ	1,00		0,9
f' _c [MPa]	25		
f _y [Mpa]	420		
A _g [mm ²]	562500		
A _{st} [mm ²]	9820		
α ₁	0,97		
P _n [kN]	17526,9		
0,7 φ P _n [kN]	12268,8		-
0,9 φ P _n [kN]	-		14196,78
Capacidad de compresión axial	P _u < 0,7 φ P _n [kN]		P _u < 0,9 φ P _n [kN]

(2.3.7.(a), R.II.)

Planilla CM.3: Columna C₄₀₃ (sección capitel)

Item	DIRECCION "X" e "Y"		Cargas gravitatorias
	Sismo derecha		
	1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H		
		1,2 D + 1,6 L	
P _u [kN]	2425,8		1255,5
φ	1,00		0,9
f' _c [MPa]	25		
f _y [Mpa]	420		
A _g [mm ²]	490000		
A _{st} [mm ²]	8404		
α ₁	0,97		
P _n [kN]	15208,4		
0,7 φ P _n [kN]	10645,9		-
0,9 φ P _n [kN]	-		12318,79
Capacidad de compresión axial	P _u < 0,7 φ P _n [kN]		P _u < 0,9 φ P _n [kN]

Planilla CM.4: Columna C₉₀₃ (sección capitel)

Item	DIRECCION "X" e "Y"		Cargas gravitatorias
	Sismo derecha		
	1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H		
		1,2 D + 1,6 L	
P _u [kN]	285,3		162,3
φ	1,00		0,9
f' _c [MPa]	25		
f _y [Mpa]	420		
A _g [mm ²]	302500		
A _{st} [mm ²]	6280		
α ₁	0,97		
P _n [kN]	9820,9		
0,7 φ P _n [kN]	6874,7		-
0,9 φ P _n [kN]	-		7954,96
Capacidad de compresión axial	P _u < 0,7 φ P _n [kN]		P _u < 0,9 φ P _n [kN]

Teniendo en cuenta, que en este caso, las columnas presentan un punto de inflexión dentro del piso, el diagrama de momento a considerar será el que se obtiene tomando la capacidad flexional de las columnas en la sección crítica superior (o inferior) y cero en el extremo opuesto, en correspondencia con el eje de la viga.

La longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en las columnas, medida desde la cara de la viga, se toma como la mayor entre un múltiplo de la máxima dimensión de la sección transversal o del diámetro y la longitud donde el momento excede un porcentaje del momento máximo, es decir, se distinguen tres casos:

(2.3.7.(i)., R.II.)
$$I) P_u \leq 0,25\phi f'_c A_g$$

Se debe tomar como I_p el mayor valor entre la máxima dimensión de la sección transversal de la columna y la longitud donde el momento supera el 80% M_c^o .

(2.3.7.(ii)., R.II.)
$$II) 0,25\phi f'_c A_g < P_u \leq 0,50\phi f'_c A_g$$

Se debe tomar como I_p el mayor valor entre dos veces la máxima dimensión de la sección transversal de la columna y la longitud donde el momento supera el 70% M_c^o .

(2.3.7.(iii)., R.II.)
$$III) 0,50\phi f'_c A_g < P_u \leq 0,70\phi f'_c A_g$$

Se debe tomar como I_p el mayor valor entre tres veces la máxima dimensión de la sección transversal de la columna y la longitud donde el momento supera el 60% M_c^o .

La **Planilla LP**, indica, para cada columna, las longitudes de plastificación resultantes.

En la **Fig.34**, se muestran las longitudes de plastificación obtenidas para las columnas **C3**, **C403** y **C903**.

(2.3.7.(a)., R.II.)

Planilla LP: Longitud de plastificación en columnas

Item	COLUMNAS			
	C3 (sección capitel)	C403 (sección capitel)	C903 (sección capitel)	C3 (sección base)
P _u [kN]	5063,9	2425,8	285,3	5047,4
M _u [kNm]	1178,5	0,2	574,7	3155 *
φ	1,0	1,0	1,0	0,9
f' _c [MPa]	25	25	25	25
b _c [mm]	750	700	550	750
h _c [mm]	750	700	550	750
A _g [mm ²]	562500	490000	302500	562500
h _{col} [mm]	4100	2750	2700	4100
I) 0,25 φ f' _c A _g [kN]	3515,6	3062,5	1890,6	3164,1
II) 0,50 φ f' _c A _g [kN]	7031,3	6125,0	3781,3	6328,1
III) 0,70 φ f' _c A _g [kN]	9843,8	8575,0	5293,8	8859,4
Comparación de "P _u " con I), II) y III)	I < P _u < II	P _u < I	P _u < I	I < P _u < II
Long. (0,6; 0,7; 0,8 M _u) [mm]	1230	550	540	1230
Longitud zona de formación potencial de rótulas plásticas [mm]	l _p = 1500 (2h _c)	l _p = 700 (h _c)	l _p = 550 (h _c)	l _p = 1500 (2h _c)

* Capacidad de sobrerresistencia (ver página 214)

(2.3.7.(a)., R.II.)

1.5.5. Diseño de la sección de armadura transversal

La armadura transversal de las columnas se dispone de manera diferente según se trate de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas o fuera de ellas.

(2.3.9.1.(b).(i)., R.II.)

1) En zonas de formación potencial de rótulas plásticas, el área total efectiva de estribos rectangulares y estribos suplementarios de una rama, en cada una de las direcciones principales de la sección transversal, no será menor que el mayor valor obtenido de la expresión (2.2-10) o (2.3-18), es decir:

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y s}{16 f_{yt} 6d_b} \quad (2.2 - 10)$$

$$A_{sh} = \left[\left(\frac{1,3 - \rho_t m}{3,30} \right) s h'' \frac{A_g f'_c}{A_c f_{yt} \phi f'_c A_g} \frac{P_u}{A_c f_{yt} \phi f'_c A_g} \right] - 0,0060 s h'' \quad (2.3 - 18)$$

donde:

$$\frac{A_g}{A_c} \geq 1,20; \rho_t m \leq 0,40$$

(2.3.7.(a).(i).(ii), R.II.)

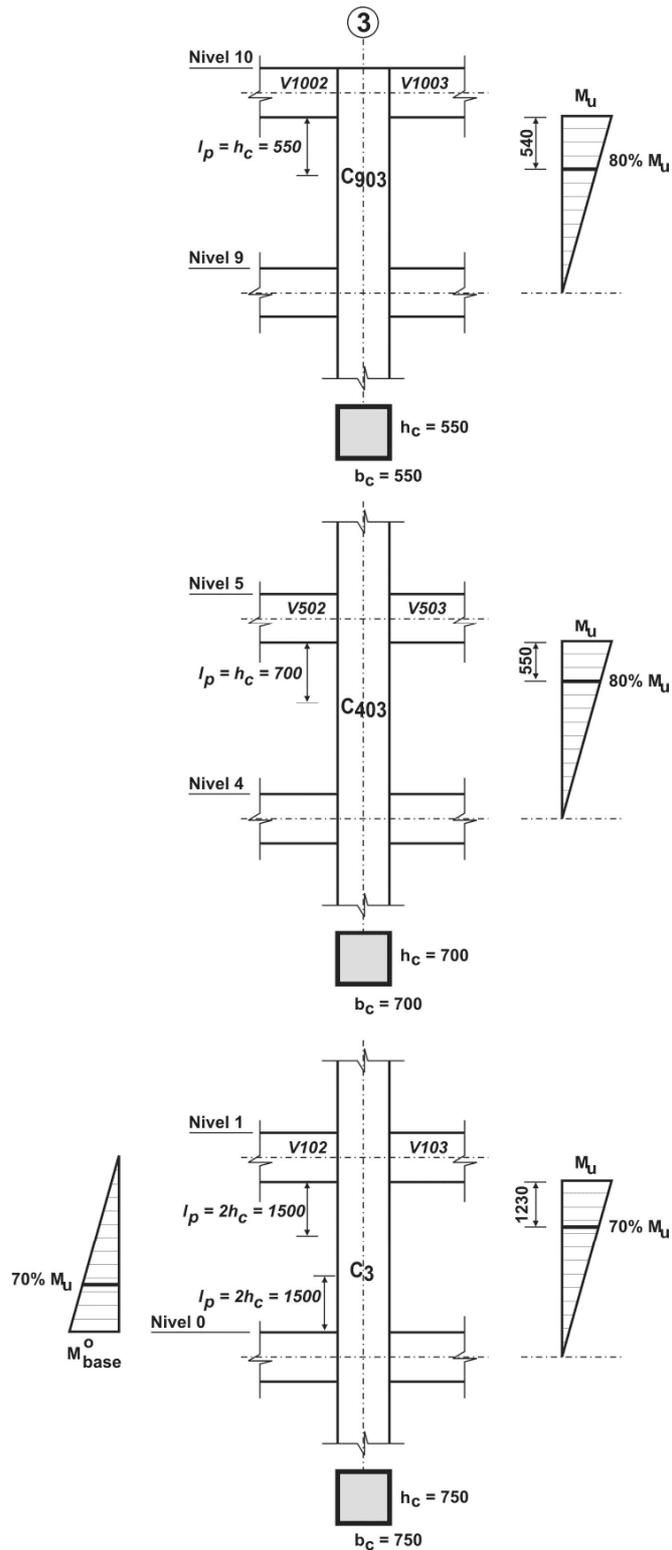


Fig. 34: LONGITUD DE LA ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS [mm]
Línea de columna 3

Las planillas **EP** y **EC**, resumen para las columnas **C3**, **C403** y **C903** los valores de los parámetros que intervienen en las ecuaciones anteriores. En estas planillas se puede observar además, los valores resultantes de A_{te} y A_{sh} para cada columna, como así también las secciones reales de la armadura transversal empleada, correspondientes a la integración final de los estribos. Se puede apreciar que los efectos del confinamiento del hormigón y el pandeo de la armadura longitudinal, no son determinantes para estas columnas, ya que la armadura transversal que resulta más desfavorable se debe a la absorción de los esfuerzos de corte de diseño.

Con bajos niveles de la carga axial la necesidad de armadura transversal de confinamiento disminuye y los requerimientos relativos a la prevención del pandeo de las barras longitudinales se vuelven menos críticos.

(2.3.9.1.(b).(ii)., R.II.) La separación vertical entre capas de estribos, no deberá exceder el menor valor entre $\frac{1}{4}$ de la menor dimensión lateral de la sección (para lograr un confinamiento adecuado) y 6 veces el diámetro de la barra longitudinal $6d_b$ que restringe (para prevenir el pandeo). Para las columnas **C3**, **C403** y **C903** resulta:

Columna C3 (sección de base)

$$h_c = d_c = 750\text{mm} \Rightarrow s = \frac{1}{4} 750\text{mm} = 187,5\text{mm (confinamiento)}$$

$$d_b = 25\text{mm}(d_{b\min} \text{ arm. long.}) \Rightarrow s = 6 \times 25\text{mm} = 150,0\text{mm (pandeo)}$$

La separación vertical máxima entre estribos resulta:

$$s_{\text{máx}} = 150,0\text{mm}$$

Columna C3 (sección de capitel)

$$h_c = d_c = 750\text{mm} \Rightarrow s = \frac{1}{4} 750\text{mm} = 187,5\text{mm (confinamiento)}$$

$$d_b = 25\text{mm}(d_{b\min} \text{ arm. long.}) \Rightarrow s = 6 \times 25\text{mm} = 150,0\text{mm (pandeo)}$$

La separación vertical máxima entre estribos resulta:

$$s_{\text{máx}} = 150,0\text{mm}$$

Columna C403 (sección de capitel)

$$h_c = d_c = 700\text{mm} \Rightarrow s = \frac{1}{4} 700\text{mm} = 175,0\text{mm} \text{ (confinamiento)}$$

$$d_b = 20\text{mm} (d_{b\text{min}} \text{ arm. long.}) \Rightarrow s = 6 \times 20\text{mm} = 120,0\text{mm} \text{ (pandeo)}$$

La separación vertical máxima entre estribos resulta:

$$s_{\text{máx}} = 120,0\text{mm}$$

Columna C903 (sección de capitel)

$$h_c = d_c = 550\text{mm} \Rightarrow s = \frac{1}{4} 550\text{mm} = 137,5\text{mm} \text{ (confinamiento)}$$

$$d_b = 20\text{mm} (d_{b\text{min}} \text{ arm. long.}) \Rightarrow s = 6 \times 20\text{mm} = 120,0\text{mm} \text{ (pandeo)}$$

La separación vertical máxima entre estribos resulta:

$$s_{\text{máx}} = 120,0\text{mm}$$

(2.3.9.1.(b).(i)., R.II.)

Planilla EP: Integración armadura transversal (pandeo)

COLUMNA	Dimensiones [mm]		Integración de armaduras longitudinales			Integración de armaduras transversales (direcciones X - Y)					
	b _c	h _c	A _{st} [mm ²]	n°	d _b	ΣA _b [mm ²]	A _{te} [mm ²]	n° de ramas	d _b [mm]	s [mm]	A _{te real} [mm ²]
3 (capitel)	750	750	9820	20	25	490,9	30,7	5	10	150,0	50,3
				0	0				8		
403 (capitel)	700	700	8404	12	25	490,9	30,7	5	10	120,0	50,3
				8	20				8		
903 (capitel)	550	550	6280	20	20	314,2	19,6	5	10	120,0	50,3
				0	0				8		
3 (base)	750	750	9820	20	25	490,9	30,7	5	12	150,0	78,5
				0	0				10		

En la planilla EP, se puede observar que los valores de s_{max} correspondientes a cada columna, son los empleados en el cálculo de A_{te} . Como se mencionó anteriormente, las separaciones máximas de los

estribos en estas columnas son menores que las calculadas, pues el diseño más desfavorable de la armadura transversal resulta por el esfuerzo de corte.

(2.3.9.1.(b)., R.II.) Cada barra longitudinal debe estar restringida por la esquina de un estribo cerrado o por un estribo suplementario de una rama, exceptuándose aquellas barras longitudinales que se encuentren entre dos barras restringidas por el mismo estribo, siempre que la distancia entre las dos barras restringidas lateralmente no supere $\frac{1}{4}$ de la dimensión lateral adyacente de la sección transversal ó 200 mm, la mayor.

(2.3.9.1.(b).(i)., R.II.) **Planilla EC: Integración armadura transversal (confinamiento)**

Item	COLUMNAS			
	C3 (sección capitel)	C403 (sección capitel)	C903 (sección capitel)	C3 (sección base)
P_u [kN]	5063,9	2425,8	285,3	5047,4
ϕ	1,0	1,0	1,0	0,9
f'_c [MPa]	25	25	25	25
f_y [MPa]	420	420	420	420
b_c [mm]	750	700	550	750
h_c [mm]	750	700	550	750
h'' [mm]	690	640	490	690
A_g [mm ²]	562500	490000	302500	562500
A_c [mm ²]	476100	409600	240100	476100
A_g / A_c	1,18	1,20	1,26	1,18
A_g / A_c (adoptado)	1,20	1,20	1,26	1,20
A_{st} [mm ²]	9820	8404	6280	9820
$\rho_t = A_{st} / A_g$	0,0175	0,0172	0,0208	0,0175
$m = f_y / (0,85 f'_c)$	19,76	19,76	19,76	19,76
$\rho_t m$	0,35	0,34	0,41	0,35
$\rho_t m$ (adoptado)	0,35	0,34	0,40	0,35
d_b [mm]	20	20	20	20
s_h [mm]	100	100	100	90
A_{sh} [mm ²]	99,6	-120,4	-256,2	139,3
Integración armadura de confinamiento	366,0	366,0	366,0	531,0

En la mayoría de las secciones rectangulares un solo estribo periférico resulta insuficiente para confinar apropiadamente al hormigón y para restringir lateralmente a las barras longitudinales. Por lo tanto es necesario disponer estribos yuxtapuestos o combinarlos con estribos suplementarios de una rama.

(2.3.9.2., R.II.) El Reglamento establece, que en las columnas de pórticos donde no se prevea la formación de rótulas plásticas, la cantidad de armadura transversal deberá ser el 70% de la requerida por la expresión (2.3-18) pero no menor que la requerida por la (2.2-10).

En los pórticos donde las columnas han sido diseñadas por capacidad a fin de disminuir la posibilidad de que se formen rótulas plásticas, se reduce la necesidad de armadura transversal ya que sólo pueden soportar fluencia limitada bajo condiciones extremas. Por lo tanto, se considera que la cantidad de armadura transversal de confinamiento puede reducirse al 70% de la requerida por la ecuación de A_{sh} . Esto posibilita que la columna logre un factor de ductilidad de curvatura de al menos $\mu_{\phi} = 10$ por si fuera necesario. Sin embargo, se requiere la protección contra el pandeo de las barras, y algún grado de confinamiento para el hormigón, y por lo tanto son necesarios todos los otros requerimientos de detallado, es decir no se puede reducir A_{te} .

Por otro lado, el Reglamento no permite la reducción de la armadura transversal, en el capitel de las columnas del primer piso.

La reducción anterior no se aplica al capitel y base en las columnas del primer piso ya que, en esas zonas, no puede prevenirse el desarrollo de las rótulas plásticas. El aumento de longitud de las vigas debido a la rotulación plástica puede conducir a la aparición de rótulas en el capitel de las columnas del primer piso. Tampoco puede aplicarse esta reducción a las columnas donde se espera la formación de las rótulas plásticas, como es el caso de pórticos de uno o dos pisos, o el piso superior de un pórtico de varios pisos, diseñados deliberadamente para que esto ocurra.

(2.3.11., R.II.) **1.5.5.a. Resistencia al corte**

(2.3.11.1., R.II.) **1.5.5.a.1. Contribución del hormigón a la resistencia al corte.**

En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, cuando el esfuerzo axial de compresión es pequeño, esto es, cuando $P_u / A_g f'_c < 0,10$ el valor de v_c debe tomarse igual a cero como en el caso de vigas sin carga axial. Para esfuerzos de compresión mayores, la expresión:

$$v_c = 4v_b \sqrt{\frac{P_u}{A_g f'_c} - 0,10} \quad (2.3 - 24)$$

da un incremento gradual de la contribución del hormigón a medida que aumenta el esfuerzo de compresión. Como para el caso de vigas, el valor de v_b resulta para cada columna:

$$v_b = (0,07 + 10\rho_w) \sqrt{f'_c} \quad ; \quad f'_c = 25 \text{ MPa}$$

Para evaluar la cuantía de la armadura longitudinal traccionada en secciones de columnas, se considera un valor aproximadamente igual al 40% de la cuantía total, es decir, $\rho_w \cong 0,40\rho_t$.

Columna C₃ (sección base)

$$\rho_w = 0,0065 \Rightarrow v_b = (0,07 + 10 \times 0,0065) \times \sqrt{25} = 0,68$$

Columna C3 (sección capitel)

$$\rho_w = 0,0065 \Rightarrow v_b = (0,07 + 10 \times 0,0065) \times \sqrt{25} = 0,68$$

Columna C403 (sección capitel)

$$\rho_w = 0,0064 \Rightarrow v_b = (0,07 + 10 \times 0,0064) \times \sqrt{25} = 0,67$$

Columna C903 (sección capitel)

$$\rho_w = 0,0078 \Rightarrow v_b = (0,07 + 10 \times 0,0078) \times \sqrt{25} = 0,74$$

Cuando se compute v_c y P_u , es necesario asegurar que correspondan a la mismas combinaciones de estados de carga. En la expresión

anterior, P_u deberá ser el valor mínimo coexistente con el esfuerzo de corte actuante.

(2.3.11.1.(a), R.II.) **1.5.5.a.2. Diseño armadura transversal de corte en zona crítica**
Columna C₃ (sección capitel)

Para el estado de carga $0,9D - E_V + E_H$ (estado más desfavorable), correspondiente a la dirección X, el valor de v_c coexistente con $P_u \text{ mín} = -1828,9 \text{ KN}$, resulta de la expresión (2.3-24):

$$v_c = 4v_b \sqrt{\frac{P_u \text{ mín}}{A_g f'_c} - 0,10} \quad ; \quad \frac{P_u \text{ mín}}{A_g f'_c} = -0,13 < 0,10 \Rightarrow v_c = 0 \text{ MPa}$$

siendo:

$$v_b = 0,68 \text{ MPa} \quad ; \quad A_g = (750 \times 750) \text{ mm}^2 = 562500 \text{ mm}^2 \quad ; \quad f'_c = 25 \text{ MPa}$$

por lo tanto el valor de v_c resulta:

$$v_c = 4 \times 0,68 \text{ MPa} \sqrt{\frac{-1828,9 \text{ KN}}{562500 \times 25} \times 1000 - 0,10}$$

$$v_c = 0 \text{ MPa}$$

El valor de la tensión nominal de corte v_n , siendo $V_u \text{ máx} = 859,8 \text{ KN}$ el esfuerzo de corte de diseño para ese estado de carga (Planilla 1C, página 157), se obtiene:

$$v_n = \frac{V_u \text{ máx}}{\phi b_c 0,8 h_c}$$

donde:

$$\phi = 1 \quad ; \quad b_c = 750 \text{ mm} \quad ; \quad h_c = 750 \text{ mm}$$

por lo que v_n resulta:

$$v_n = \frac{859,8 \text{ KN}}{1 \times 750 \text{ mm} \times 0,8 \times 750 \text{ mm}} \times 10^3$$

$$v_n = 1,91 \text{MPa}$$

La armadura transversal resultante de corte se obtiene mediante:

$$A_v = \frac{(v_n - v_c) b_c s_h}{f_{yt}}$$

donde:

$$f_{yt} = f_y = 420 \text{MPa}$$

Para una separación de estribos $s_h = 100 \text{mm}$, resulta:

$$A_v = \frac{(1,91 - 0) \text{MPa} \times 750 \text{mm} \times 100 \text{mm}}{420 \text{MPa}}$$

$$A_v = 341 \text{mm}^2$$

La integración de la armadura transversal (estribos) se adopta:

$$\text{Estribos : } 4 \text{ ramas } d_b 10 + 1 \text{ rama } d_b 8 (A_v \text{ real} = 366 \text{mm}^2)$$

Se establecen separaciones máximas de estribos para asegurar que los planos potenciales de falla por tracción diagonal estén cruzados por suficientes conjuntos de estribos.

(2.3.11.2.1., R.II.) La separación máxima de estribos debe cumplir con:

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} < 0,12 \Rightarrow s_h \begin{cases} (a) 0,50 b_c \text{ ó } 600 \text{mm} \\ (b) (v_n - v_c) > 0,07 f'_c : 0,25 b_c \text{ ó } 300 \text{mm} \end{cases}$$

$$(a) s_h = 0,50 \times 750 \text{mm} = 375 \text{mm}$$

$$(b) (1,91 - 0) \text{MPa} > 0,07 \times 25 \text{MPa} = 1,75 \text{MPa} \Rightarrow s_h = 0,25 \times 750 \text{mm} = 188 \text{mm}$$

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} = -0,13 < 0,12 \Rightarrow s_h \begin{cases} (a) 375 \text{mm} \\ (b) 188 \text{mm} \end{cases}$$

Por lo tanto, la máxima separación permitida por el Reglamento es $s_h \leq 188 \text{mm}$.

Por otro lado, se verifica que:

$$v_n < 0,16 f'_c \quad \text{ó} \quad 0,85\sqrt{f'_c}$$

$$v_n = 1,91\text{MPa} < 0,16 \times 25\text{MPa} = 4,0\text{MPa}$$

$$v_n = 1,91\text{MPa} < 0,85 \times \sqrt{25} = 4,25\text{MPa}$$

Las limitaciones de la tensión nominal de corte son las mismas que para vigas. Por otro lado, los requerimientos de confinamiento pueden ser mayores que los de corte.

(2.3.7., R.II.) La separación máxima permitida por confinamiento en zonas críticas debe ser:

$$s_h < 6d_b \quad \text{ó} \quad s_h < \frac{1}{4}(h_c \text{ ó } b_c)$$

Teniendo en cuenta que el diámetro de la armaduras longitudinales de la columna es $d_b = 25\text{mm} \Rightarrow s_h < 6 \times 25\text{mm} = 150\text{mm}$.

Por otro lado, siendo $h_c = b_c = 750\text{mm} \Rightarrow s_h < \frac{1}{4} \times 750\text{mm} = 188\text{mm}$

La separación adoptada $s_h = 100\text{mm}$ verifica todas las condiciones.

(2.3.11.1.(b)., R.II.) **1.5.5.a.3. Diseño armadura transversal de corte en zona normal**
Columna C₃(sección capitel)

La contribución del hormigón a la resistencia al corte en zonas normales, viene dada por las expresiones (2.3-25) y (2.3-26). Esta contribución aumenta cuando existe compresión axial y disminuye en presencia de tracción axial. El segundo término de la expresión (2.3-26) es siempre negativo.

(2.3.11.1.(b)(i)., R.II.) Columnas con compresión axial:

$$v_c = \left[1 + \frac{3P_u \text{ máx}}{A_g f'_c} \right] v_b \quad (2.3 - 25)$$

(2.3.11.1.(b)(ii), R.II.) Columnas con tracción axial; P_u con signo negativo:

$$v_c = \left[1 + \frac{12P_u \text{ mín}}{A_g f'_c} \right] v_b \quad (2.3 - 26)$$

Para la columna C_3 , estado de carga $0,9D - E_V + E_H$ (estado más desfavorable), correspondiente a la dirección X, el valor de v_c coexistente con $P_u \text{ mín} = -1828,9\text{KN}$, resulta de la expresión (2.3-26):

$$v_c = \left[1 + \frac{12P_u \text{ mín}}{A_g f'_c} \right] v_b \quad ; \quad \frac{P_u \text{ mín}}{A_g f'_c} = -0,13 < 0,10$$

siendo:

$$v_b = 0,68\text{MPa} \quad ; \quad A_g = (750 \times 750)\text{mm}^2 = 562500\text{mm}^2 \quad ; \quad f'_c = 25\text{MPa}$$

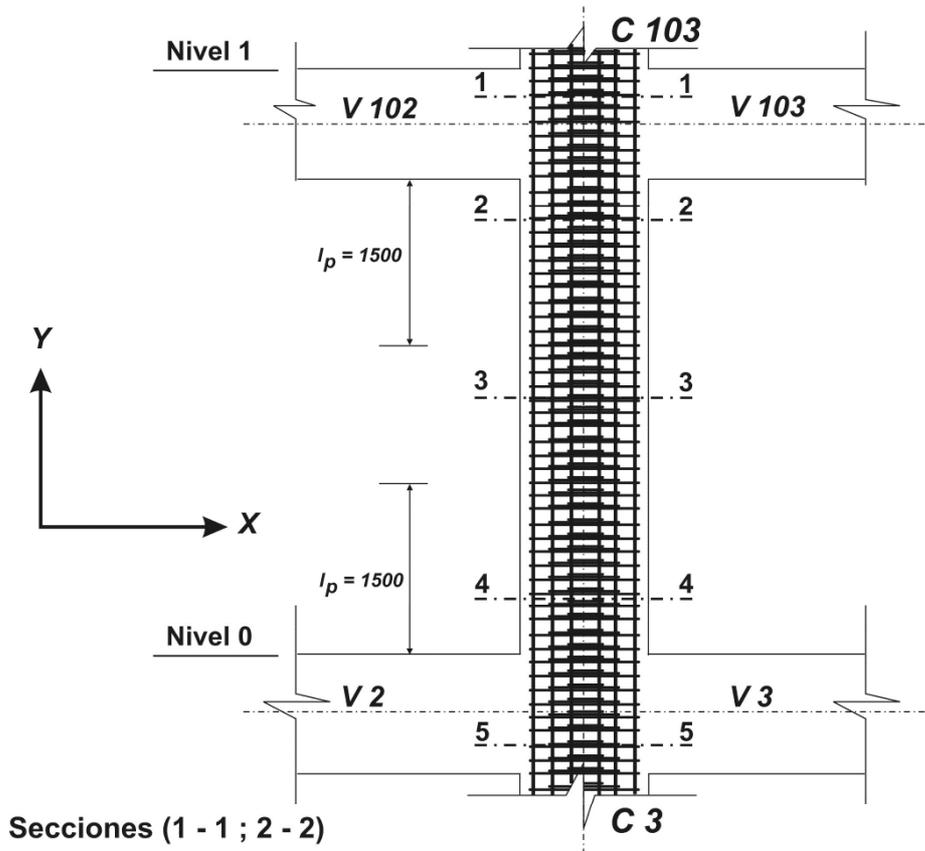
por lo tanto el valor de v_c resulta:

$$v_c = \left[1 + \frac{12 \times (-1828,9\text{kN})}{562500\text{mm}^2 \times 25\text{MPa}} \times 10^3 \right] \times 0,68\text{MPa}$$

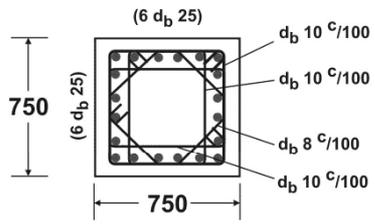
$$v_c = -0,38\text{MPa} \Rightarrow v_c = 0$$

Esto indica que no se puede efectuar ninguna reducción de la sección de armadura transversal (estribos) en la zona normal. Es decir, que la sección de armadura transversal correspondiente a la zona crítica debe extenderse en toda la altura de la columna C_3 .

El detalle de armado de la columna C_3 puede verse en la Fig.35 .



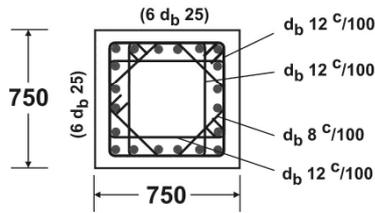
Secciones (1 - 1 ; 2 - 2)



° Armadura longitudinal (20 d_b 25)
 $A_{St} = 9820,0 \text{ mm}^2$
 $\rho_t = 0,0175$

° Armadura transversal (4 d_b 10 + 1 d_b 8) c/100 mm
 $A_v = 366,0 \text{ mm}^2$
 Aest. = 3660,0 mm² / m

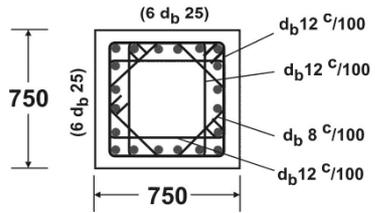
Sección 3 - 3



° Armadura longitudinal (20 d_b 25)
 $A_{St} = 9820,0 \text{ mm}^2$
 $\rho_t = 0,0175$

° Armadura transversal (4 d_b 12 + 1 d_b 8) c/100 mm
 $A_v = 502,0 \text{ mm}^2$
 Aest. = 5020,0 mm² / m

Secciones (4 - 4 ; 5 - 5)



° Armadura longitudinal (20 d_b 25)
 $A_{St} = 9820,0 \text{ mm}^2$
 $\rho_t = 0,0175$

° Armadura transversal (4 d_b 12 + 1 d_b 8) c/100 mm
 $A_v = 502,0 \text{ mm}^2$
 Aest. = 5020,0 mm² / m

Fig. 35: DETALLE DE ARMADO COLUMNA 3
(Nivel 1 – Pórticos X1 – Y4) [mm]

(2.3.11.1.(a)., R.II.)

1.5.5.a.4. Diseño armadura transversal de corte en zona crítica Columna C₄₀₃ (sección capitel)

Para el estado de carga $1,2D + 0,5L + E_V + E_H$ (estado más desfavorable), correspondiente a la dirección X, el valor de v_c coexistente con $P_u \text{ mín} = 12,1 \text{ KN}$, resulta de la expresión (2.3-24):

$$v_c = 4v_b \sqrt{\frac{P_u \text{ mín}}{A_g f'_c} - 0,10} \quad ; \quad \frac{P_u \text{ mín}}{A_g f'_c} = 0,001 < 0,10 \Rightarrow v_c = 0 \text{ MPa}$$

siendo:

$$v_b = 0,67 \text{ MPa} \quad ; \quad A_g = (700 \times 700) \text{ mm}^2 = 490000 \text{ mm}^2 \quad ; \quad f'_c = 25 \text{ MPa}$$

por lo tanto el valor de v_c resulta:

$$v_c = 4 \times 0,67 \text{ MPa} \sqrt{\frac{12,1 \text{ KN}}{490000 \times 25} \times 1000 - 0,10}$$

$$v_c = 0 \text{ MPa}$$

El valor de la tensión nominal de corte v_n , siendo $V_u \text{ máx} = 850,0 \text{ KN}$ (Planilla 2C, página 158), el esfuerzo de corte de diseño para ese estado de carga, se obtiene:

$$v_n = \frac{V_u \text{ máx}}{\phi b_c 0,8 h_c}$$

donde:

$$\phi = 1 \quad ; \quad b_c = 700 \text{ mm} \quad ; \quad h_c = 700 \text{ mm}$$

por lo que v_n resulta:

$$v_n = \frac{850,0 \text{ KN}}{1 \times 700 \text{ mm} \times 0,8 \times 700 \text{ mm}} \times 10^3$$

$$v_n = 2,17 \text{ MPa}$$

La armadura transversal resultante de corte se obtiene mediante:

$$A_v = \frac{(v_n - v_c) b_c s_h}{f_{yt}}$$

donde:

$$f_{yt} = f_y = 420 \text{ MPa}$$

Para una separación de estribos $s_h = 100 \text{ mm}$, resulta:

$$A_v = \frac{(2,17 - 0) \text{ MPa} \times 700 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}}$$

$$A_v = 361 \text{ mm}^2$$

La integración de la armadura transversal (estribos) se adopta:

$$\text{Estribos : 4 ramas } d_b 10 + 1 \text{ rama } d_b 8 (A_v \text{ real} = 366 \text{ mm}^2)$$

(2.3.11.2.1., R.II.) La separación máxima de estribos debe cumplir con:

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} < 0,12 \Rightarrow s_h \begin{cases} (a) 0,50 b_c \text{ ó } 600 \text{ mm} \\ (b) (v_n - v_c) > 0,07 f'_c : 0,25 b_c \text{ ó } 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$(a) s_h = 0,50 \times 700 \text{ mm} = 350 \text{ mm}$$

$$(b) (2,17 - 0) \text{ MPa} > 0,07 \times 25 \text{ MPa} = 1,75 \text{ MPa} \Rightarrow s_h = 0,25 \times 700 \text{ mm} = 175 \text{ mm}$$

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} = 0,001 < 0,12 \Rightarrow s_h \begin{cases} (a) 350 \text{ mm} \\ (b) 175 \text{ mm} \end{cases}$$

Por lo tanto, la máxima separación permitida por el Reglamento es $s_h \leq 175 \text{ mm}$.

(2.2.8.3.2., R.II.) Por otro lado, se verifica que:

$$v_n < 0,16 f'_c \text{ ó } 0,85 \sqrt{f'_c}$$

$$v_n = 2,17 \text{ MPa} < 0,16 \times 25 \text{ MPa} = 4,0 \text{ MPa}$$

$$v_n = 2,17 \text{ MPa} < 0,85 \times \sqrt{25} = 4,25 \text{ MPa}$$

No se considera lo establecido en el artículo 2.2.8.3.2, debido a que las barras verticales en la columna se encuentran distribuidas en todas las caras de la sección.

Las rótulas plásticas que puedan desarrollarse en columnas no se espera que estén sometidas a grandes demandas de ductilidad y, por lo tanto, a fluencia por tracción cíclica reversible. Más aún, al menos para una dirección de la acción sísmica, existirá una considerable compresión axial que cerraría las grandes grietas. También, es probable que la acción de pasador de un número considerable de las barras longitudinales de las columnas, sea más efectiva en las zonas extremas confinadas. Por esta razón los requerimientos de 2.2.8.3.2. no se aplicarán cualquiera sea el nivel de compresión axial cuando las barras verticales, que se consideran que actúan como pasadores, estén uniformemente distribuidas en todas las caras de la sección de la columna o estén dispuestas en forma circular.

De no ser así, y cuando el esfuerzo de compresión sea bajo (menor que $0,10f'_c$) la columna deberá ser tratada como una viga. Estas columnas normalmente corresponden a edificios bajos o al piso superior de edificios de varios pisos. En la mayoría de los casos es probable que la tensión total de corte en tales columnas no supere $0,25\sqrt{f'_c}$.

Las zonas de rótulas plásticas de columnas sometidas a momento y tracción axial, deberán ser tratadas como las zonas similares de vigas. De esta manera, deberá proveerse armadura de corte diagonal en las zonas críticas extremas de dichas columnas cuando la tensión total de corte sea mayor que $0,25\sqrt{f'_c}$.

Debe notarse que para esta situación se intenta permitir que se forme una rótula plástica y, por lo tanto, debe esperarse una fluencia considerable de la armadura de la columna. Con una gran tracción axial, la profundidad del eje neutro puede ser tan pequeña que el hormigón estará en contacto en la sección crítica. La recomendación implica que hasta una tensión de corte de $0,25\sqrt{f'_c}$ puede absorberse sólo por acción de pasador.

(2.3.9.1.(b)(ii), R.II.) La separación máxima permitida por confinamiento en zonas críticas debe ser:

$$s_h < 6d_b \quad \text{ó} \quad s_h < \frac{1}{4}(h_c \text{ ó } b_c)$$

Teniendo en cuenta que el diámetro de la armaduras longitudinales de la columna es $d_b = 25\text{mm} \Rightarrow s_h < 6 \times 25\text{mm} = 150\text{mm}$.

Por otro lado, siendo $h_c = b_c = 700\text{mm} \Rightarrow s_h < \frac{1}{4} \times 700\text{mm} = 175\text{mm}$

La separación adoptada $s_h = 100\text{mm}$ verifica todas las condiciones.

(2.3.11.1.(b), R.II.) **1.5.5.a.5. Diseño armadura transversal en zona normal**

Columna C₄₀₃ (sección capitel)

La contribución del hormigón a la resistencia al corte en zonas normales, viene dada por las expresiones (2.3-25) y (2.3-26). Esta contribución aumenta cuando existe compresión axial y disminuye en presencia de tracción axial. El segundo término de la expresión (2.3-26) es siempre negativo.

(2.3.11.1.(b).(i), R.II.) Columnas con compresión axial:

$$v_c = \left[1 + \frac{3P_{u \text{ máx}}}{A_g f'_c} \right] v_b \quad (2.3 - 25)$$

Para la columna C₄₀₃, estado de carga $1,2D + 0,5L + E_v + E_H$ (estado más desfavorable), correspondiente a la dirección X, el valor de v_c coexistente con $P_{u \text{ mín}} = 12,1\text{KN}$, resulta de la expresión (2.3-25):

$$v_c = \left[1 + \frac{3P_{u \text{ mín}}}{A_g f'_c} \right] v_b \quad ; \quad \frac{P_{u \text{ mín}}}{A_g f'_c} = 0,001 < 0,10$$

siendo:

$$v_b = 0,67\text{MPa} \quad ; \quad A_g = (700 \times 700)\text{mm}^2 = 490000\text{mm}^2 \quad ; \quad f'_c = 25\text{MPa}$$

por lo tanto el valor de v_c resulta:

$$v_c = \left[1 + \frac{3 \times 12,1 \text{ kN}}{490000 \text{ mm}^2 \times 25 \text{ MPa}} \times 10^3 \right] \times 0,67 \text{ MPa}$$

$$v_c = 0,67 \text{ MPa}$$

El valor de la tensión nominal de corte v_n , siendo $V_u \text{ máx} = 850,0 \text{ KN}$ el esfuerzo de corte de diseño para ese estado de carga, se obtiene:

$$v_n = \frac{V_u \text{ máx}}{\phi b_c 0,8 h_c}$$

donde:

$$\phi = 1 \quad ; \quad b_c = 700 \text{ mm} \quad ; \quad h_c = 700 \text{ mm}$$

por lo que v_n resulta:

$$v_n = \frac{850,0 \text{ KN}}{1 \times 700 \text{ mm} \times 0,8 \times 700 \text{ mm}} \times 10^3$$

$$v_n = 2,17 \text{ MPa}$$

La armadura transversal resultante de corte se obtiene mediante:

$$A_v = \frac{(v_n - v_c) b_c s_h}{f_{yt}}$$

donde:

$$f_{yt} = f_y = 420 \text{ MPa}$$

Para una separación de estribos $s_h = 140 \text{ mm}$, resulta:

$$A_v = \frac{(2,17 - 0,67) \text{ MPa} \times 700 \text{ mm} \times 140 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}}$$

$$A_v = 350 \text{ mm}^2$$

La integración de la armadura transversal (estribos) en la zona normal de la columna C_{403} resulta ser igual que la correspondiente a la zona crítica, sólo que con una separación $s_h = 140\text{ mm}$, es decir:

$$\text{Estribos : 4 ramas } d_b \text{ 10 + 1 rama } d_b \text{ 8 (} A_{V \text{ real}} = 366\text{ mm}^2 \text{)}$$

(2.3.11.2.1., R.II.) La separación máxima de estribos debe cumplir con:

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} < 0,12 \Rightarrow s_h \begin{cases} \text{(a) } 0,50 b_c \text{ ó } 600\text{ mm} \\ \text{(b) } (v_n - v_c) > 0,07 f'_c : 0,25 b_c \text{ ó } 300\text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{(a) } s_h = 0,50 \times 700\text{ mm} = 350\text{ mm}$$

$$\text{(b) } (2,17 - 0,67) \text{ MPa} = \underline{1,50\text{ MPa}} < 0,07 \times 25\text{ MPa} = 1,75\text{ MPa}$$

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} = 0,001 < 0,12 \Rightarrow s_h \{ \text{(a) } 350\text{ mm}$$

Por lo tanto, la máxima separación permitida por el Reglamento es $s_h \leq 350\text{ mm}$.

(2.3.9.2.(i), R.II.) La separación máxima permitida por confinamiento en zonas normales debe ser:

$$s_h < 10d_b \text{ ó } s_h < \frac{1}{3}(h_c \text{ ó } b_c)$$

Teniendo en cuenta que el diámetro de la armaduras longitudinales de la columna es $d_b = 25\text{ mm} \Rightarrow s_h < 10 \times 25\text{ mm} = 250\text{ mm}$.

Por otro lado, siendo $h_c = b_c = 700\text{ mm} \Rightarrow s_h < \frac{1}{3} \times 700\text{ mm} = 233\text{ mm}$

Es decir, que la separación adoptada $s_h = 140\text{ mm}$ en la zona normal verifica estas condiciones.

El detalle de armado de la columna C_{403} puede verse en la Fig.36.

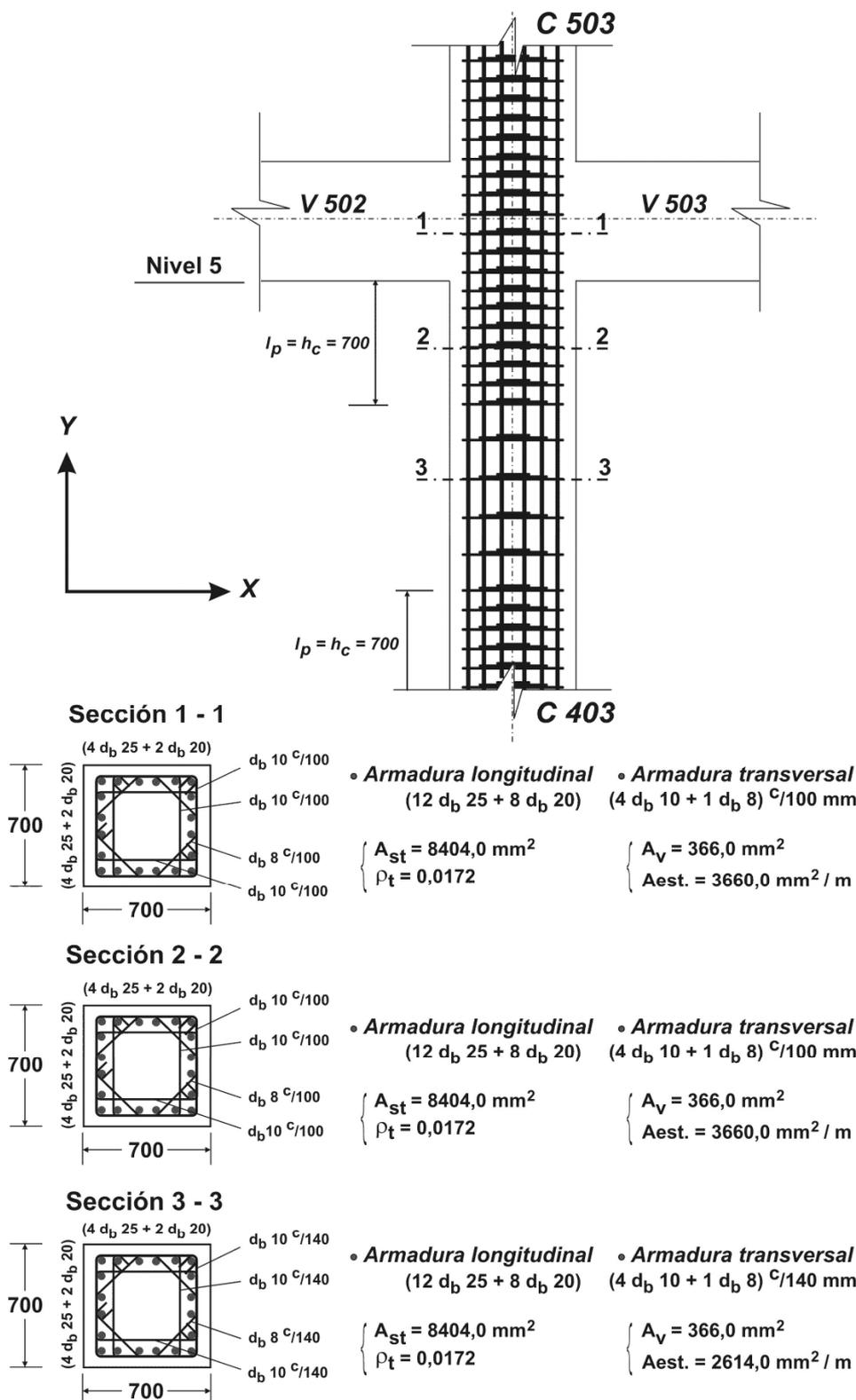


Fig. 36: DETALLE DE ARMADO COLUMNA 3
(Nivel 5 – Pórticos X1 – Y4) [mm]

(2.3.11.1.(a), R.II.) **1.5.5.a.6. Diseño armadura transversal de corte en zona crítica**
Columna C₉₀₃ (sección capitel)

Para el estado de carga $1,2D + 0,5L + E_V + E_H$ (estado más desfavorable), correspondiente a la dirección X, el valor de v_c coexistente con $P_u \text{ mín} = 15,6 \text{ KN}$, resulta de la expresión (2.3-24):

$$v_c = 4v_b \sqrt{\frac{P_u \text{ mín}}{A_g f'_c} - 0,10} \quad ; \quad \frac{P_u \text{ mín}}{A_g f'_c} = 0,002 < 0,10 \Rightarrow v_c = 0 \text{ MPa}$$

siendo:

$$v_b = 0,74 \text{ MPa} \quad ; \quad A_g = (550 \times 550) \text{ mm}^2 = 302500 \text{ mm}^2 \quad ; \quad f'_c = 25 \text{ MPa}$$

por lo tanto el valor de v_c resulta:

$$v_c = 4 \times 0,74 \text{ MPa} \sqrt{\frac{15,6 \text{ KN}}{302500 \times 25} \times 1000 - 0,10}$$

$$v_c = 0 \text{ MPa}$$

El valor de la tensión nominal de corte v_n , siendo $V_u \text{ máx} = 554,4 \text{ KN}$ (*Planilla 3C*, página 159), el esfuerzo de corte de diseño para ese estado de carga, se obtiene:

$$v_n = \frac{V_u \text{ máx}}{\phi b_c 0,8 h_c}$$

donde:

$$\phi = 1 \quad ; \quad b_c = 550 \text{ mm} \quad ; \quad h_c = 550 \text{ mm}$$

por lo que v_n resulta:

$$v_n = \frac{554,4 \text{ KN}}{1 \times 550 \text{ mm} \times 0,8 \times 550 \text{ mm}} \times 10^3$$

$$v_n = 2,29 \text{ MPa}$$

La armadura transversal resultante de corte se obtiene mediante:

$$A_v = \frac{(v_n - v_c) b_c s_h}{f_{yt}}$$

donde:

$$f_{yt} = f_y = 420 \text{ MPa}$$

Para una separación de estribos $s_h = 100 \text{ mm}$, resulta:

$$A_v = \frac{(2,29 - 0) \text{ MPa} \times 550 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}}$$

$$A_v = 300 \text{ mm}^2$$

La integración de la armadura transversal (estribos) se adopta:

$$\text{Estribos : 4 ramas } d_b 10 + 1 \text{ rama } d_b 8 (A_v \text{ real} = 366 \text{ mm}^2)$$

(2.3.11.2.1., R.II.) La separación máxima de estribos debe cumplir con:

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} < 0,12 \Rightarrow s_h \begin{cases} (a) 0,50 b_c \text{ ó } 600 \text{ mm} \\ (b) (v_n - v_c) > 0,07 f'_c : 0,25 b_c \text{ ó } 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$(a) s_h = 0,50 \times 550 \text{ mm} = 275 \text{ mm}$$

$$(b) (2,29 - 0) \text{ MPa} > 0,07 \times 25 \text{ MPa} = 1,75 \text{ MPa} \Rightarrow s_h = 0,25 \times 550 \text{ mm} = 138 \text{ mm}$$

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} = 0,002 < 0,12 \Rightarrow s_h \begin{cases} (a) 275 \text{ mm} \\ (b) 138 \text{ mm} \end{cases}$$

Por lo tanto, la máxima separación permitida por el Reglamento es $s_h \leq 138 \text{ mm}$.

(2.2.8.3.2., R.II.) Por otro lado, se verifica que:

$$v_n < 0,16 f'_c \text{ ó } 0,85 \sqrt{f'_c}$$

$$v_n = 2,29 \text{ MPa} < 0,16 \times 25 \text{ MPa} = 4,0 \text{ MPa}$$

$$v_n = 2,29 \text{ MPa} < 0,85 \times \sqrt{25} = 4,25 \text{ MPa}$$

No se considera lo establecido en el artículo 2.2.8.3.2, debido a que las barras verticales en la columna se encuentran distribuidas en todas las caras de la sección.

(2.3.9.1.(b).(ii)., R.II.) La separación máxima permitida por confinamiento en zonas críticas debe ser:

$$s_h < 6d_b \quad \text{ó} \quad s_h < \frac{1}{4}(h_c \text{ ó } b_c)$$

Teniendo en cuenta que el diámetro de la armaduras longitudinales de la columna es $d_b = 20 \text{ mm} \Rightarrow s_h < 6 \times 20 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$.

Por otro lado, siendo $h_c = b_c = 550 \text{ mm} \Rightarrow s_h < \frac{1}{4} \times 550 \text{ mm} = 138 \text{ mm}$

La separación adoptada $s_h = 100 \text{ mm}$ verifica todas las condiciones.

(2.3.11.1.(b)., R.II.) **1.5.5.a.7. Diseño armadura transversal de corte en zona normal**
Columna C₉₀₃ (sección capitel)

La contribución del hormigón a la resistencia al corte en zonas normales, viene dada por las expresiones (2.3-25) y (2.3-26). Esta contribución aumenta cuando existe compresión axial y disminuye en presencia de tracción axial. El segundo término de la expresión (2.3-26) es siempre negativo.

(2.3.11.1.(b).(i)., R.II.) Columnas con compresión axial:

$$v_c = \left[1 + \frac{3P_{U \text{ máx}}}{A_g f'_c} \right] v_b \quad (2.3 - 25)$$

Para la columna C₉₀₃, estado de carga $1,2D + 0,5L + E_v + E_H$ (estado más desfavorable), correspondiente a la dirección X, el valor de v_c coexistente con $P_{U \text{ mín}} = 15,6 \text{ KN}$, resulta de la expresión (2.3-25):

$$v_c = \left[1 + \frac{3P_u \text{ mín}}{A_g f'_c} \right] v_b \quad ; \quad \frac{P_u \text{ mín}}{A_g f'_c} = 0,002 < 0,10$$

siendo:

$$v_b = 0,74 \text{ MPa} \quad ; \quad A_g = (550 \times 550) \text{ mm}^2 = 302500 \text{ mm}^2 \quad ; \quad f'_c = 25 \text{ MPa}$$

por lo tanto el valor de v_c resulta:

$$v_c = \left[1 + \frac{3 \times 15,6 \text{ kN}}{302500 \text{ mm}^2 \times 25 \text{ MPa}} \times 10^3 \right] \times 0,74 \text{ MPa}$$

$$v_c = 0,74 \text{ MPa}$$

El valor de la tensión nominal de corte v_n , siendo $V_u \text{ máx} = 554,4 \text{ KN}$ el esfuerzo de corte de diseño para ese estado de carga, se obtiene:

$$v_n = \frac{V_u \text{ máx}}{\phi b_c 0,8 h_c}$$

donde:

$$\phi = 1 \quad ; \quad b_c = 550 \text{ mm} \quad ; \quad h_c = 550 \text{ mm}$$

por lo que v_n resulta:

$$v_n = \frac{554,4 \text{ KN}}{1 \times 550 \text{ mm} \times 0,8 \times 550 \text{ mm}} \times 10^3$$

$$v_n = 2,29 \text{ MPa}$$

La armadura transversal resultante de corte se obtiene mediante:

$$A_v = \frac{(v_n - v_c) b_c s_h}{f_{yt}}$$

donde:

$$f_{yt} = f_y = 420 \text{ MPa}$$

Para una separación de estribos $s_h = 170 \text{ mm}$, resulta:

$$A_v = \frac{(2,29 - 0,74) \text{ MPa} \times 550 \text{ mm} \times 170 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}}$$

$$A_v = 345 \text{ mm}^2$$

La integración de la armadura transversal (estribos) en la zona normal de la columna C₉₀₃ resulta ser igual que la correspondiente a la zona crítica, sólo que con una separación $s_h = 170 \text{ mm}$, es decir:

$$\text{Estribos : 4 ramas } d_b \text{ 10 + 1 rama } d_b \text{ 8 (} A_v \text{ real} = 366 \text{ mm}^2 \text{)}$$

(2.3.11.2.1., R.II.) La separación máxima de estribos debe cumplir con:

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} < 0,12 \Rightarrow s_h \begin{cases} \text{(a) } 0,50 b_c \text{ ó } 600 \text{ mm} \\ \text{(b) } (v_n - v_c) > 0,07 f'_c : 0,25 b_c \text{ ó } 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{(a) } s_h = 0,50 \times 550 \text{ mm} = 275 \text{ mm}$$

$$\text{(b) } (2,29 - 0,74) \text{ MPa} = 1,55 \text{ MPa} < 0,07 \times 25 \text{ MPa} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} = 0,002 < 0,12 \Rightarrow s_h \text{ (a) } 275 \text{ mm}$$

Por lo tanto, la máxima separación permitida por el Reglamento es $s_h \leq 275 \text{ mm}$.

(2.3.9.2.(i), R.II.) La separación máxima permitida por confinamiento en zonas normales debe ser:

$$s_h < 10 d_b \text{ ó } s_h < \frac{1}{3} (h_c \text{ ó } b_c)$$

Teniendo en cuenta que el diámetro de la armaduras longitudinales de la columna es $d_b = 20 \text{ mm} \Rightarrow s_h < 10 \times 20 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$.

Por otro lado, siendo $h_c = b_c = 550 \text{ mm} \Rightarrow s_h < \frac{1}{3} \times 550 \text{ mm} = 183 \text{ mm}$

Es decir, que la separación adoptada $s_h = 170 \text{ mm}$ en la zona normal verifica estas condiciones.

El detalle de armado de la columna C₉₀₃ puede verse en la Fig.37.

Las *Planillas 1V; 2V y 3V*, tituladas *Armadura Transversal de Columnas*, resumen para las secciones de capitel de cada columna, los valores de P_u y V_u de diseño para cada estado de carga y para las dos direcciones principales de análisis. En ellas figuran, además, las dimensiones de la sección de las columnas, b_c y h_c , la resistencia especificada a la compresión del hormigón y la tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal y transversal, f'_c , f_y y f_{yt} , la cuantía ρ_w correspondiente a la armadura longitudinal, las tensiones de corte v_b y v_c , la sección necesaria de armadura transversal por corte A_v , mostrándose sombreada la sección necesaria más desfavorable.

(2.3.11., R.II.)

**1.5.5.a.8. Diseño armadura transversal de corte en zona de rótula plástica
Columna C₃ (sección base)**

(2.3.10.1.(b).(i)., R.II.)

Para las columnas del primer piso, aunque el análisis convencional indique que los momentos en el capitel son menores que en la base, como resultado del aumento de longitud de las vigas sometidas a grandes demandas de ductilidad en el nivel 2 y por encima del mismo, debe preverse la formación de una rótula plástica también en el capitel. Consecuentemente, el esfuerzo de corte de diseño viene dado por la expresión (2.3-21).

En el cómputo de la capacidad flexional de secciones de columnas, deberá tenerse en cuenta no sólo la sobrerresistencia del acero, sino también la provista por el hormigón confinado de acuerdo con la expresión (2.3-23).

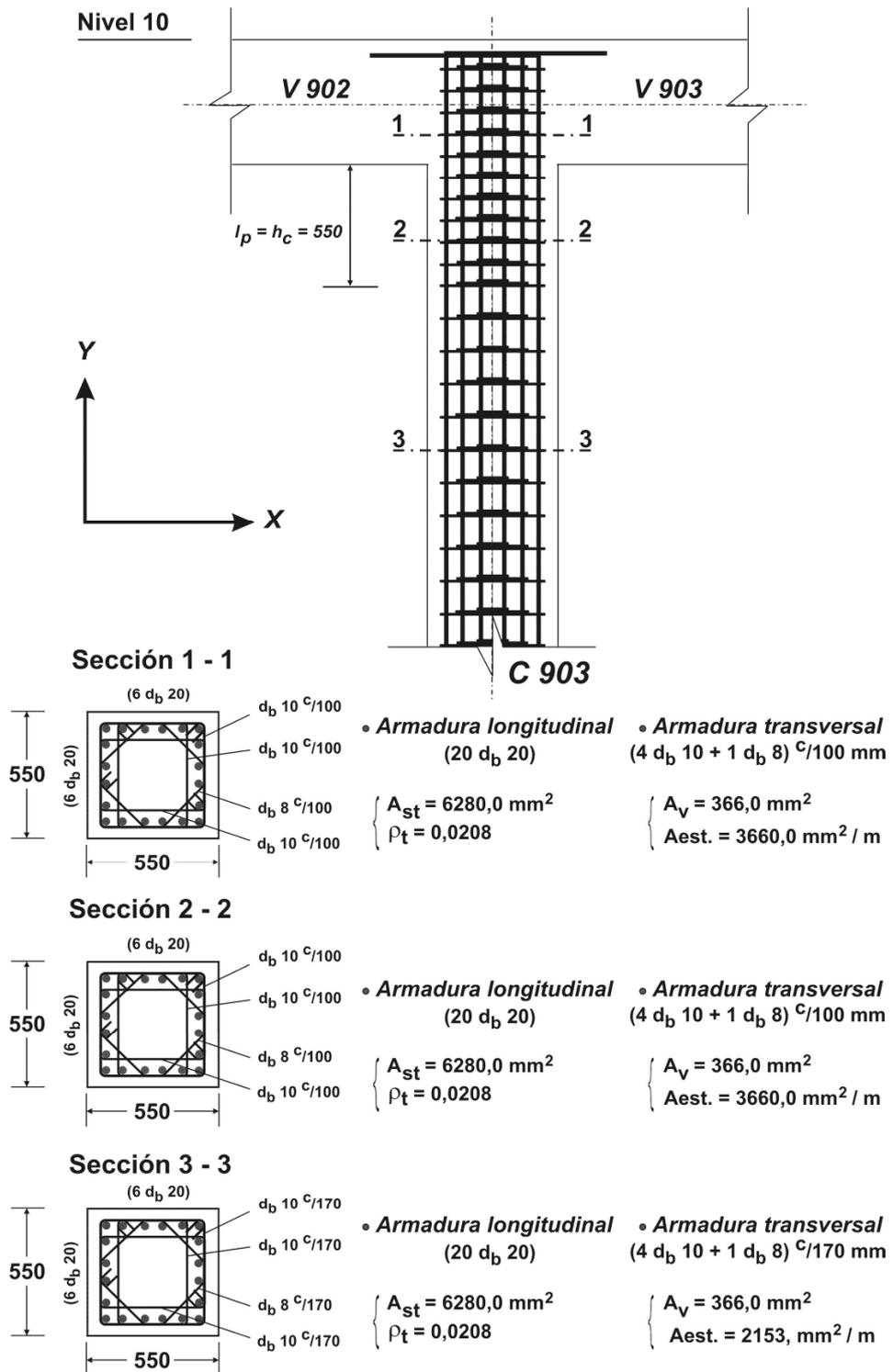


Fig. 37: DETALLE DE ARMADO COLUMNA 3
(Nivel 10 – Pórticos X1 – Y4) [mm]

(2.3.9., R.II.)

(2.3.11., R.II.)

ARMADURA TRANSVERSAL DE COLUMNAS

Planilla 1.V - Columna "C3" (sección capitel)

Item	DIRECCION "Y"				DIRECCION "X"			
	Sismo izquierda		Sismo derecha		Sismo izquierda		Sismo derecha	
	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev + Eh	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev + Eh	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev + Eh	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev + Eh
P_u [kN]	-583,5	-1828,9	5063,9	3818,4	-583,5	-1828,9	5063,9	3818,4
b_c [mm]	750							
h_c [mm]	750							
A_g [mm ²]	562500							
f'_c [MPa]	25							
$f_y = f_{yt}$ [MPa]	420							
$P_u / (f'_c A_g)$	-0,041	-0,130	0,360	0,272	-0,041	-0,130	0,360	0,272
ϕ	1,0							
$P_u / (\phi A_g)$ [MPa]	-1,04	-3,25	9,00	6,79	-1,04	-3,25	9,00	6,79
A_{st} [mm ²]	9820,0							
ρ_w	0,0065							
v_b [MPa]	0,68							
v_c [MPa]	0,34	-0,38	1,41	1,23	0,34	-0,38	1,41	1,23
V_u [kN]	460,28	466,25	579,83	573,85	859,82	859,82	840,82	845,57
v_n [MPa]	1,02	1,04	1,29	1,28	1,91	1,91	1,87	1,88
$v_n + v_c$ [MPa]	0,68	1,42	-0,12	0,05	1,57	2,29	0,46	0,65
s_h [mm]	100							
A_v [mm ²]	122	253	-22	8	280	409	82	116
Integración armadura	Estribos: 4 ramas d_b 10 + 1 rama d_b 8 ($A_{v \text{ real}} = 366,0 \text{ mm}^2$)							

(2.3.9., R.II.)

(2.3.11., R.II.)

ARMADURA TRANSVERSAL DE COLUMNAS

Planilla 2.V - Columna "C403" (sección capitel)

Item	DIRECCION "y"				DIRECCION "x"			
	Sismo izquierda		Sismo derecha		Sismo izquierda		Sismo derecha	
	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev + Eh	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev + Eh	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev + Eh	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev + Eh
P_u [kN]	12,1	-670,3	2425,8	1743,3	12,1	-670,3	2425,8	1743,3
b_c [mm]	700							
h_c [mm]	700							
A_g [mm ²]	490000							
f_c [MPa]	25							
$f_y = f_{yt}$ [MPa]	420							
$P_u / (f_c A_g)$	0,001	-0,055	0,198	0,142	0,001	-0,055	0,198	0,142
ϕ	1,0							
$P_u / (\phi A_g)$ [MPa]	0,02	-1,37	4,95	3,56	0,02	-1,37	4,95	3,56
A_{st} [mm ²]	8404,0							
ρ_w	0,0064							
v_b [MPa]	0,67							
v_c [MPa]	0,00	0,23	1,07	0,55	0,00	0,00	0,84	0,55
V_u [kN]	369,60	376,80	511,20	504,00	850,02	845,81	824,77	828,98
v_n [MPa]	0,94	0,96	1,30	1,29	2,17	2,16	2,10	2,11
$v_n - v_c$ [MPa]	0,94	0,73	0,23	0,73	2,17	2,16	1,26	1,56
s_h [mm]	100							
A_v [mm ²]	157	122	39	122	361	360	210	260
Integración armadura	Estribos: 4 ramas d_b 10 + 1 rama d_b 8 ($A_{v \text{ real}} = 366,0 \text{ mm}^2$)							

(2.3.9., R.II.)
(2.3.11., R.II.)

ARMADURA TRANSVERSAL DE COLUMNAS

Planilla 3.V - Columna "C903" (sección capitel)

Item	DIRECCION "y"				DIRECCION "x"			
	Sismo izquierda		Sismo derecha		Sismo izquierda		Sismo derecha	
	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev + Eh	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev + Eh	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev + Eh	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh	0,9 D - Ev + Eh
P_u [kN]	15,6	-77,7	285,3	192,1	15,6	-77,7	285,3	192,1
b_c [mm]	550							
h_c [mm]	550							
A_g [mm ²]	302500							
f'_c [MPa]	25							
$f_y = f_{yt}$ [MPa]	420							
$P_u / (f'_c A_g)$	0,002	-0,010	0,038	0,025	0,002	-0,010	0,038	0,025
ϕ	1,0							
$P_u / (\phi A_g)$ [MPa]	0,05	-0,26	0,94	0,64	0,05	-0,26	0,94	0,64
A_{st} [mm ²]	6280,0							
ρ_w	0,0078							
v_b [MPa]	0,74							
v_c [MPa]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V_u [kN]	229,75	238,08	407,51	398,78	554,37	550,73	521,65	525,29
v_n [MPa]	0,95	0,98	1,68	1,65	2,29	2,28	2,16	2,17
$v_n - v_c$ [MPa]	0,95	0,98	1,68	1,65	2,29	2,28	2,16	2,17
s_h [mm]	100							
A_v [mm ²]	124	129	221	216	300	298	282	284
Integración armadura	Estribos: 4 ramas d_b 10 + 1 rama d_b 8 ($A_{v \text{ real}} = 366,0 \text{ mm}^2$)							

Para el cálculo del esfuerzo de corte $V_{u\text{máx}}$ de diseño es necesario considerar la sobrerresistencia flexional localizada en las rótulas plásticas ubicadas en la parte inferior y superior de la columna:

$$V_{u\text{máx}} = \left(M_{\text{col}(\text{base})}^{\text{O}} + M_{\text{col}(\text{capitel})}^{\text{O}} \right) / L_n \quad (2.3-21)$$

donde los momentos de sobrerresistencia M_{c}^{O} se calculan:

$$M_{\text{c}}^{\text{O}} = \left\{ \lambda_o + 2 \left(\frac{P_u}{f'_c A_g} - 0,10 \right)^2 \right\} M_n^{\text{C}} \quad (2.3-23)$$

donde $\lambda_o = 1,4$ es el factor de sobrerresistencia del acero y M_n^{C} es el momento nominal de la sección de la columna, el cual se determina, utilizando los ábacos de los diagramas de interacción, empleando la carga axial de compresión máxima $P_{u\text{máx}}$ y la cuantía de la armadura longitudinal de la columna, esto es:

$$P_{u\text{máx}}^{(\text{C}_3)} = 5047,4\text{kN} \quad (1,2D + 0,5L + E_V - E_H)$$

Con los valores de $P_{u\text{máx}}^{(\text{C}_3)} = 5047,4\text{kN}$ y $\rho_t = 0,0175$ (cuantía geométrica total) se entra al ábaco del diagrama de interacción correspondiente (referencia bibliográfica 11), obteniéndose $M_{n(\text{base})}^{\text{C}} \cong 2056,6\text{kNm}$ para el estado de carga considerado.

Por lo tanto la capacidad de sobrerresistencia en la base de la columna C_3 , resulta:

$$M_{\text{c}(\text{base})}^{\text{O}} = \left\{ 1,4 + 2 \left(\frac{5047,4\text{kN}}{25\text{MPa} \times 562500\text{mm}^2} \times 1000 - 0,10 \right)^2 \right\} \times 2056,6\text{kNm}$$

$$M_{\text{c}(\text{base})}^{\text{O}} = 3155\text{kNm}$$

El esfuerzo de corte $V_{u\text{máx}}$ inducido por el efecto sísmico, asumiendo que la capacidad de sobrerresistencia de la sección de capitel de la

columna C_3 del primer piso es aproximadamente igual que la correspondiente a la base, resulta:

$$V_{u \text{ máx}} = (3155 \text{ kNm} + 3155 \text{ kNm}) / 3,70 \text{ m}$$

$$V_{u \text{ máx}} = 1705,4 \text{ kN}$$

donde $L_n = 3,70 \text{ m}$ es la altura libre de la columna C_3 .

Los valores de los momentos de sobrerresistencia (provenientes de la expresión 2.3-23) contemporáneos con los esfuerzos axiales de tracción (sismo izquierda) resultan significativamente menores que los obtenidos del análisis precedente.

(2.3.10.2., R.II.) Teniendo en cuenta que la sobrerresistencia de un pórtico es al menos igual al 50% por encima del nivel mínimo especificado, se requiere que la capacidad nominal al corte mínima de una columna sea un poco mayor, por lo que debe verificarse:

$$V_{u \text{ máx}} \geq 1,70 V_E^C$$

Los valores del esfuerzo de corte sísmico V_E^C para la columna C_3 en las direcciones X e Y se obtienen de las Figs.10; 11 y 12, esto es:

$$V_{E(X)}^{C_3} = 296,9 \text{ kN} \quad ; \quad V_{E(Y)}^{C_3} = 186,8 \text{ kN}$$

Por lo tanto

$$V_{u \text{ máx}} = 1705,4 \text{ kN} \geq 1,70 \times 296,9 \text{ kN} = 504,7 \text{ kN}$$

$$V_{u \text{ máx}} = 1705,4 \text{ kN} \geq 1,70 \times 186,8 \text{ kN} = 317,6 \text{ kN}$$

El valor de la tensión nominal de corte v_n , siendo $V_{u \text{ máx}} = 1705,4 \text{ kN}$ el esfuerzo de corte de diseño para ese estado de carga, se obtiene:

$$v_n = \frac{V_{u \text{ máx}}}{\phi b_c 0,8 h_c}$$

donde:

$$\phi = 1 \quad ; \quad b_c = 750\text{mm} \quad ; \quad h_c = 750\text{mm}$$

por lo que v_n resulta:

$$v_n = \frac{1705,4\text{KN}}{1 \times 750\text{mm} \times 0,8 \times 750\text{mm}} \times 10^3$$

$$v_n = 3,79\text{MPa}$$

(2.3.11.1.(a)., R.II.) En las zonas críticas de columnas se debe tener en cuenta la contribución del hormigón al corte sólo si el esfuerzo axial de diseño genera una tensión de compresión mayor que $0,10f'_c$. Para el estado de carga $1,2D + 0,5L + E_v - E_H$ (estado más desfavorable), el valor de v_c coexistente con $P_u = 5047,4\text{KN}$, resulta de la expresión (2.3-24):

$$v_c = 4v_b \sqrt{\frac{P_u}{A_g f'_c} - 0,10} \quad ; \quad \frac{P_u}{A_g f'_c} = 0,36 > 0,10$$

siendo:

$$v_b = 0,68\text{MPa} \quad ; \quad A_g = (750 \times 750)\text{mm}^2 = 562500\text{mm}^2 \quad ; \quad f'_c = 25\text{MPa}$$

por lo tanto el valor de v_c resulta:

$$v_c = 4 \times 0,68\text{MPa} \sqrt{\frac{5047,4\text{KN}}{562500 \times 25} \times 1000 - 0,10}$$

$$v_c = 1,38\text{MPa}$$

La armadura transversal resultante de corte se obtiene mediante:

$$A_v = \frac{(v_n - v_c) b_c s_h}{f_{yt}}$$

donde:

$$f_{yt} = f_y = 420\text{MPa}$$

Para una separación de estribos $s_h = 100\text{mm}$, resulta:

$$A_v = \frac{(3,79 - 1,38) \text{ MPa} \times 750\text{mm} \times 100\text{mm}}{420\text{MPa}}$$

$$A_v = 430\text{mm}^2$$

La integración de la armadura transversal (estribos) se adopta:

$$\text{Estribos : 4 ramas } d_b 12 + 1 \text{ rama } d_b 8 (A_v \text{ real} = 502\text{mm}^2)$$

(2.3.11.2.1., R.II.) La separación máxima de estribos debe cumplir con:

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} > 0,12 \Rightarrow s_h \{ 0,75 h_c \text{ ó } 600\text{mm}$$

$$s_h = 0,75 \times 750\text{mm} = 562,5\text{mm} < 600\text{mm}$$

Por lo tanto, la máxima separación permitida por el Reglamento es $s_h \leq 562,5\text{mm}$.

Por otro lado, se verifica que:

$$v_n < 0,16 f'_c \text{ ó } 0,85 \sqrt{f'_c}$$

$$v_n = 3,79\text{MPa} < 0,16 \times 25\text{MPa} = 4,0\text{MPa}$$

$$v_n = 3,79\text{MPa} < 0,85 \times \sqrt{25} = 4,25\text{MPa}$$

(2.3.9.1.(b).(ii)., R.II.) La separación máxima permitida por confinamiento en zonas críticas debe ser:

$$s_h < 6d_b \text{ ó } s_h < \frac{1}{4} (h_c \text{ ó } b_c)$$

Teniendo en cuenta que el diámetro de la armaduras longitudinales de la columna es $d_b = 25\text{mm} \Rightarrow s_h < 6 \times 25\text{mm} = 150\text{mm}$.

Por otro lado, siendo $h_c = b_c = 750\text{mm} \Rightarrow s_h < \frac{1}{4} \times 750\text{mm} = 188\text{mm}$

La separación adoptada $s_h = 100\text{mm}$ verifica todas las condiciones.

(2.3.9.2., R.II.) **1.5.5.a.9. Diseño armadura transversal de corte en zona normal**
Columna C₃ (sección base)

(2.3.11.1., R.II.) La contribución del hormigón a la resistencia al corte en zonas normales, viene dada por las expresiones (2.3-25) y (2.3-26). Esta contribución aumenta cuando existe compresión axial y disminuye en presencia de tracción axial. El segundo término de la expresión (2.3-25) es siempre negativo.

(2.3.11.1.(b).(i.), R.II.) Columnas con compresión axial:

$$v_c = \left[1 + \frac{3P_u}{A_g f'_c} \right] v_b \quad (2.3 - 25)$$

Para la columna C₃, estado de carga 1,2D + 0,5L + E_v - E_H (estado más desfavorable), el valor de v_c coexistente con P_u = 5047,4 kN, resulta de la expresión (2.3-25):

$$v_c = \left[1 + \frac{3P_u}{A_g f'_c} \right] v_b \quad ; \quad \frac{P_u}{A_g f'_c} = \underline{0,36} > 0,10$$

siendo:

$$v_b = 0,68 \text{ MPa} \quad ; \quad A_g = (750 \times 750) \text{ mm}^2 = 562500 \text{ mm}^2 \quad ; \quad f'_c = 25 \text{ MPa}$$

por lo tanto el valor de v_c resulta:

$$v_c = \left[1 + \frac{3 \times 5047,4 \text{ kN}}{562500 \text{ mm}^2 \times 25 \text{ MPa}} \times 10^3 \right] \times 0,68 \text{ MPa}$$

$$v_c = 1,41 \text{ MPa}$$

El valor de la tensión nominal de corte v_n, siendo V_{u máx} = 1705,4 kN el esfuerzo de corte de diseño para ese estado de carga, se obtiene:

$$v_n = \frac{V_{u \text{ máx}}}{\phi b_c 0,8 h_c}$$

donde:

$$\phi = 1 \quad ; \quad b_c = 750 \text{ mm} \quad ; \quad h_c = 750 \text{ mm}$$

por lo que v_n resulta:

$$v_n = \frac{1705,4 \text{ KN}}{1 \times 750 \text{ mm} \times 0,8 \times 750 \text{ mm}} \times 10^3$$

$$v_n = 3,79 \text{ MPa}$$

La armadura transversal resultante de corte se obtiene mediante:

$$A_v = \frac{(v_n - v_c) b_c s_h}{f_{yt}}$$

donde:

$$f_{yt} = f_y = 420 \text{ MPa}$$

Para una separación de estribos $s_h = 110 \text{ mm}$, resulta:

$$A_v = \frac{(3,79 - 1,41) \text{ MPa} \times 750 \text{ mm} \times 110 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}}$$

$$A_v = 468 \text{ mm}^2$$

La integración de la armadura transversal (estribos) en la zona normal de la columna C_3 se adopta igual que la correspondiente a la zona crítica $s_h = 100 \text{ mm}$, es decir:

$$\text{Estribos : 4 ramas } d_b 12 + 1 \text{ rama } d_b 8 (A_{v \text{ real}} = 502 \text{ mm}^2)$$

(2.3.11.2.1., R.II.) La separación máxima de estribos debe cumplir con:

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} > 0,12 \Rightarrow s_h \{ 0,75 h_c \text{ ó } 600 \text{ mm}$$

$$s_h = 0,75 \times 750 \text{ mm} = 562,5 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$$

Por lo tanto, la máxima separación permitida por el Reglamento es $s_h \leq 562,5 \text{ mm}$.

(2.3.9.2.(i), R.II.) La separación máxima permitida por confinamiento en zonas normales debe ser:

$$s_h < 10 d_b \text{ ó } s_h < \frac{1}{3} (h_c \text{ ó } b_c)$$

Teniendo en cuenta que el diámetro de la armaduras longitudinales de la columna es $d_b = 25\text{mm} \Rightarrow s_h < 10 \times 25\text{mm} = 250\text{mm}$.

Por otro lado, siendo $h_c = b_c = 750\text{mm} \Rightarrow s_h < \frac{1}{3} \times 750\text{mm} = 250\text{mm}$

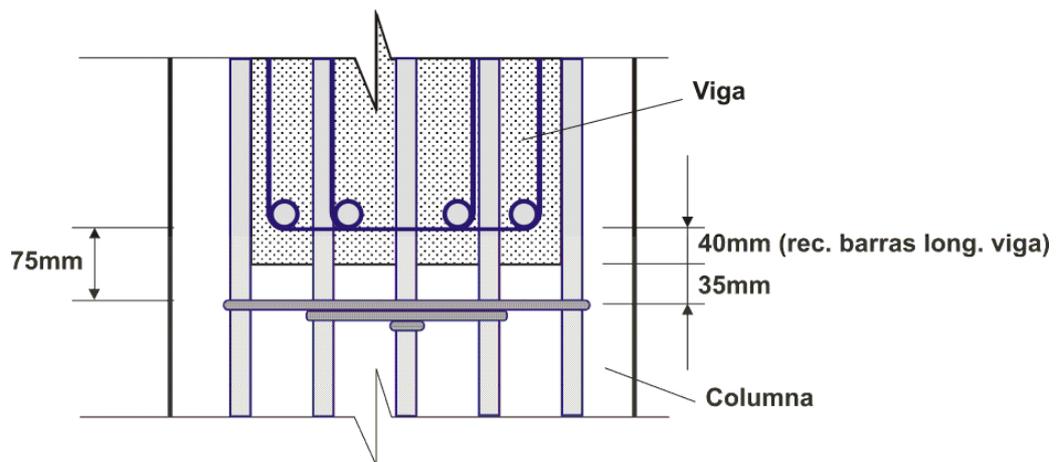
Es decir, que la separación adoptada $s_h = 100\text{mm}$ en la zona normal verifica estas condiciones.

Es importante destacar, que la armadura transversal de la columna C_3 será la misma que la correspondiente a la sección de base hasta donde comienza la zona crítica de la sección de capitel. Esto es:

Estribos : [4 ramas d_b 12 + 1 rama d_b 8]c/100mm ($A_{v \text{ real}} = 5020\text{mm}^2/\text{m}$)

La *Planilla 4.V*, titulada *Armadura Transversal de Columnas*, resume para la sección de base de la columna C_3 , los valores de P_u y V_u de diseño para cada estado de carga y para las dos direcciones principales de análisis. En ella figuran, además, las dimensiones de la sección de las columnas, b_c y h_c , la resistencia especificada a la compresión del hormigón y la tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal y transversal, f'_c , f_y y f_{yt} , la cuantía ρ_w correspondiente a la armadura longitudinal, las tensiones de corte v_b y v_c , las capacidades de sobrerresistencia flexional M^o , los momentos nominales M_n , la sección necesaria de armadura transversal por corte A_v , mostrándose sombreada la sección necesaria más desfavorable.

El diseñador debe asegurar que la disposición de la armadura transversal sea la más adecuada para prevenir el pandeo en la cercanía del nudo, de las barras longitudinales de las columnas por encima y por debajo del mismo. Es por ello, que la ubicación del primer estribo de la columna superior, debe estar separado una longitud no mayor de 75mm por encima de la losa; mientras que el último estribo de la columna inferior debe ubicarse a una distancia de no más de 75mm de la armadura longitudinal de flexión de la viga, como se indica en el esquema siguiente:



Es importante que el diseñador asegure mediante la cantidad y disposición de la armadura transversal (estribos) que no se producirá el pandeo de las barras longitudinales de columnas ubicadas entre los estribos del nudo viga-columna y los de la columna.

En las columnas donde apoyan vigas en ambas direcciones, el pandeo de las barras longitudinales en esas zonas es prácticamente imposible que se produzca.

En las columnas donde apoyan vigas de ancho menor que el de aquellas, y donde no existen vigas en la dirección transversal, es necesario que las barras longitudinales de columnas ubicadas en las caras externas fuera del nudo viga-columna, tengan suficiente armadura transversal para evitar el pandeo.

Con el propósito de simplificar el diseño de la armadura transversal (estribos) en columnas, se incluye la Tabla A que resume los criterios principales.

(2.3.9., R.II.)

ARMADURA TRANSVERSAL DE COLUMNAS

(2.3.11., R.II.)

Planilla 4.V - Columna "C3" (sección base)

Item	DIRECCION "Y"		DIRECCION "X"	
	Sismo derecha		Sismo derecha	
	1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H	0,9 D - Ev - E _H	1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H	0,9 D - Ev - E _H
P _u [kN]	5047,4	3801,9	5047,4	3801,9
b _c [mm]	750			
h _c [mm]	750			
A _g [mm ²]	562500			
f' _c [MPa]	25			
f _y = f _{yt} [MPa]	420			
P _u / (A _g f' _c)	0,359	0,270	0,359	0,270
φ	1,0			
P _u / (φ A _g) [MPa]	8,97	6,76	8,97	6,76
A _{st} (capitel) [mm ²]	9820,0			
A _{st} (base) [mm ²]	9820,0			
ρ _w	0,0065			
v _b [MPa]	0,68			
v _c [MPa]	1,38	1,12	1,38	1,12
M _n (capitel) [kNm]	2056,6	1951,2	2056,6	1951,2
M _n (base) [kNm]	2056,6	1951,2	2056,6	1951,2
M ^o _{col} (capitel)	3155,1	2844,9	3155,1	2844,9
M ^o _{col} (base)	3155,1	2844,9	3155,1	2844,9
V _u [kN]	1705,4	1537,8	1705,4	1537,8
1,7 V _E [kN]	Vu [kN] > 1,7*186,8 = 317,6 kN		Vu [kN] > 1,7*296,9 = 504,7 kN	
v _n [MPa]	3,79	3,42	3,79	3,42
v _n - v _c [MPa]	2,41	2,30	2,41	2,30
s _h [mm]	90			
A _v [mm ²]	388	369	388	369
Integración armadura	Estribos: 4 ramas d_b 12 + 1 rama d_b 10 (A_v real = 531,0 mm²)			

Tabla A: Resumen de los criterios principales para el diseño de la armadura transversal (estribos) en columnas.

Zona de diseño de la columna	Confinamiento		Pandeo	Corte
	A_{sh}	$s_{h, \text{máx}}$	A_{te}	v_c
<p>Zona Crítica (I) "zona de formación potencial de rótulas plásticas"</p>	<p>Se calcula A_{sh} con la expresión (2.3-18) R.II.</p> <p>Artículo: [2.3.9.1.(b)(i)] R.II.</p> <p>P_u: Carga axial máxima de diseño</p>	s_h <ul style="list-style-type: none"> < 6 db < $\frac{1}{4} d_c$ ó $\frac{1}{4} h_c$ <p>Emplear el valor de s_h que resulte menor:</p> <p>Artículo: [2.3.9.1.(b)(ii)] R.II.</p>	<p>Se calcula A_{te} con la expresión (2.2-10) R.II.</p> <p>Artículo: [2.2.7.(a)(b)]; [2.3.9.1.(b)(iii)] R.II.</p>	<p>$\text{Si } \frac{P_u}{\phi A_g} < 0,1f'_c \Rightarrow v_c = 0$</p> <p>$\text{Si } \frac{P_u}{\phi A_g} > 0,1f'_c \Rightarrow v_c : (*)$</p> <p>(*) se calcula con la expresión (2.3-24) R.II.</p> <p>Artículo: [2.3.11.1.(a)] R.II.</p>
<p>Zona Crítica (II) "zona protegida de la formación potencial de rótulas plásticas"</p>	<p>Se calcula A_{sh} con el 70% del valor que se obtiene de la expresión (2.3-18) R.II.</p> <p>Artículo: [2.3.9.1.(c)] R.II.</p> <p>P_u: Carga axial máxima de diseño</p>	s_h <ul style="list-style-type: none"> < 6 db < $\frac{1}{4} d_c$ ó $\frac{1}{4} h_c$ <p>Emplear el valor de s_h que resulte menor:</p> <p>Artículo: [2.3.9.1.(b)(ii)] R.II.</p>	<p>Se calcula A_{te} con la expresión (2.2-10) R.II.</p> <p>Artículo: [2.2.7.(a)(b)]; [2.3.9.1.(d)] R.II.</p>	<p>$\text{Si } \frac{P_u}{\phi A_g} < 0,1f'_c \Rightarrow v_c = 0$</p> <p>$\text{Si } \frac{P_u}{\phi A_g} > 0,1f'_c \Rightarrow v_c : (*)$</p> <p>(*) se calcula con la expresión (2.3-24) R.II.</p> <p>Artículo: [2.3.11.1.(a)] R.II.</p>
<p>Zona Normal "entre las zonas críticas"</p>	<p>Se calcula A_{sh} como el 70% de la correspondiente a la zona crítica</p> <p>Zona Crítica (I): Se calcula con el 70% del valor de A_{sh} que se obtiene de la expresión (2.3-18) R.II.</p> <p>Zona Crítica (II): Se calcula con el 50% del valor de A_{sh} que se obtiene de la expresión (2.3-18) R.II.</p> <p>Artículo: [2.3.9.2.(ii)] R.II.</p> <p>P_u: Carga axial máxima de diseño</p>	s_h <ul style="list-style-type: none"> < 10 db < $\frac{1}{3} d_c$ ó $\frac{1}{3} h_c$ <p>Emplear el valor de s_h que resulte menor:</p> <p>Artículo: [2.3.9.2.(i)] R.II.</p>	<p>Se calcula A_{te} con el 70% del valor que se obtiene de la expresión (2.2-10) R.II.</p> <p>Artículo: [2.2.7.(a)(b)]; [2.3.9.2.(ii)] R.II.</p>	<p>Se calcula v_c mediante las ecuaciones (2.3-25) o (2.3-26) R.II., según corresponda</p> <p>Artículo: [2.3.11.1.(b)(i)(ii)] R.II.</p>

Nota: La sección de armadura transversal (estribos) a colocar en la columna, será la mayor que resulte por confinamiento A_{sh} , por pandeo A_{te} o por corte v_c . Es importante destacar que los estribos dispuestos para confinamiento y pandeo contribuyen a la resistencia al corte (2.3.9.3.)R.II.

(2.3.13., R.II.) **1.5.6. Empalmes**

No se permiten los empalmes de las barras longitudinales de columnas en zonas de formación potencial de rótulas plásticas. En las zonas críticas de columnas protegidas contra la formación de rótulas plásticas si es permitido.

(2.3.13.1., R.II.) Es conveniente que las barras longitudinales de las columnas del primer piso donde se espera se formen rótulas plásticas en el capitel y base de las mismas, no se empalmen en toda la altura de la columna. En caso que sea necesario empalmar las barras longitudinales, los empalmes deberán realizarse dentro del cuarto medio de la altura de la columna.

Por encima del primer piso, en general, en los extremos (capitel y base) de las columnas no se espera que se formen rótulas plásticas, pues estas zonas están protegidas para tal fin. En estos casos, los empalmes pueden realizarse en las zonas denominadas críticas.

En la Fig.38 , se indica esquemáticamente las zonas reglamentarias de ejecución de los empalmes correspondientes a columnas del primer piso y por encima de este.

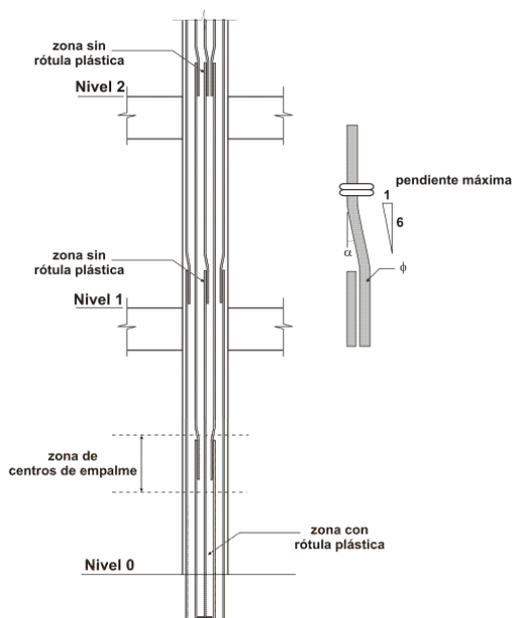


Fig. 38: ZONAS DE EMPALMES DE ARMADURAS LONGITUDINALES EN COLUMNAS

(2.3.12.5., R.II.)

El Proyecto del nuevo Reglamento establece que cuando se desarrollen rótulas plásticas en las columnas, las barras longitudinales que pasen por un nudo deberán extenderse rectas a través de los mismos. En los casos en que no se desarrollen rótulas plásticas en las columnas, la pendiente de las barras inclinadas con el eje de la columna no deberá exceder de 1:6. En estos casos deberán disponerse estribos horizontales en el dobléz que soporten 1,5 veces el empuje horizontal desarrollado por las barras de la columna a la tensión de fluencia; los estribos a incluir deberán agregarse a los necesarios para resistir el esfuerzo de corte.

Se intenta con esta prescripción prevenir la posibilidad del pandeo lateral de barras en el dobléz de salientes cuando las barras están en compresión, o la pérdida del recubrimiento de hormigón cuando las barras están en tracción.

El empuje horizontal desarrollado por las barras de las columna a la tensión de fluencia, viene dado por:

$$E_h(\text{Empuje horizontal}) = 1,5 A_s f_y \text{ sen } \alpha$$

donde:

$$A_s = 491 \text{ mm}^2 (d_b 25)$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\alpha \cong 9,5^\circ \text{ ángulo de inclinación de la barra } (p = 1 : 6)$$

$$E_h = 1,5 \times 420 \text{ MPa} \times 10^{-3} \times 491 \text{ mm}^2 \times \text{sen } 9,5^\circ$$

$$E_h = 51,1 \text{ kN}$$

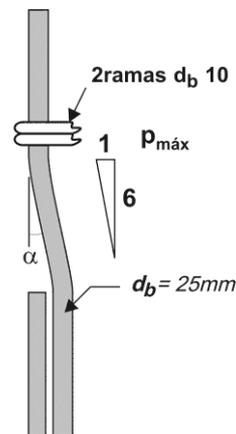
Si se adopta un estribo de $d_b = 10 \text{ mm}$, resulta:

$$N^\circ \text{ ramas} = \frac{E_h}{A_{\text{est}} f_y}$$

$$N^{\circ} \text{ ramas} = \frac{51,1 \text{ kN} \times 10^3}{78 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa}}$$

$$N^{\circ} \text{ ramas} = 1,56 \Rightarrow 2 \text{ ramas}$$

Por lo tanto, cuando se empalmen las barras longitudinales de columnas de diámetro $d_b = 25 \text{ mm}$, es necesario colocar dos ramas de estribos $d_b = 10 \text{ mm}$ en el comienzo del doblé (inclinación) de la barra, como se indica en el siguiente esquema:



Cuando las barras longitudinales de columnas a empalmar sean de diámetro $d_b = 20 \text{ mm}$ el número de ramas de estribos a colocar en el doblé de la barra resulta igual a 1.

(2.4., R.II.) **1.6. DISEÑO DE NUDOS VIGA-COLUMNA**

(2.4.1., R.II.) **1.6.1. Ancho efectivo del nudo**

Teniendo en cuenta que los anchos b_w de las vigas de los niveles 1; 5 y 10, son menores que los correspondientes anchos b_c o h_c de la línea de columna 3, los anchos efectivos de los nudos de estos niveles resultan:

$$b_j = b_c \quad \text{ó} \quad b_j = b_w + 0,50h_c$$

Nudo nivel 1

$$b_w = 400\text{mm}$$

$$b_c = 750\text{mm}$$

$$h_c = 750\text{mm}$$

(a) $b_j^{(\text{nivel } 1)} = b_c$

$$b_j^{(\text{nivel } 1)} = 750\text{mm}$$

(b) $b_j^{(\text{nivel } 1)} = 400\text{mm} + 0,50 \times 750\text{mm}$

$$b_j^{(\text{nivel } 1)} = 775\text{mm}$$

Por lo tanto, el ancho efectivo del nudo resulta ser $b_j^{(\text{nivel } 1)} = 750\text{mm}$.

Nudo nivel 5

$$b_w = 350\text{mm}$$

$$b_c = 700\text{mm}$$

$$h_c = 700\text{mm}$$

$$(a) \ b_j^{(nivel\ 5)} = b_c$$

$$b_j^{(nivel\ 5)} = 700\text{mm}$$

$$(b) \ b_j^{(nivel\ 5)} = 350\text{mm} + 0,50 \times 700\text{mm}$$

$$b_j^{(nivel\ 5)} = 700\text{mm}$$

Por lo tanto, el ancho efectivo del nudo resulta ser $b_j^{(nivel\ 5)} = 700\text{mm}$.

Nudo nivel 10

$$b_w = 300\text{mm}$$

$$b_c = 550\text{mm}$$

$$h_c = 550\text{mm}$$

$$(a) \ b_j^{(nivel\ 10)} = b_c$$

$$b_j^{(nivel\ 10)} = 550\text{mm}$$

$$(b) \ b_j^{(nivel\ 10)} = 300\text{mm} + 0,50 \times 550\text{mm}$$

$$b_j^{(nivel\ 10)} = 575\text{mm}$$

Por lo que el ancho efectivo del nudo resulta ser $b_j^{(nivel\ 10)} = 550\text{mm}$.

(2.4.2., R.II.) 1.6.2. Limitación de la tensión nominal horizontal de corte

Se especifica un límite superior de la tensión horizontal nominal de corte a través de un área efectiva, para salvaguardar al hormigón del núcleo de tensiones excesivas de compresión diagonal.

La tensión nominal horizontal de corte está dada por:

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j h_c}$$

La tensión v_{jh} cuando se emplea hormigones con $f'_c \leq 30\text{MPa}$, que es el caso que nos ocupa ($f'_c = 25\text{MPa}$), debe cumplir la siguiente condición: $v_{jh} < 0,16 f'_c$.

El esfuerzo de corte horizontal V_{jh} en el nudo, se calcula considerando la capacidad flexional de la sección extrema de la viga que concurre al nudo, excepto en los casos en que se permite que se rotule la sección extrema de la columna, que no es nuestro caso. Se debe tomar $\phi = 1$.

Para el caso de nudos externos con rótulas plásticas en las secciones extremas de vigas, V_{jh} se calcula como:

$$V_{jh} = \lambda_o f_y A_s - V_u$$

La verificación de la tensión nominal horizontal de corte v_{jh} de los nudos vigas-columnas de los niveles 1; 5 y 10 de los pórticos Y4 y X1 se resume en las Planillas N1 y N2.

(2.4.3., R.II.) **1.6.3. Anclaje**

El diámetro de las barras longitudinales de vigas pasante a través de nudo interiores deberá ser como máximo igual a $h_c/25$.

Teniendo en cuenta que los diámetros máximos de las armaduras longitudinales flexionales empleados en las vigas de los pórticos Y4 y X1 en los diferentes niveles resultaron:

Nivel 1 : $d_{b\text{máx}} = 20\text{mm}$

$$h_c = 750\text{mm} \Rightarrow \frac{h_c}{25} = 30\text{mm}$$

Nivel 5 : $d_{b\text{máx}} = 20\text{mm}$

$$h_c = 700\text{mm} \Rightarrow \frac{h_c}{25} = 28\text{mm}$$

Nivel 10 : $d_{b\text{máx}} = 16\text{mm}$

$$h_c = 550\text{mm} \Rightarrow \frac{h_c}{25} = 22\text{mm}$$

Se observa que en todos los niveles se verifica la restricción impuesta por el Reglamento.

La limitación del diámetro máximo de las barras longitudinales de vigas intenta prevenir una pérdida excesiva de adherencia de las barras dentro del nudo.

(2.4.4., R.II.) **1.6.4. Armadura transversal**

La resistencia al corte de un nudo viga–columna ante cargas horizontales monótonicamente crecientes está provista por dos mecanismos: un mecanismo de biela y un mecanismo de celosía. El primer mecanismo está compuesto por una biela de hormigón que atraviesa diagonalmente el nudo. Esta biela es capaz de equilibrar las compresiones transmitidas por el hormigón de vigas y columnas y una parte del esfuerzo de corte transmitido por las barras longitudinales dentro del ancho de la biela. El mecanismo de celosía trasmite los esfuerzos de las barras longitudinales de vigas y columnas mediante un campo en compresión diagonal provisto por armaduras horizontales y verticales que equilibran las compresiones generadas en las bielas comprendidas entre grietas.

Existe una importante controversia en relación con la función de la armadura horizontal en un nudo.

(2.4.2., R.II.)

NUDOS VIGA - COLUMNA
(Niveles 1; 5 y 10 - Pórtico Y4)

Planilla N1: Verificación de la tensión nominal horizontal de corte

VIGA	Dimensiones [mm]			Ancho efectivo nudo b_j [mm]	Integración de armaduras longitudinales de vigas						Factor de sobrerresistencia ϕ_o		Tensión nominal horizontal de corte en el nudo					
	ancho alma b_w	ancho col. b_c	altura col. h_c		arriba		abajo		A'_s [mm ²]	A_s [mm ²]	Sismo izquierda	Sismo derecha	V_E [kN]	$V_{u,col}$ [kN]	f_y [MPa]	λ_o	V_{jh} [kN]	V_{jh} [MPa]
					n°	d_b	n°	d_b										
148	400	750	750	4	20	4	20	1457	1457	1,56	1,94	186,8	579,8			276,9	0,48	
548	350	700	700	5	16	5	16	1005	1005	1,57	2,13	150,0	511,2	420,0	1,4	79,7	0,16	
1048	300	550	550	2	16	2	16	515	515	6,00	10,27	24,8	407,5			104,7	0,33	

(2.4.2., R.II.)

NUDOS VIGA - COLUMNA
(Niveles 1; 5 y 10 - Pórtico X1)

Planilla N2: Verificación de la tensión nominal horizontal de corte

VIGA	Dimensiones [mm]			Ancho efectivo nudo b_j [mm]	Integración de armaduras longitudinales de vigas						Factor de sobrerresistencia ϕ_o		Tensión nominal horizontal de corte en el nudo					
	ancho alma b_w	ancho col. b_c	altura col. h_c		arriba		abajo		A'_s [mm ²]	A_s [mm ²]	Sismo izquierda	Sismo derecha	V_E [kN]	$V_{u,col}$ [kN]	f_y [MPa]	λ_o	V_{jh} [kN]	V_{jh} [MPa]
					n°	d_b	n°	d_b										
102	400	750	750	775	5	20	5	20	1571	1571	1,81	1,78	296,90	859,8		987,7	1,70	
103	400	750	750	775	0	0	0	0	1571	1571								
502	350	700	700	700	5	20	5	20	1257	1257	2,02	1,97	263,00	850,0	420,0	1,4	850,0	1,73
503	350	700	700	700	0	0	0	0	1257	1257								
1002	300	550	550	575	2	16	2	16	515	515	6,10	5,78	56,80	554,4		554,4	1,75	
1003	300	550	550	575	1	12	1	12	515	515								

De acuerdo con la escuela neocelandesa, cuando el nudo se encuentra sometido a solicitaciones cíclicas reversibles con plastificaciones importantes en las barras de la armadura, la adherencia se ve comprometida y el mecanismo de biela se empieza a deteriorar ya que la biela se encuentra sometida a compresiones en su eje y tracciones normales a su eje. De esta manera, mientras la escuela neocelandesa le asigna un papel preponderante al mecanismo de celosía, la escuela norteamericana, en cambio, se lo da al mecanismo de biela. De acuerdo con lo anterior, para la escuela neocelandesa, la armadura horizontal en un nudo tiene como función resistir el corte horizontal; para la escuela norteamericana, en cambio, la armadura horizontal tiene como función confinar a la biela comprimida de forma de que pueda mantener su resistencia sin degradaciones importantes.

En la versión original de la Parte II del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 del año 1983, se especificaban 2 tipos de hormigones sismorresistentes, el denominado hormigón sismorresistente convencional y el hormigón sismorresistente dúctil. Para el diseño de nudos viga-columna, el primero seguía la escuela norteamericana, mientras que el segundo seguía los criterios de la escuela neocelandesa. Este enfoque, pretendía aunar ambas escuelas tratando de que los criterios no fueran excluyentes sino complementarios. Posteriormente, con la puesta en vigencia del Reglamento se comprobó que la aplicación de la teoría neocelandesa conducía frecuentemente a congestiones importantes de armadura, que dificultaban el colado del hormigón. A raíz de esto, se desarrolló un programa experimental en el Laboratorio de Estructuras del Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES), donde se comprobó que los nudos armados con los requerimientos de la escuela norteamericana, tenían también un buen comportamiento. Siendo su diseño más simple y su materialización en obra menos dificultosa. Con base en los resultados obtenidos, en la edición 1991 de la Parte II del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 se adoptaron los criterios de la escuela norteamericana.

En la versión 2005 de la Parte II, se mantiene el criterio norteamericano de confinamiento (ver esquema nudo viga-columna).

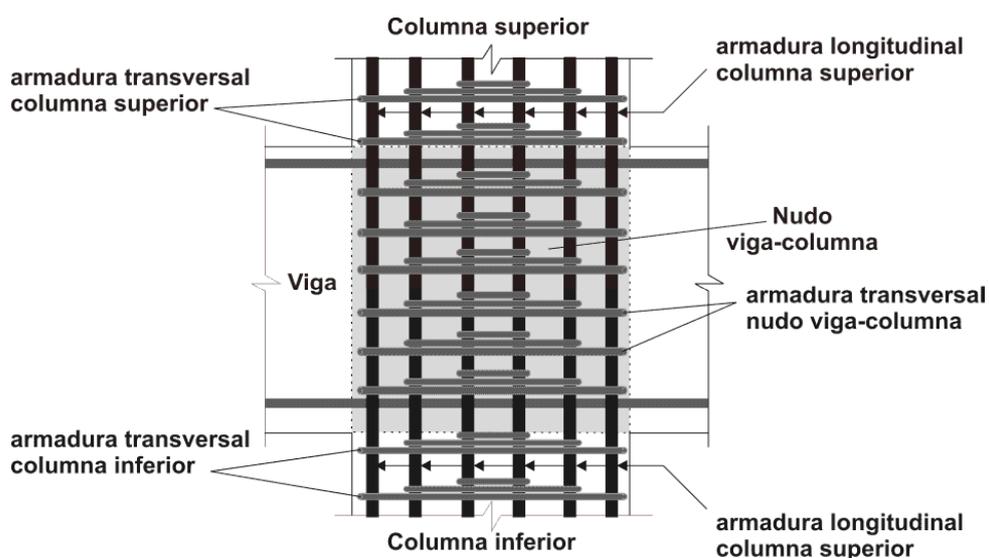
(2.4.5., R.II.) **1.6.5. Armadura vertical**

El Reglamento establece que la armadura vertical en el nudo debe ubicarse en los planos paralelos al de flexión de las vigas y disponerse dentro del ancho efectivo del nudo, entre las barras de esquina de la columna. Esta armadura debe ser como mínimo igual al 40% de la máxima sección de la armadura longitudinal de la columna que se encuentra ubicada en un plano perpendicular al de flexión de las vigas que concurren al nudo.

Esta condición se cumple sobradamente en los nudos de los niveles 1; 5 y 10 de los pórticos Y4 y X1, debido a que el ancho efectivo del nudo en todos los casos es igual al ancho de las columnas.

Las columnas en todos los casos están armadas con 6 barras longitudinales por cara (disposición uniforme) por lo que entre las barras de esquinas siempre existen cuatro barras longitudinales intermedias que arrojan un porcentaje igual al 66% mayor que el 40% que establece el Reglamento, es decir, que verifica (ver esquema nudo viga-columna).

La armadura vertical también contribuye al confinamiento del nudo y, al mismo tiempo, completa el mecanismo de celosía.



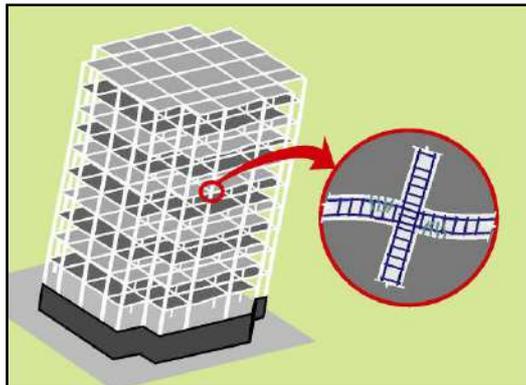
Esquema nudo viga-columna

BIBLIOGRAFÍA

1. INPRES. *Reglamento Argentino INPRES-CIRSOC 103 para Construcciones Sismorresistentes - Parte II - Construcciones de Hormigón Armado*. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2005.
2. INPRES. *Reglamento Argentino INPRES-CIRSOC 103 para Construcciones Sismorresistentes. Comentarios a la Parte II - Construcciones de Hormigón Armado*. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2005.
3. Paulay, T. & Priestley, M.J.N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, New York, 1992.
4. *Examples of concrete structural design to new zealand standard, NZS 3101*, Cement & Concrete Association of New Zealand, 1995.
5. Paulay, T. *Simplicity and confidence in seismic design. The Fourth Mallet-Milne Lecture Seced*, John Wiley & Sons, Chichester, 1993.
6. Park, R. & Paulay, T. *Reinforced concrete structures*, John Wiley & Sons, 1975.
7. INTI-CIRSOC. *CIRSOC 201-2005 - Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2005.
8. INTI-CIRSOC. *Comentarios al CIRSOC 201-2005 - Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2005.
9. INTI-CIRSOC. *CIRSOC 101-2005 - Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras*. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2005.
10. INPRES. *Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes, Partes I y II*, Edición agosto 1991.
11. ACI. *Notes on ACI 318-99 - Building Code Requirements for Structural Concrete, with design applications*, Portland Cement Association, 1999.
12. Amado, J. A. ; Barros, E.A., "Análisis sísmico estático de edificios según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103", *Publicación Técnica N° 14*, INPRES, noviembre 1987.
13. Amado, J. A. ; Barros, E.A., "Diseño sismorresistente de estructuras aporricadas de hormigón armado según la edición 1991 del reglamento INPRES-CIRSOC 103", *Publicación Técnica N° 16*, INPRES, marzo 1993.

A N E X O 1

EJEMPLO DE DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO ESTRUCTURADO CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO



***SEGÚN EL REGLAMENTO ARGENTINO
PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES
INPRES-CIRSOC 103, PARTE II, edición 2005***

Índice – Anexo 1

	<i>Página</i>
Tabla A.1: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS MATERIALES	A1
Tabla A.2: FACTORES DE MAYORACION DE CARGAS	A1
Tabla A.3: FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	A2
Tabla A.4: LIMITACIONES DIMENSIONALES DE VIGAS	A2
Tabla A.5: DETERMINACIÓN DE RIGIDECES	A3
Tabla A.6: ARMADURA LONGITUDINAL	A3
Tabla A.7: LIMITACIONES DIMENSIONALES DE COLUMNAS	A4
Tabla A.8: DETERMINACIÓN DE RIGIDECES	A4
Tabla A.9: ARMADURA LONGITUDINAL	A4
Tabla A.10: ARMADURA TRANSVERSAL	A5
Tabla A.11: Anclaje de barras traccionadas con ganchos normales	A6
Tabla A.12: Anclaje de barras traccionadas con ganchos normales	A7

Tabla A.13: <i>Anclaje de barras traccionadas con ganchos normales</i>	A8
Tabla A.14: <i>Anclaje de barras traccionadas con ganchos normales</i>	A9
Tabla A.15: <i>Anclaje de barras conformadas sometidas a tracción Barras superiores</i>	A10
Tabla A.16: <i>Anclaje de barras conformadas sometidas a tracción Barras inferiores</i>	A10
Tabla A.17: <i>Anclaje de barras conformadas sometidas a tracción Barras superiores</i>	A11
Tabla A.18: <i>Anclaje de barras conformadas sometidas a tracción Barras inferiores</i>	A11
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES <i>(Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)</i> <i>(ESTADO DE CARGA: 1,2 D + 0,5 L + E_V + E_H ; sismo izquierda)</i>	A12
Planilla R 5.1: <i>REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS</i> <i>(Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)</i>	A13
Planilla C5.1: <i>CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$)</i> <i>A CARAS DE COLUMNAS</i> <i>(Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)</i>	A14
Planilla S5.1: <i>SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$)</i> <i>A EJES DE COLUMNAS</i> <i>(Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)</i>	A15
Planilla F5.1: <i>FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0</i> <i>(Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)</i>	A16

PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4) (ESTADO DE CARGA: 0,9 D - E _V + E _H ; sismo izquierda)	A17
Planilla R 5.2: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)	A18
Planilla C5.2: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)	A19
Planilla S5.2: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)	A20
Planilla F5.2: FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)	A21
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4) (ESTADO DE CARGA: 1,2 D + 0,5 L + E _V - E _H ; sismo derecha)	A22
Planilla R 5.3: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)	A23
Planilla C5.3: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)	A24
Planilla S5.3: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)	A25
Planilla F5.3: FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)	A26

PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4) (ESTADO DE CARGA: 0,9 D - E _V - E _H ; sismo derecha)	A27
Planilla R 5.4: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)	A28
Planilla C5.4: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)	A29
Planilla S5.4: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)	A30
Planilla F5.4: FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)	A31
Planilla Pc.5: Pandeo y Confinamiento ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)	A32
PLANILLAS RESUMEN (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4) Capacidad de sobrerresistencia flexional en rotulas plásticas de vigas Esfuerzos de corte provenientes de la capacidad de sobrerresistencia flexional de vigas Esfuerzos de corte provocados por las cargas gravitatorias	A33
Planilla Ce.5: Esfuerzos de corte y tensiones nominales " v_n " a ejes de columnas	A34
Planilla Cc.5: Esfuerzos de corte y tensiones nominales " v_n " a caras de columnas	A34
Planilla Ch.5: Esfuerzos de corte y tensiones nominales " v_n " a $2h_b$ de la cara de las columnas	A35

Planilla Ct.5:	A35
<i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales totales "v_n" a 2h_b de la cara de las columnas</i>	
Planilla Cx.5:	A36
<i>Verificación de armaduras en "X" en zonas de formación potencial de rótulas plásticas</i>	
Planilla Ec.5:	A37
<i>Esfuerzo de Corte (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4) ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS Y ZONAS NORMALES</i>	
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES	A38
<i>(Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4) (ESTADO DE CARGA: 1,2 D + 0,5 L + E_V + E_H; sismo izquierda)</i>	
Planilla R 10.1:	A39
<i>REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)</i>	
Planilla C10.1:	A40
<i>CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)</i>	
Planilla S10.1:	A41
<i>SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)</i>	
Planilla F10.1:	A42
<i>FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)</i>	
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES	A43
<i>(Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4) (ESTADO DE CARGA: 0,9 D - E_V + E_H; sismo izquierda)</i>	
Planilla R 10.2:	A44
<i>REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)</i>	

Planilla C10.2: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)	A45
Planilla S10.2: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)	A46
Planilla F10.2: FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)	A47
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4) (ESTADO DE CARGA: 1,2 D + 0,5 L + E_V - E_H ; sismo derecha)	A48
Planilla R 10.3: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)	A49
Planilla C10.3: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)	A50
Planilla S10.3: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)	A51
Planilla F10.3: FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)	A52
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4) (ESTADO DE CARGA: 0,9 D - E_V - E_H ; sismo derecha)	A53
Planilla R 10.4: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)	A54

Planilla C10.4: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)	A55
Planilla S10.4: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)	A56
Planilla F10.4: FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)	A57
Planilla Pc.10: Pandeo y Confinamiento ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4)	A58
PLANILLAS RESUMEN (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4) Capacidad de sobrerresistencia flexional en rótulas plásticas de vigas Esfuerzos de corte provenientes de la capacidad de sobrerresistencia flexional de vigas Esfuerzos de corte provocados por las cargas gravitatorias	A59
Planilla Ce.10: Esfuerzos de corte y tensiones nominales " v_n " a ejes de columnas	A60
Planilla Cc.10: Esfuerzos de corte y tensiones nominales " v_n " a caras de columnas	A60
Planilla Ch.10: Esfuerzos de corte y tensiones nominales " v_n " a $2h_b$ de la cara de las columnas	A61
Planilla Ct.10: Esfuerzos de corte y tensiones nominales totales " v_n " a $2h_b$ de la cara de las columnas	A61
Planilla Cx.10: Verificación de armaduras en "X" en zonas de formación potencial de rótulas plásticas	A62

Planilla Ec.10: Esfuerzo de Corte (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4) ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS Y ZONAS NORMALES	A63
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1) (ESTADO DE CARGA: 1,2 D + 0,5 L + E _V + E _H ; sismo izquierda)	A64
Planilla R 1.1: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)	A65
Planilla C1.1: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)	A66
Planilla S1.1: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)	A67
Planilla F1.1: FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)	A68
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1) (ESTADO DE CARGA: 0,9 D - E _V + E _H ; sismo izquierda)	A69
Planilla R 1.2: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)	A70
Planilla C1.2: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)	A71
Planilla S1.2: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)	A72

Planilla F1.2: FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)	A73
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1) (ESTADO DE CARGA: 1,2 D + 0,5 L + E _V - E _H ; sismo derecha)	A74
Planilla R 1.3: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)	A75
Planilla C1.3: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)	A76
Planilla S1.3: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)	A77
Planilla F1.3: FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)	A78
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1) (ESTADO DE CARGA: 0,9 D - E _V - E _H ; sismo derecha)	A79
Planilla R 1.4: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)	A80
Planilla C1.4: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)	A81
Planilla S1.4: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)	A82

Planilla F1.4:	A83
<i>FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0</i>	
<i>(Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)</i>	
Planilla Pc.1:	A84
<i>Pandeo y Confinamiento</i>	
<i>ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS</i>	
<i>EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS</i>	
<i>(Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)</i>	
PLANILLAS RESUMEN	A85
<i>(Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)</i>	
<i>Capacidad de sobrerresistencia flexional en rotulas plásticas de vigas</i>	
<i>Esfuerzos de corte provenientes de la capacidad de sobrerresistencia flexional de vigas</i>	
<i>Esfuerzos de corte provocados por las cargas gravitatorias</i>	
Planilla Ce.1:	A86
<i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales "v_n" a ejes de columnas</i>	
Planilla Cc.1:	A86
<i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales "v_n" a caras de columnas</i>	
Planilla Ch.1:	A87
<i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales "v_n" a $2h_b$ de la cara de las columnas</i>	
Planilla Ct.1:	A87
<i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales totales "v_n" a $2h_b$ de la cara de las columnas</i>	
Planilla Cx.1:	A88
<i>Verificación de armaduras en "X" en zonas de formación potencial de rótulas plásticas</i>	
Planilla Ec.1:	A89
<i>Esfuerzo de Corte</i>	
<i>(Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)</i>	
<i>ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS Y ZONAS NORMALES</i>	
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES	A90
<i>(Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)</i>	
<i>(ESTADO DE CARGA: $1,2 D + 0,5 L + E_V + E_H$; sismo izquierda)</i>	

Planilla R 5.1: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A91
Planilla C5.1: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A92
Planilla S5.1: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A93
Planilla F5.1: FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A94
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1) (ESTADO DE CARGA: 0,9 D - E_V + E_H ; sismo izquierda)	A95
Planilla R 5.2: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A96
Planilla C5.2: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A97
Planilla S5.2: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A98
Planilla F5.2: FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A99
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1) (ESTADO DE CARGA: 1,2 D + 0,5 L + E_V - E_H ; sismo derecha)	A100

Planilla R 5.3: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A101
Planilla C5.3: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A102
Planilla S5.3: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A103
Planilla F5.3: FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A104
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1) (ESTADO DE CARGA: 0,9 D - E _V - E _H ; sismo derecha)	A105
Planilla R 5.4: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A106
Planilla C5.4: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A107
Planilla S5.4: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A108
Planilla F5.4: FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A109
Planilla Pc.5: Pandeo y Confinamiento ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS (Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)	A110

PLANILLAS RESUMEN	A111
<i>(Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)</i>	
<i>Capacidad de sobrerresistencia flexional en rótulas plásticas de vigas</i>	
<i>Esfuerzos de corte provenientes de la capacidad de sobrerresistencia flexional de vigas</i>	
<i>Esfuerzos de corte provocados por las cargas gravitatorias</i>	
Planilla Ce.5:	A112
<i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales "v_n" a ejes de columnas</i>	
Planilla Cc.5:	A112
<i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales "v_n" a caras de columnas</i>	
Planilla Ch.5:	A113
<i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales "v_n" a 2h_b de la cara de las columnas</i>	
Planilla Ct.5:	A113
<i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales totales "v_n" a 2h_b de la cara de las columnas</i>	
Planilla Cx.5:	A114
<i>Verificación de armaduras en "X" en zonas de formación potencial de rótulas plásticas</i>	
Planilla Ec.5:	A115
<i>Esfuerzo de Corte</i>	
<i>(Vigas Nivel 5 - Pórtico X1)</i>	
ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS Y ZONAS NORMALES	
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES	A116
<i>(Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)</i>	
<i>(ESTADO DE CARGA: 1,2 D + 0,5 L + E_V + E_H ; sismo izquierda)</i>	
Planilla R 10.1:	A117
REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS	
<i>(Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)</i>	
Planilla C10.1:	A118
CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$)	
A CARAS DE COLUMNAS	
<i>(Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)</i>	

Planilla S10.1: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)	A119
Planilla F10.1: FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)	A120
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1) (ESTADO DE CARGA: 0,9 D - E_V + E_H ; sismo izquierda)	A121
Planilla R 10.2: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)	A122
Planilla C10.2: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)	A123
Planilla S10.2: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)	A124
Planilla F10.2: FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)	A125
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1) (ESTADO DE CARGA: 1,2 D + 0,5 L + E_V - E_H ; sismo derecha)	A126
Planilla R 10.3: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)	A127
Planilla C10.3: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)	A128

Planilla S10.3:	A129
SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)	
Planilla F10.3:	A130
FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)	
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES	A131
(Vigas Nivel 10 - Pórtico X1) (ESTADO DE CARGA: 0,9 D - E_V - E_H ; sismo derecha)	
Planilla R 10.4:	A132
REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)	
Planilla C10.4:	A133
CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)	
Planilla S10.4:	A134
SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)	
Planilla F10.4:	A135
FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)	
Planilla Pc.10:	A136
Pandeo y Confinamiento ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1)	
PLANILLAS RESUMEN	A137
(Vigas Nivel 10 - Pórtico X1) Capacidad de sobrerresistencia flexional en rotulas plásticas de vigas Esfuerzos de corte provenientes de la capacidad de sobrerresistencia flexional de vigas Esfuerzos de corte provocados por las cargas gravitatorias	

Planilla Ce.10: <i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales "v_n" a ejes de columnas</i>	A138
Planilla Cc.10: <i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales "v_n" a caras de columnas</i>	A138
Planilla Ch.10: <i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales "v_n" a $2h_b$ de la cara de las columnas</i>	A139
Planilla Ct.10: <i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales totales "v_n" a $2h_b$ de la cara de las columnas</i>	A139
Planilla Cx.10: <i>Verificación de armaduras en "X" en zonas de formación potencial de rótulas plásticas</i>	A140
Planilla Ec.10: <i>Esfuerzo de Corte (Vigas Nivel 10 - Pórtico X1) ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS Y ZONAS NORMALES</i>	A141

Tabla A.1: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS MATERIALES (1.2.; R.II.)

Materiales	Zonas Sísmicas	Características Mecánicas
Hormigón	3 y 4	$20 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 40 \text{ MPa}$
	1 y 2	$20 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 45 \text{ MPa}$
Acero	1; 2; 3 y 4	$f_y \leq 420 \text{ MPa}$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa

f_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal, en MPa

- La tensión de fluencia especificada de la armadura transversal f_{yt} , no será mayor que 500MPa, cuando se dispongan alambres o mallas soldadas.

- Para el caso de Diafragmas (Capítulo 5), se aceptará el uso de mallas soldadas con una tensión de fluencia especificada f_y de 500 MPa, cuando no colaboren con la resistencia de las vigas.

Tabla A.2: FACTORES DE MAYORACION DE CARGAS (1.3.1.; R.II.)

Sobrecargas y distintas configuraciones de techo	f_1	f_2
Lugares de concentración de público donde la sobrecarga sea mayor a $5,00 \text{ KN/m}^2$ y playas de estacionamiento	1,00	--
Otras sobrecargas	0,50	--
Configuraciones particulares de techos (dientes de sierra, etc.), que no permiten evacuar la nieve acumulada	--	0,70
Otras configuraciones de techo	--	0,20

f_1 : factor de mayoración de la sobrecarga

f_2 : factor de mayoración de la carga de nieve

Tabla A.3: FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA (1.6.; R.II.)

Resistencia según el tipo de sollicitación	Factor de reducción de resistencia (ϕ)
a) Cuando la resistencia requerida se basa en las sollicitaciones máximas posibles que se desarrollan teniendo en cuenta la sobrerresistencia de las rótulas plásticas.	1,00
b) Cuando la resistencia requerida se basa en las sollicitaciones provenientes de la combinación de los estados de carga (1.3., R.II.):	
• Flexión con o sin tracción o compresión axial	0,90
• Corte y torsión	0,85
• Aplastamiento del hormigón	0,70

Tabla A.4: LIMITACIONES DIMENSIONALES DE VIGAS (2.2.1.; R.II.)

Forma de la sección	Dimensiones límites
Secciones rectangulares, con momentos aplicados en ambos extremos por vigas adyacentes, columnas o ambas (2.2.1.1., R.II.)	$b_w \geq L_n / 25$ $h_b \leq 100 b_w^2 / L_n$
Secciones rectangulares de vigas en voladizo (2.2.1.2., R.II.)	$b_w \geq L_n / 15$ $h_b \leq 60 b_w^2 / L_n$
Ancho mínimo de la zona comprimida, de secciones rectangulares, T, L o I (2.2.1.3., R.II.)	$b_w \geq 200 \text{ mm}$
Ancho del alma de vigas T o L, en donde el ala o las alas hayan sido construidas monolíticamente con el alma (2.2.1.4., R.II.)	$b_w \geq 0,70 L_n / 25$ $b_w \geq 0,70 L_n / 15$

b_w : ancho del alma [mm]

h_b : altura de la viga [mm]

L_n : longitud libre de un elemento [mm]

Tabla A.5: DETERMINACIÓN DE RIGIDECES (2.2.2., R.II.)

Forma de la sección transversal	Momento de inercia efectivo (I_e)
Rectangular	$0,40 I_g$
"T" o "L"	$0,35 I_g$

I_e : momento de inercia efectivo de la sección [mm^4]

I_g : momento de inercia de la sección bruta [mm^4]

Tabla A.6: ARMADURA LONGITUDINAL (2.2.6., R.II.)

Ubicación de las secciones	Cuantías (ρ) y áreas de armadura longitudinal superior (A'_s) e inferior (A_s)
En cualquier sección de la viga dentro de una zona de formación potencial de rótulas plásticas. (La cuantía deberá calcularse empleando el ancho del alma b_w del elemento)	$\rho_{\text{máx}} \leq (f'_c + 10) / 6 f_y$ <p style="text-align: center;">o</p> $\rho_{\text{máx}} \leq 0,025$
En cualquier sección de la viga dentro de una zona de formación potencial de rótulas plásticas	$A'_s \geq 0,5 A_s$
En cualquier sección de una viga. (La cuantía deberá calcularse empleando el ancho del alma b_w del elemento)	$\rho_{\text{mín}} \geq (\sqrt{f'_c}) / 4 f_y$
En toda la longitud de la viga	$\geq 0,25 A'_s \text{ superior } \text{ ó } 4 \phi 12 \text{ (mínimo)}$

$\rho_{\text{máx}}$: cuantía máxima de la armadura longitudinal traccionada (tanto para la armadura superior como para la inferior) calculada usando el ancho del alma b_w

A_s : armadura longitudinal inferior en vigas [mm^2]

A'_s : armadura longitudinal superior en vigas [mm^2]

f'_c : resistencia especificada a la compresión del hormigón [MPa]

f_y : tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal [MPa]

Tabla A.7: LIMITACIONES DIMENSIONALES DE COLUMNAS (2.3.1.; R.II.)

Forma de la sección	Dimensiones límites
Secciones rectangulares, con momentos aplicados en ambos extremos por vigas adyacentes (2.3.1.1., R.II.)	$b_c \geq L_n / 25$ $h_c \leq 100 b_c^2 / L_n$
Secciones rectangulares de columnas en voladizo (2.3.1.2., R.II.)	$b_c \geq L_n / 15$ $h_c \leq 60 b_c^2 / L_n$
Ancho mínimo de la zona comprimida, de secciones rectangulares, T, L o I (2.3.1.3., R.II.)	$b_c \geq 200 \text{ mm}$

b_c : ancho de la columna [mm]

h_c : altura de la columna, paralela al eje longitudinal de la viga [mm]

L_n : longitud libre de un elemento [mm]

Tabla A.8: DETERMINACIÓN DE RIGIDECES (2.3.2., R.II.)

Nivel de esfuerzo axial	Momento de inercia efectivo (I_e)
$P_u / f'_c A_g > 0,50$	$0,80 I_g$
$P_u / f'_c A_g = 0,20$	$0,60 I_g$
$P_u / f'_c A_g \leq -0,50$	$0,40 I_g$

I_e : momento de inercia efectivo de la sección [mm^4]

I_g : momento de inercia de la sección bruta [mm^4]

P_u : esfuerzo axial de diseño [N]

f'_c : resistencia especificada a la compresión del hormigón [MPa]

A_g : área bruta de la sección transversal [mm^2]

Tabla A.9: ARMADURA LONGITUDINAL (2.3.8., R.II.)

Ubicación de las secciones	Área armadura longitudinal
En cualquier sección	$A_{st} \geq 0,008 A_g$ $A_{st} \leq 18 A_g / f_y$
En zona de empalmes	$A_{st} \leq 24 A_g / f_y$

A_{st} : armadura longitudinal total de columna [mm^2]

A_g : área bruta de la sección transversal [mm^2]

f_y : tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal [MPa]

Tabla A.10: ARMADURA TRANSVERSAL (2.3.9., R.II.)

Tipo de estribos	Cuantía volumétrica " ρ_s " o área total efectiva " A_{sh} "	Separación vertical (Emplear la menor)
Circular o en espiral (2.3.9.1., R.II.)	$\rho_s = \frac{(1,30 - \rho_t m)}{2,40} \frac{A_g}{A_c} \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{P_u}{\phi f'_c A_g} - 0,0084$ <p style="text-align: center;">$A_g / A_c \geq 1,20; \rho_t m < 0,40$</p> $\rho_s = \frac{A_{st}}{110 d''} \frac{f_y}{f_{yt}} \frac{1}{d_b}$	<p style="text-align: center;">0,25 Φ_c</p> <p style="text-align: center;">o</p> <p style="text-align: center;">6 d_b</p>
Rectangular (2.3.9.1., R.II.)	$A_{sh} = \frac{(1,30 - \rho_t m)}{3,30} \frac{A_g}{A_c} \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{P_u}{\phi f'_c A_g} - 0,0060 s h''$ <p style="text-align: center;">$A_g / A_c \geq 1,20; \rho_t m < 0,40$</p>	<p style="text-align: center;">0,25 (d_c o h_c)</p> <p style="text-align: center;">o</p> <p style="text-align: center;">6 d_b</p>

ρ_s : cuantía volumétrica de estribos circulares o en espiral

ρ_t : cuantía de la armadura longitudinal total de la columna ($\rho_t = A_{st} / A_g$)

m : relación definida como: $m = f_y / (0,85 f'_c)$

A_g : área bruta de la sección transversal [mm^2]

A_{st} : armadura longitudinal total de columna [mm^2]

A_c : área del núcleo confinado de hormigón medida desde el perímetro externo de los estribos [mm^2]

P_u : esfuerzo axial de diseño [N]

ϕ : factor de reducción de resistencia

f'_c : resistencia especificada a la compresión del hormigón [MPa]

f_y : tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal [MPa]

f_{yt} : tensión de fluencia especificada de la armadura transversal [MPa]

d'' : diámetro del núcleo confinado de una columna circular medido desde el perímetro externo de los estribos circulares o espirales [mm]

d_b : diámetro de las barras longitudinales [mm]

s : separación de la armadura transversal tomada en dirección paralela al eje longitudinal del elemento [mm]

h'' : altura del núcleo confinado de una sección rectangular [mm]

d_c : ancho de la columna [mm]

h_c : altura de la columna, paralela al eje longitudinal de la viga [mm]

Φ_c : diámetro de la columna circular [mm]

Anclaje de barras traccionadas con ganchos normales

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

Factor de reducción por recubrimiento: $\alpha_1 = 0,7$

* Para barras con $d_b \leq 32\text{mm}$, con recubrimiento lateral (normales al plano del gancho) $\geq 60\text{mm}$ y con recubrimiento en el extremo del gancho $\geq 50\text{mm}$

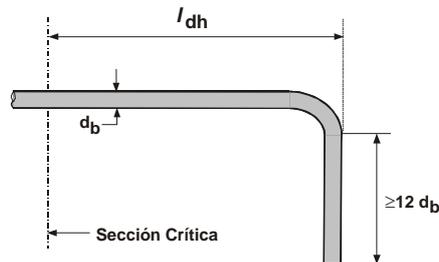


Tabla A.11: l_{dh} [mm]

f'_c [Mpa]	d_b [mm]					
	10	12	16	20	25	32
20	157	188	250	313	391	501
25	150	168	224	280	350	448
30	150	153	204	256	320	409
35	150	150	189	237	296	379
40	150	150	177	221	277	354
45	150	150	167	209	261	334

$$l_{dh} \geq 8d_b ; l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = l_{hb} \alpha_1 ; l_{hb} = 100 d_b / \sqrt{f'_c}$$

l_{dh} : longitud de anclaje con gancho a 90°[mm]

l_{hb} : longitud básica de anclaje [mm]

d_b : diámetro de las barras longitudinales

f'_c : resistencia especificada a la compresión del hormigón [MPa]

Anclaje de barras traccionadas con ganchos normales

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

Factor de reducción por estribos: $\alpha_2 = 0,8$

- * Para barras con $d_b \leq 32\text{mm}$, con ganchos confinados vertical u horizontalmente por estribos, separados a lo largo de la longitud total de anclaje, l_{dh} , no más de $3 d_b$

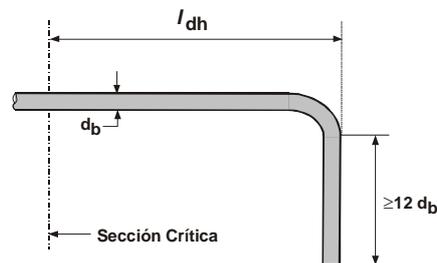


Tabla A.12: l_{dh} [mm]

f'_c [MPa]	d_b [mm]					
	10	12	16	20	25	32
20	179	215	286	358	447	572
25	160	192	256	320	400	512
30	150	175	234	292	365	467
35	150	162	216	270	338	433
40	150	152	202	253	316	405
45	150	150	191	239	298	382

$$l_{dh} \geq 8d_b; l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = l_{hb} \alpha_2 ; l_{hb} = 100 d_b / \sqrt{f'_c}$$

l_{dh} : longitud de anclaje con gancho a 90° [mm]

l_{hb} : longitud básica de anclaje [mm]

d_b : diámetro de las barras longitudinales

f'_c : resistencia especificada a la compresión del hormigón [MPa]

Anclaje de barras traccionadas con ganchos normales

$f_y = 420 \text{ MPa}$

Factor de reducción por recubrimiento: $\alpha_1 = 0,7$

Factor por reducción de estribos: $\alpha_2 = 0,8$

- * Para barras con $d_b \leq 32\text{mm}$, con recubrimiento lateral (normales al plano del gancho) $\geq 60\text{mm}$ y con recubrimiento en el extremo del gancho $\geq 50\text{mm}$
- * Para barras con $d_b \leq 32\text{mm}$, con ganchos confinados vertical u horizontalmente por estribos, separados a lo largo de la longitud total de anclaje, l_{dh} , no más de $3 d_b$

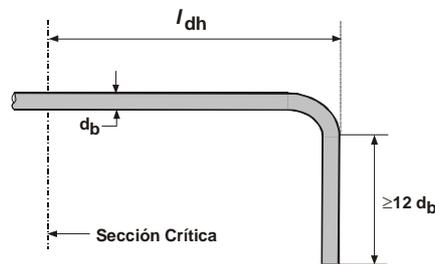


Tabla A.13: l_{dh} [mm]

f'_c [MPa]	d_b [mm]					
	10	12	16	20	25	32
20	150	150	200	250	313	401
25	150	150	179	224	280	358
30	150	150	164	204	256	327
35	150	150	151	189	237	303
40	150	150	150	177	221	283
45	150	150	150	167	209	267

$l_{dh} \geq 8d_b ; l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$

$l_{dh} = l_{hb} \alpha_1 \alpha_2 ; l_{hb} = 100 d_b / \sqrt{f'_c}$

l_{dh} : longitud de anclaje con gancho a 90°[mm]

l_{hb} : longitud básica de anclaje [mm]

d_b : diámetro de las barras longitudinales

f'_c : resistencia especificada a la compresión del hormigón [MPa]

Anclaje de barras traccionadas con ganchos normales

$f_y = 420 \text{ MPa}$

Factor de reducción: $\alpha = 1$

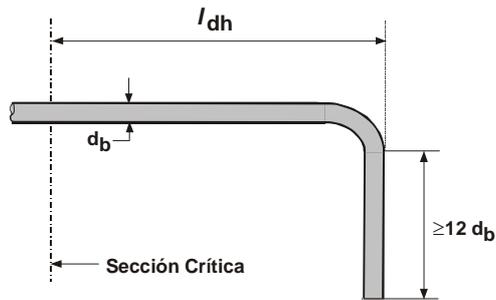


Tabla A.14: l_{dh} [mm]

f'_c [Mpa]	d_b [mm]					
	10	12	16	20	25	32
20	224	268	358	447	559	716
25	200	240	320	400	500	640
30	183	219	292	365	456	584
35	169	203	270	338	423	541
40	158	190	253	316	395	506
45	150	179	239	298	373	477

$l_{dh} \geq 8d_b ; l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$

$l_{dh} = l_{hb} \alpha ; l_{hb} = 100d_b / \sqrt{f'_c}$

l_{dh} : longitud de anclaje con gancho a 90°[mm]

l_{hb} : longitud básica de anclaje [mm]

d_b : diámetro de las barras longitudinales

f'_c : resistencia especificada a la compresión del hormigón [MPa]

Anclaje de barras conformadas sometidas a tracción

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- * Separación libre entre barras que se empalman o anclan $\geq d_b$
- * Recubrimiento libre $\geq d_b$
- * Estribos a lo largo de $l_d \geq$ que el mínimo reglamentario
- * Separación libre entre barras que se empalman o anclan $\geq 2d_b$ y el recubrimiento libre $\geq d_b$

l_d : longitud de anclaje [mm]

Tabla A.15: Barras superiores

f'_c [MPa]	d_b [mm]					
	10	12	16	20	25	32
20	590	700	940	1470	1830	2340
25	520	630	840	1310	1640	2100
30	480	570	770	1200	1500	1910
35	440	530	710	1110	1380	1770
40	410	500	660	1040	1290	1660
45	390	470	630	980	1220	1560

Tabla A.16: Barras inferiores

f'_c [MPa]	d_b [mm]					
	10	12	16	20	25	32
20	450	540	720	1130	1410	1800
25	400	480	650	1010	1260	1610
30	370	440	590	920	1150	1470
35	340	410	550	850	1060	1360
40	320	380	510	800	1000	1280
45	300	360	480	750	940	1200

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{12 f_y \alpha \beta \lambda}{25 \sqrt{f'_c}} \quad \text{para } d_b \leq 16 \qquad \frac{l_d}{d_b} = \frac{3 f_y \alpha \beta \lambda}{5 \sqrt{f'_c}} \quad \text{para } d_b > 16$$

f'_c : resistencia especificada a la compresión del hormigón [MPa]

d_b : diámetro de las barras longitudinales [mm]

$\alpha = 1,3 ; 1,0$ (factor por ubicación de la armadura)

$\beta = 1,0$ (factor por revestimiento)

$\lambda = 1,0$ (factor por hormigón de agregado liviano)

Anclaje de barras conformadas sometidas a tracción

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

*Otros casos

l_d : longitud de anclaje [mm]

Tabla A.17: Barras superiores

f'_c [MPa]	d_b [mm]					
	10	12	16	20	25	32
20	880	1050	1410	2200	2750	3520
25	790	940	1260	1970	2460	3140
30	720	860	1150	1790	2240	2870
35	660	800	1060	1660	2080	2660
40	620	750	990	1550	1940	2490
45	590	700	940	1470	1830	2340

Tabla A.18: Barras inferiores

f'_c [MPa]	d_b [mm]					
	10	12	16	20	25	32
20	680	810	1080	1690	2110	2700
25	600	730	970	1510	1890	2420
30	550	660	880	1380	1730	2210
35	510	610	820	1280	1600	2040
40	480	570	770	1200	1490	1910
45	450	540	720	1130	1410	1800

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{18 f_y \alpha \beta \lambda}{25 \sqrt{f'_c}} \text{ para } d_b \leq 16$$

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 f_y \alpha \beta \lambda}{10 \sqrt{f'_c}} \text{ para } d_b \leq 16$$

f'_c : resistencia especificada a la compresión del hormigón [MPa]

d_b : diámetro de las barras longitudinales [mm]

$\alpha = 1,3 ; 1,0$ (factor por ubicación de la armadura)

$\beta = 1,0$ (factor por revestimiento)

$\lambda = 1,0$ (factor por hormigón de agregado liviano)

CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas nivel 5 - Pórtico Y4)
(ESTADO DE CARGA: 1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh ; sismo izquierda)

[Determinación de "q" (kN/m)]

VIGA	M _a (kNm)	M _b (kNm)	M _{1/2} (kNm)	h _{c1} (m)	h _{c2} (m)	l _e (m)	l _c (m)	M _T máx (kNm)	q (kN/m)
548	47,9	21,0	20,4	0,70	0,80	4,5	3,75	54,9	21,7
549	35,0	36,2	19,3	0,80	0,85	4,5	3,68	54,9	21,7
550	92,6	83,6	49,2	0,85	0,85	6,5	5,65	137,3	26,0
551	83,6	92,6	49,2	0,85	0,85	6,5	5,65	137,3	26,0
552	36,2	35,0	19,3	0,85	0,80	4,5	3,68	54,9	21,7
553	21,0	47,9	20,4	0,80	0,70	4,5	3,75	54,9	21,7

[Determinación de "Momentos a las caras de columnas"]

VIGA	M _{EH} A (kNm)	M _{EH} B (kNm)	M _A (kNm)	M _B (kNm)	(⁻ M _A)/6	(⁻ M _B)/6	V _{BC} (kN)	M _{AC} ^c (kNm)	M _{BC} ^c (kNm)	V _{SS} (kN)	M _{AS} ^c (kNm)	M _{BS} ^c (kNm)
548	273,0	-274,4	225,1	295,4			120,28	175,82	275,22	48,76	15,7	17,8
549	301,5	-304,9	266,5	341,1			120,28	169,81	272,22	48,80	17,8	18,8
550	234,6	-235,5	142,0	319,1	217,9	323,3	83,27	182,53	287,94	84,49	33,6	33,6
551	235,5	-234,6	151,9	327,1			83,27	182,53	287,94	84,49	33,6	33,6
552	304,8	-301,4	268,7	336,5			120,28	166,80	275,22	48,80	18,8	17,8
553	274,4	-273,0	253,3	320,8			120,28	169,81	281,24	48,76	17,8	15,7

[Determinación de "Momentos a caras de columnas y esfuerzos de corte a caras y ejes de columnas"]

VIGA	d [mm]	d' [mm]	φ	fy	M _A ^c (kNm)	M _B ^c (kNm)	V _A ^c (kN)	V _B ^c (kN)	V _A ^c (kN)	V _B ^c (kN)
548	650	50			191,6	257,5	71,52	169,03	79,1	160,4
549	650	50			187,6	253,4	71,48	169,08	80,2	159,9
550	650	50	0,9	420	216,1	254,4	-1,22	167,76	9,8	156,7
551	650	50			216,1	254,4	-1,22	167,76	9,8	156,7
552	650	50			185,6	257,4	71,48	169,08	80,7	160,4
553	650	50			187,6	265,5	71,52	169,03	80,2	161,4

Sección arm. losa	377									
Columnas	403	408	414	420	426	432	437			
Ancho col.	0,70	0,80	0,85	0,95	0,85	0,80	0,70			

ESTADO DE CARGA	1,2 D + 0,5 L + Ev
ESTADO DE CARGA	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh

Planilla R 5.1: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS
(VIGAS DEL NIVEL 5 - PÓRTICO Y4)

Estado de Carga: 1,2 D + 0,5 L + Ev + E_H

LINEA	ITEM	NOTA	COLUMNAS																		$\sum M$
			403		408		414		420		426		432		437						
			A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B					
1	1,2 D + 0,5 L + Ev	a	-47,9	-21,0	-35,0	-36,2	-92,6	-83,6	-83,6	-83,6	-92,6	-83,6	-92,6	-36,2	-35,0	-21,0	-47,9				
2	E _H →	b	273,0	274,4	301,5	304,9	234,6	-235,5	234,6	-235,5	234,6	-235,5	234,6	304,8	-301,4	274,4	-273,0		3247,6		
3	1,2 D + 0,5 L + Ev + E _H	c	225,1	295,4	266,5	341,1	142,0	319,1	142,0	319,1	151,9	327,1	151,9	327,1	268,7	336,5	253,3	320,8		3247,5	
4	Máxima Redistribución	d	88,6		102,3		95,7		95,7		98,1		98,1		101,0		96,2				
5	Igualdad de M(-) y M(+) a ejes de columnas	e	217,9	323,3	217,9	323,3	217,9	323,3	217,9	323,3	217,9	323,3	217,9	323,3	217,9	323,3	217,9	323,3		3247,5	
6	Momentos a caras de columnas	f	191,6	257,5	187,6	253,4	216,1	254,4	216,1	254,4	216,1	254,4	216,1	254,4	185,6	257,4	187,6	265,5			
7	Igualdad de M(-) y M(+) a caras de columnas, por viga	g	224,5	224,5	220,5	220,5	235,2	235,2	235,2	235,2	235,2	235,2	235,2	235,2	221,5	221,5	226,5	226,5		227,3	
8	Igualdad de M(-) y M(+) a caras de columnas para todas las vigas	h	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3			
9	Momentos resultantes a ejes de columnas	i	253,6	293,1	257,6	297,2	229,1	296,2	229,1	296,2	229,1	296,2	229,1	296,2	259,6	293,2	257,6	285,1		3247,5	
10	Reducción de momentos a ejes de columnas	j		2,3		43,9		22,9		22,9		30,9		43,3		35,7					

Planilla C5.1: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS
(Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)

Estado de Carga: 1,2 D + 0,5 L + Ev + EH

VIGA	Momentos Redistribuidos a caras de columnas [kNm]		Dimensiones [mm]			Factor de Reducción ϕ	Tensión de Fluencia [Mpa] f_y	Sección necesaria de Armadura [mm ²]		Integración de Armaduras				Sección real de Armadura [mm ²]		Capacidad Flexional de diseño a caras de columnas [kNm]		Capacidad Flexional real a caras de columnas [kNm]	
	$M_c^{(+)}$	$M_c^{(-)}$	d	d'	d-d'			arriba A_s	abajo A_s	n°	db	n°	db	arriba A_s	abajo A_s	$\phi M_n^{(+)}$	$\phi M_n^{(-)}$	$M_n^{(+)}$	$M_n^{(-)}$
548	227,3	227,3	650	50	600	0,9	420	1002	1002	5	16	5	16	1005	1005	228,0	228,0	253,3	253,3
549	227,3	227,3	650	50	600	0,9	420	1002	1002	5	16	5	16	1005	1005	228,0	228,0	253,3	253,3
550	227,3	227,3	650	50	600	0,9	420	1002	1002	5	16	5	16	1005	1005	228,0	228,0	253,3	253,3
551	227,3	227,3	650	50	600	0,9	420	1002	1002	5	16	5	16	1005	1005	228,0	228,0	253,3	253,3
552	227,3	227,3	650	50	600	0,9	420	1002	1002	5	16	5	16	1005	1005	228,0	228,0	253,3	253,3
553	227,3	227,3	650	50	600	0,9	420	1002	1002	5	16	5	16	1005	1005	228,0	228,0	253,3	253,3

Planilla S5.1: SOBRESRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)}$; $M_e^{(+)}$) A EJES DE COLUMNAS
(Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)

Estado de Carga: 1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh

VIGA	Capacidad flexional real a caras de columnas [kNm]		Capacidad de armaduras de losas a caras de columnas [mm ²]	M ⁽⁻⁾ _{nl} [kNm]	Sobrerresistencia flexional a caras de columnas (sin efecto carga gravitatoria) [kNm]		Luces [m]		Sobrerresistencia flexional a ejes de columnas (sin efecto carga gravitatoria) [kNm]		qv [kN/m]	Efecto de la carga gravitatoria [kNm]		Sobrerresistencia flexional a ejes de columnas (con efecto carga gravitatoria) [kNm]	
	M ⁽⁺⁾ _n	M ⁽⁻⁾ _n			M ⁽⁺⁾ _c	M ⁽⁻⁾ _c	Ln [m]	Lp1 [m]	M ⁽⁺⁾ _e	M ⁽⁻⁾ _e		Col. izq. $\Delta M(c_{+})$	Col. der. $\Delta M(c_{-})$	M ⁽⁺⁾ _e	M ⁽⁻⁾ _e
548	253,3	253,3	377	94,9	354,7	487,6	3,75	2,17	433,3	577,4	21,67	14,2	16,3	419,1	593,7
549	253,3	253,3	377	94,9	354,7	487,6	3,68	2,13	446,3	585,0	21,69	15,9	16,9	430,4	601,9
550	253,3	253,3	543	136,9	354,7	546,4	5,65	3,43	422,5	614,1	26,00	31,2	31,2	391,2	645,4
551	253,3	253,3	543	136,9	354,7	546,4	5,65	3,43	422,5	614,1	26,00	31,2	31,2	391,2	645,4
552	253,3	253,3	377	94,9	354,7	487,6	3,68	2,13	452,1	579,2	21,69	16,9	15,9	435,1	595,2
553	253,3	253,3	377	94,9	354,7	487,6	3,75	2,17	444,5	586,2	21,67	16,3	14,2	428,3	580,4

Planilla F5.1: FACTORES DE SOBRESRESISTENCIA ϕ^o
(Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)

Estado de Carga: 1,2 D + 0,5 L + Ev + EH

VIGA	Momentos en vigas a ejes de columnas provocados exclusivamente por la acción sísmica horizontal (sismo Izquierda) [kNm]		Sobresresistencia flexional a ejes de columnas de columnas [kNm]		Factor de sobresresistencia ϕ^o							Factor de sobresresistencia del sistema de vigas (Nivel 1 - Pórtico Y4) ϕ^o_s
	M^+_{E}	M^-_{E}	$M^{(+)}_{e}$	$M^{(-)}_{e}$	3	8	14	20	26	32	37	
548	273,0	274,4	419,1	593,7	1,54							
549	301,5	304,9	430,4	601,9		1,78						
550	234,6	235,5	391,2	645,4			1,84					
551	235,5	234,6	391,2	645,4				2,20				
552	304,8	301,4	435,1	595,2					2,00			
553	274,4	273,0	428,3	580,4						1,78	2,13	1,90

CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)
(ESTADO DE CARGA: 0,9 D - Ev + EH ; sismo izquierda)

[Determinación de "q" (kN/m)]

VIGA	Ma (kNm)	Mb (kNm)	M _{1/2} (kNm)	h _{c1} (m)	h _{c2} (m)	l _e (m)	l _c (m)	M _T máx (kNm)	q (kN/m)
548	19,8	8,3	8,2	0,70	0,80	4,5	3,75	22,3	8,8
549	14,2	14,8	7,7	0,80	0,85	4,5	3,68	22,2	8,8
550	36,8	32,9	19,2	0,85	0,85	6,5	5,65	54,1	10,2
551	32,9	36,8	19,2	0,85	0,85	6,5	5,65	54,1	10,2
552	14,8	14,2	7,7	0,85	0,80	4,5	3,68	22,2	8,8
553	8,3	19,8	8,2	0,80	0,70	4,5	3,75	22,3	8,8

[Determinación de "Momentos a las caras de columnas"]

VIGA	M _{EA} (kNm)	M _{EB} (kNm)	M _A (kNm)	M _B (kNm)	($\frac{M_A}{I_A}$)/6	($\frac{M_B}{I_B}$)/6	V _{BC} (kN)	M ^C _{AC} (kNm)	M ^C _{BC} (kNm)	V _{SS} (kN)	M ^C _{AS} (kNm)	M ^C _{BS} (kNm)
548	273,0	-274,4	253,2	282,7			120,28	207,40	243,64	19,78	6,4	7,2
549	301,5	-304,9	287,3	319,7			120,28	201,39	240,63	19,73	7,2	7,6
550	234,6	-235,5	197,8	288,4		291,8	83,27	214,11	256,36	33,26	13,2	13,2
551	235,5	-234,6	202,6	271,4	249,5		83,27	214,11	256,36	33,26	13,2	13,2
552	304,8	-301,4	290,0	315,6			120,28	198,38	243,64	19,73	7,6	7,2
553	274,4	-273,0	266,1	292,7			120,28	201,39	249,65	19,78	7,2	6,4

[Determinación de "Momentos a caras de columnas y esfuerzos de corte a caras y ejes de columnas"]

VIGA	d [mm]	d' [mm]	φ	fy	M ^C _A (kNm)	M ^C _B (kNm)	V ^e _A (kN)	V ^e _B (kN)	V ^C _A (kN)	V ^C _B (kN)
548	650	50			213,8	236,4	100,50	140,06	103,6	136,5
549	650	50			208,6	233,0	100,54	140,01	104,1	136,3
550	650	50	0,9	420	227,3	243,1	50,01	116,53	54,4	112,2
551	650	50			227,3	243,1	50,01	116,53	54,4	112,2
552	650	50			206,0	236,4	100,54	140,01	104,3	136,5
553	650	50			208,6	243,3	100,50	140,06	104,0	137,0

Sección arm. losa	377
Columnas	543
Ancho col.	403
	0,70
	0,80
	408
	0,85
	414
	0,85
	420
	0,85
	426
	0,80
	432
	0,70
	437

ESTADO DE CARGA	0,9 D - Ev
ESTADO DE CARGA	0,9 D - Ev + EH

Planilla R 5.2: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS
(Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)

Estado de Carga: 0,9 D - Ev + EH

LINEA	ITEM	NOTA	COLUMNAS												$\sum M$	$(\sum M)/6$		
			403		408		414		420		426		432				437	
			A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B			A	B
1	0,9 D - Ev	a	-19,8	-8,3	-36,8	-32,9	-14,8	-14,8	-32,9	-36,8	-14,8	-14,2	-8,3	-19,8				
2	$E_H \rightarrow$	b	273,0	-274,4	234,6	-235,5	301,5	-304,9	235,5	-234,6	304,6	-301,4	274,4	-273,0		3247,6		
3	0,9 D - Ev + EH	c	253,2	282,7	197,8	268,4	287,3	319,7	202,6	271,4	290,0	315,6	266,1	292,7		3247,5		
4	Máxima Redistribución	d	84,8		80,5		95,9		81,4		94,7		87,8					
5	Igualdad de M(-) y M(+) a ejes de columnas	e	249,5	291,8	249,5	291,8	249,5	291,8	249,5	291,8	249,5	291,8	249,5	291,8		3247,5		
6	Momentos a caras de columnas	f	213,8	236,4	227,3	243,1	208,6	233,0	227,3	243,1	206,0	236,4	208,6	243,3				
7	Igualdad de M(-) y M(+) a caras de columnas, por viga	g	225,1	225,1	235,2	235,2	220,8	220,8	235,2	235,2	221,2	221,2	225,9	225,9		227,3		
8	Igualdad de M(-) y M(+) a caras de columnas para todas las vigas	h	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3				
9	Momentos resultantes a ejes de columnas	i	263,0	282,6	249,6	275,9	268,2	286,0	249,6	275,9	270,8	282,6	268,2	275,7		3247,8		
10	Reducción de momentos a ejes de columnas	j	0,1		-7,5		33,7		-4,5		33,0		17,0					

Planilla C5.2: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS
Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)

Estado de Carga: 0,9 D - Ev + EH

VIGA	Momentos Redistribuidos a caras de columnas [kNm]		Dimensiones [mm]		Factor de Reducción ϕ	Tensión de Fluencia [Mpa]	Sección necesaria de Armadura [mm ²]		Integración de Armaduras				Sección real de Armadura [mm ²]		Capacidad Flexional de diseño a caras de columnas [kNm]		Capacidad Flexional real a caras de columnas [kNm]		
	$M_c^{(+)}$	$M_c^{(-)}$	d	d'			d-d'	arriba	abajo	arriba	abajo	n°	db	n°	db	arriba	abajo	$\phi M_n^{(+)}$	$\phi M_n^{(-)}$
548	227,3	227,3	650	50	600	0,9	420	1002	1002	5	16	5	16	1005	1005	228,0	228,0	253,3	253,3
549	227,3	227,3	650	50	600	0,9	420	1002	1002	5	16	5	16	1005	1005	228,0	228,0	253,3	253,3
550	227,3	227,3	650	50	600	0,9	420	1002	1002	5	16	5	16	1005	1005	228,0	228,0	253,3	253,3
551	227,3	227,3	650	50	600	0,9	420	1002	1002	5	16	5	16	1005	1005	228,0	228,0	253,3	253,3
552	227,3	227,3	650	50	600	0,9	420	1002	1002	5	16	5	16	1005	1005	228,0	228,0	253,3	253,3
553	227,3	227,3	650	50	600	0,9	420	1002	1002	5	16	5	16	1005	1005	228,0	228,0	253,3	253,3

Planilla S5.2: SOBRESRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)}$; $M_e^{(+)}$) A EJES DE COLUMNAS
(Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)

Estado de Carga: 0,9 D - Ev + EH

VIGA	Capacidad flexional real a caras de columnas [kNm]		Capacidad flexional de armaduras de losas a caras de columnas		Sobresresistencia flexional a caras de columnas (sin efecto carga gravitatoria) [kNm]		Luces [m]		Sobresresistencia flexional a ejes de columnas (sin efecto carga gravitatoria) [kNm]		qv [kN/m]	Efecto de la carga gravitatoria [kNm]		Sobresresistencia flexional a ejes de columnas (con efecto carga gravitatoria) [kNm]	
	$M_n^{(+)}$	$M_n^{(-)}$	Asl [mm ²]	$M_{nl}^{(+)}$ [kNm]	$M_c^{(*)}$	$M_c^{(-)}$	Ln [m]	Lp1 [m]	$M_e^{(*)}$	$M_e^{(-)}$		Col. izq. $\Delta M(c_v)$	Col. der. $\Delta M(c_v)$	$M_e^{(*)}$	$M_e^{(-)}$
548	253,3	253,3	377	94,9	354,7	487,6	3,75	2,17	433,3	577,4	8,79	5,8	437,5	584,0	
549	253,3	253,3	377	94,9	354,7	487,6	3,68	2,13	446,3	585,0	8,77	6,4	439,9	591,8	
550	253,3	253,3	543	136,9	354,7	546,4	5,65	3,43	422,5	614,1	10,23	12,3	410,2	626,4	
551	253,3	253,3	543	136,9	354,7	546,4	5,65	3,43	422,5	614,1	10,23	12,3	410,2	626,4	
552	253,3	253,3	377	94,9	354,7	487,6	3,68	2,13	452,1	579,2	8,77	6,8	445,2	585,7	
553	253,3	253,3	377	94,9	354,7	487,6	3,75	2,17	444,5	586,2	8,79	6,6	437,9	571,9	

Planilla F5.2: FACTORES DE SOBRESRESISTENCIA ϕ^o
(Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)

Estado de Carga: 0,9 D - Ev + EH

VIGA	Momentos en vigas a ejes de columnas provocados exclusivamente por la acción sísmica horizontal (sismo izquierda) [kNm]		Sobresresistencia flexional a ejes de columnas [kNm]		Factor de sobresresistencia ϕ^o						Factor de sobresresistencia del sistema de vigas (Nivel 1 - Pórtico Y4) ϕ^o_s											
	$M^{(+)}_E$	$M^{(-)}_E$	$M^{(+)}_e$	$M^{(-)}_e$	COLUMNAS																	
					3	8	14	20	26	32		37										
548	273,0	274,4	427,5	584,0	1,57																	
549	301,5	304,9	439,9	591,8		1,78																
550	234,6	235,5	410,2	626,4			1,86															
551	235,5	234,6	410,2	626,4				2,20														
552	304,8	301,4	445,2	585,7					1,99													
553	274,4	273,0	437,9	571,9																		

CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)
(ESTADO DE CARGA: 0,9 D - Ev - EH ; sismo derecha)

[Determinación de "q" (kN/m)]

VIGA	M _A (kNm)	M _B (kNm)	M _{1/2} (kNm)	h _{c1} (m)	h _{c2} (m)	l _e (m)	l _c (m)	M ^o máx (kNm)	q (kN/m)
548	47,9	21,0	20,4	0,70	0,80	4,50	3,75	54,9	21,7
549	35,0	36,2	19,3	0,80	0,85	4,50	3,68	54,9	21,7
550	92,6	83,6	49,2	0,85	0,85	6,50	5,65	137,3	26,0
551	83,6	92,6	49,2	0,85	0,85	6,50	5,65	137,3	26,0
552	36,2	35,0	19,3	0,85	0,80	4,50	3,68	54,9	21,7
553	21,0	47,9	20,4	0,80	0,70	4,50	3,75	54,9	21,7

[Determinación de "Momentos a las caras de columnas"]

VIGA	M _{EA} (kNm)	M _{EB} (kNm)	M _A (kNm)	M _B (kNm)	($\sum M_A$)/6	($\sum M_B$)/6	V _{BC} (kN)	M ^o AC (kNm)	M ^o BC (kNm)	V _{SS} (kN)	M ^o AS (kNm)	M ^o BS (kNm)
548	-273,0	274,4	320,9	253,4			120,28	281,25	169,80	48,76	15,7	17,8
549	-301,5	304,9	336,5	268,7			120,28	275,24	166,80	48,80	17,8	18,8
550	-234,6	235,5	327,2	151,9	323,4	217,9	83,27	287,96	182,53	84,49	33,6	33,6
551	-235,5	234,6	319,1	142,0			83,27	287,96	182,53	84,49	33,6	33,6
552	-304,8	301,4	341,0	266,4			120,28	272,23	169,80	48,80	18,8	17,8
553	-274,4	273,0	295,4	225,1			120,28	275,24	175,82	48,76	17,8	15,7

[Determinación de "Momentos a caras de columnas y esfuerzos de corte a caras y ejes de columnas"]

VIGA	d [mm]	d' [mm]	φ	f _y	M ^o A (kNm)	M ^o B (kNm)	V ^e A (kN)	V ^e B (kN)	V ^c A (kN)	V ^c B (kN)
548	650	50			265,5	187,6	488,04	71,53	161,5	80,2
549	650	50			257,5	185,6	488,06	71,48	160,4	80,7
550	650	50	0,9	420	254,4	216,1	467,76	-1,22	156,7	9,8
551	650	50			254,4	216,1	467,76	-1,22	156,7	9,8
552	650	50			253,4	187,6	488,06	71,48	158,9	81,2
553	650	50			257,5	181,6	488,04	71,53	160,4	79,7

Sección arm. losa	377
Columnas	543
Ancho col.	403
	0,70
	408
	414
	420
	426
	0,85
	0,85
	432
	0,80
	437
	0,70

ESTADO DE CARGA	1,2 D + 0,5 L + Ev
ESTADO DE CARGA	1,2 D + 0,5 L + Ev - Eh

Planilla R 5.3: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS
(Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4)

Estado de Carga: 1,2 D + 0,5 L + Ev - EH

LINEA	ITEM	NOTA	COLUMNAS																		$\sum M$	
			403		408		414		420		426		432		437							
			A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B						
1	1,2 D + 0,5 L + Ev	a	-47,9	-21,0	-35,0	-36,2	-83,6	-83,6	-92,6	-83,6	-92,6	-36,2	-35,0	-21,0	-47,9							
2	E _H ←	b	-273,0	274,4	-301,5	304,9	-234,6	235,5	-234,6	235,5	-235,5	234,6	-304,8	301,4	-274,4	273,0						3247,6
3	1,2 D + 0,5 L + Ev - EH	c	320,9	253,4	336,5	268,7	327,2	151,9	319,1	142,0	341,0	266,4	295,4	225,1								3247,6
4	Máxima Redistribución	d	81,9		90,5		70,4		70,7		91,4		82,3									
5	Igualdad de M(-) y M(+) a ejes de columnas	e	323,4	217,9	323,4	217,9	323,4	217,9	323,4	217,9	323,4	217,9	323,4	217,9	323,4	217,9						3247,6
6	Momentos a caras de columnas	f	265,5	187,6	257,5	185,6	254,4	216,1	254,4	216,1	253,4	187,6	257,5	191,6								227,3
7	Igualdad de M(-) y M(+) a caras de columnas, por viga	g	226,5	226,5	221,5	221,5	235,2	235,2	235,2	235,2	235,2	235,2	220,5	220,5	224,5	224,5						
8	Igualdad de M(-) y M(+) a caras de columnas para todas las vigas	h	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3	227,3						
9	Momentos resultantes a ejes de columnas	i	284,4	256,9	287,4	253,9	304,2	237,1	304,2	237,1	290,4	250,8	290,4	250,9								3247,6
10	Reducción de momentos a ejes de columnas	j	36,5		49,1		23,0		14,9		50,6		5,0									