

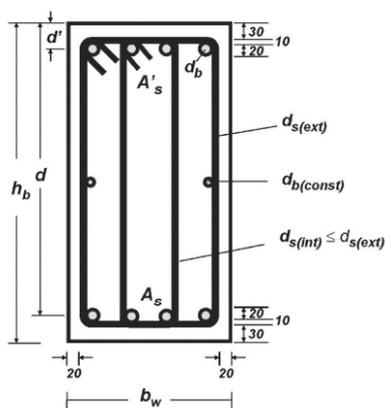
(2.2., R.II.) **1.4. DISEÑO FLEXIONAL DE VIGAS**

Como se observa en el diagrama de redistribución de momentos de flexión de la Fig.13 , es obvio que las zonas de localización de las rótulas plásticas de vigas se ubican en las caras de las columnas, denominadas “secciones críticas”.

El mínimo recubrimiento de los estribos es de 20mm (ver pág.6). Asumiendo que el diámetro de los estribos que se emplearán es de 10mm , el recubrimiento mínimo de la armadura longitudinal será:

$$(20 + 10)mm = 30mm \Rightarrow \text{se adopta } 40mm$$

Admitiendo una configuración de las armaduras longitudinales superior e inferior de las vigas, y considerando que el diámetro máximo a emplear es de 20mm , la distancia d del baricentro de la armadura inferior de tracción a la fibra extrema de compresión del hormigón Fig.(I) , resulta:



DETALLE GENERAL DE VIGAS

Valores Adoptados:

Materiales:

Hormigón: H 25 ($f'_c = 25$ MPa)
Acero: ADN 420 ($f_y = f_{yt} = 420$ MPa)

Recubrimientos:

Recubrimiento armaduras superior e inferior: 40mm
Recubrimiento armaduras laterales: 20mm

Distancia d' :

$$d' = (30+10+20/2)mm = 50mm$$

Nota: Para la determinación de la distancia d' , se ha asumido que el diámetro de las barras longitudinales, $d_b = 20$ mm y el diámetro de la barra del estribo exterior, $d_s = 10$ mm.

(1.2.1., R.II.)

(1.2.2., R.II.)

Fig.(I) VALORES ADOPTADOS PARA EL DISEÑO FLEXIONAL DE VIGAS

$$d = 800 - 40 - \frac{20}{2} = 750 \text{ mm}$$

La distancia d' de la fibra extrema de compresión del hormigón al baricentro de la armadura longitudinal superior de las vigas, considerando el espesor de recubrimiento mínimo de las armaduras longitudinales de las losas, se obtiene:

$$d' = 40 + \frac{20}{2} = 50 \text{ mm}$$

La separación mínima entre las barras longitudinales superiores e inferiores de las vigas debe ser mayor que 25 mm o d_b (diámetro de las barras longitudinales).

(2.2.3.1., R.II.) La capacidad de momento ϕM_n de la sección de la viga en la zona de formación potencial de rótulas plásticas, puede calcularse en forma simplificada del siguiente modo:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - d')$$

donde:

(1.6., R.II.) $\phi = 0,9$ (factor de reducción de resistencia)

$f_y = 420 \text{ MPa}$ (tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal)

A_s : armadura longitudinal inferior en vigas mm^2

Alternativamente ϕM_n , puede calcularse para una viga simplemente armada, con armadura longitudinal de tracción solamente.

De la misma manera, este procedimiento puede emplearse para el cálculo de los momentos de sobrerresistencia flexional M_b^o , en el diseño por capacidad.

Las planillas referidas a la determinación de la capacidad flexional real de vigas a caras de columnas, muestran los momentos $M_c^{(+)}$; $M_c^{(-)}$ provenientes de la redistribución, las secciones necesarias de armaduras longitudinales A_s ; A'_s , su integración, las capacidades flexionales de

diseño $\phi M_n^{(+)}$; $\phi M_n^{(-)}$ y las capacidades flexionales nominales o reales $M_n^{(+)}$; $M_n^{(-)}$, de las vigas correspondientes a los niveles 1, 5 y 10 de los pórticos Y4 y X1.

Cada planilla se identifica con la letra **C**, el número que sigue indica el nivel al que pertenecen las vigas y el siguiente, el estado de carga considerado. Por ejemplo, **C1.1** corresponde a las vigas del nivel 1, del pórtico considerado (X1 ó Y4) y al estado de cargas 1 (ver página 79)

Para la **V148** del pórtico Y4 (**Planilla C1.1**) resulta:

- **Armadura inferior:**

$$A_s = \frac{371,3 \text{ kNm}}{0,9 \times 420 \text{ MPa} \times (750 - 50) \text{ mm}} \times 100^3$$

$$A_s = 1403 \text{ mm}^2$$

$$\text{Integración : } (4d_b 20 + 1d_b 16) \Rightarrow A_{s \text{ real}} = 1458 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto:

$$\phi M_n^{(+)} = \frac{0,9 \times 1458 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times (750 - 50) \text{ mm}}{100^3}$$

$$\phi M_n^{(+)} = 385,7 \text{ kNm}$$

- **Armadura superior:**

$$A'_s = \frac{371,3 \text{ kNm}}{0,9 \times 420 \text{ MPa} \times (750 - 50) \text{ mm}} \times 100^3$$

$$A'_s = 1403 \text{ mm}^2$$

$$\text{Integración : } (4d_b 20 + 1d_b 16) \Rightarrow A_{s \text{ real}} = 1458 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto:

$$\phi M_n^{(-)} = \frac{0,9 \times 1458 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times (750 - 50) \text{ mm}}{100^3}$$

$$\phi M_n^{(-)} = 385,7 \text{ kNm}$$

Planilla C1.1: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS
(Vigas Nivel 1 - 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	arriba n°	arriba db	abajo n°	abajo db	arriba A_s	abajo A'_s	$\phi M_n^{(+)}$	$\phi M_n^{(-)}$	$M_n^{(+)}$	$M_n^{(-)}$
148	371,3	371,3	750	50	700	0,9	420	1403	1403	4	20	4	20	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6
149	371,3	371,3	750	50	700	0,9	420	1403	1403	1	16	1	16	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6
150	371,3	371,3	750	50	700	0,9	420	1403	1403	4	20	4	20	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6
151	371,3	371,3	750	50	700	0,9	420	1403	1403	1	16	1	16	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6
152	371,3	371,3	750	50	700	0,9	420	1403	1403	4	20	4	20	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6
153	371,3	371,3	750	50	700	0,9	420	1403	1403	1	16	1	16	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6

Las capacidades flexionales nominales o reales a las caras de las columnas resultan:

$$M_n^{(+)} = \frac{385,7 \text{ kNm}}{0,9} = 428,6 \text{ kNm}$$

$$M_n^{(-)} = \frac{385,7 \text{ kNm}}{0,9} = 428,6 \text{ kNm}$$

Conocidos los momentos de flexión nominales $M_n^{(+)}$; $M_n^{(-)}$ de las vigas a las caras de las columnas para diferentes combinaciones de cargas, un procedimiento gráfico sencillo para la determinación de los diagramas envolventes, consiste en graficar el diagrama de los momentos de flexión de las vigas (como simplemente apoyadas) para los estados de cargas gravitatorias mayoradas y luego trazar una recta que una los valores de los momentos de flexión nominales obtenidos en las caras de las columnas $M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$.

Este procedimiento se realiza para sismo izquierda y sismo derecha. De esta manera se obtienen los diagramas envolventes de momentos de flexión de cargas gravitatorias y sísmicas. Estos diagramas envolventes para sismo izquierda y sismo derecha tienen como líneas de referencia a las curvas dadas por los estados de cargas gravitatorias mayoradas: $1,2D + 0,5L + E_V$; $0,9D - E_V$.

A continuación, puede obtenerse el mismo diagrama envolvente pero referido al eje longitudinal de las vigas, es decir, midiendo en cada punto del diagrama envolvente anterior el valor del momento de flexión M_n y proyectarlo a partir del eje de las vigas.

De esta manera, se obtienen los diagramas envolventes de los estados combinados de cargas gravitatorias mayoradas y cargas sísmicas (sismo izquierda y sismo derecha).

Para mayor claridad, el procedimiento se desarrolla para las vigas del nivel 1 del pórtico Y4.

La **Figura C**, muestra los diagramas de momentos de flexión (como vigas simplemente apoyadas) para los estados de cargas gravitatorias

mayoradas que posteriormente deberán combinarse con los estados de cargas sísmicas, es decir:

$$(1,2D + 0,5L + E_V)$$
$$(0,9D - E_V)$$

En estos diagramas se indican los valores de los momentos de flexión obtenidos en las caras de las columnas (ver **planilla C1.1**, cálculos auxiliares).

La **Figura D(1)**, muestra el diagrama envolvente (sismo izquierda $\overline{E_H}$) de momentos de flexión nominales (empleando los diagramas de cargas gravitatorias mayoradas como líneas de referencia) obtenidos mediante la unión con una recta de los valores de los momentos nominales $M_n^{(+)}$ y $M_n^{(-)}$ en correspondencia con las caras de las columnas, hasta interceptar los ejes de las mismas.

La **Figura D(2)**, muestra el mismo diagrama envolvente representado en la **Figura D(1)**, pero referido al eje longitudinal de las vigas. Este se determina graficando a partir del eje longitudinal de las vigas el valor del momento de flexión para cada punto obtenido en el diagrama envolvente de la **Figura D(1)**.

Procediendo de igual modo, las **Figuras E(1) y E(2)** muestran el diagrama envolvente para sismo derecha $\overline{E_H}$.

Por último, la **Figura F**, muestra el diagrama envolvente de los momentos de flexión nominales, referidos al eje longitudinal de las vigas, para los estados de cargas combinados:

$$\text{Sismo izquierda : } (1,2D + 0,5L + E_V + \overline{E_H}) ; (0,9D - E_V + \overline{E_H})$$

$$\text{Sismo derecha : } (1,2D + 0,5L + E_V - \overline{E_H}) ; (0,9D - E_V - \overline{E_H})$$

En las figuras, se indican en correspondencia con las caras de las columnas los valores de los momentos de flexión nominales $M_n^{(+)}$; $M_n^{(-)}$ de las vigas.

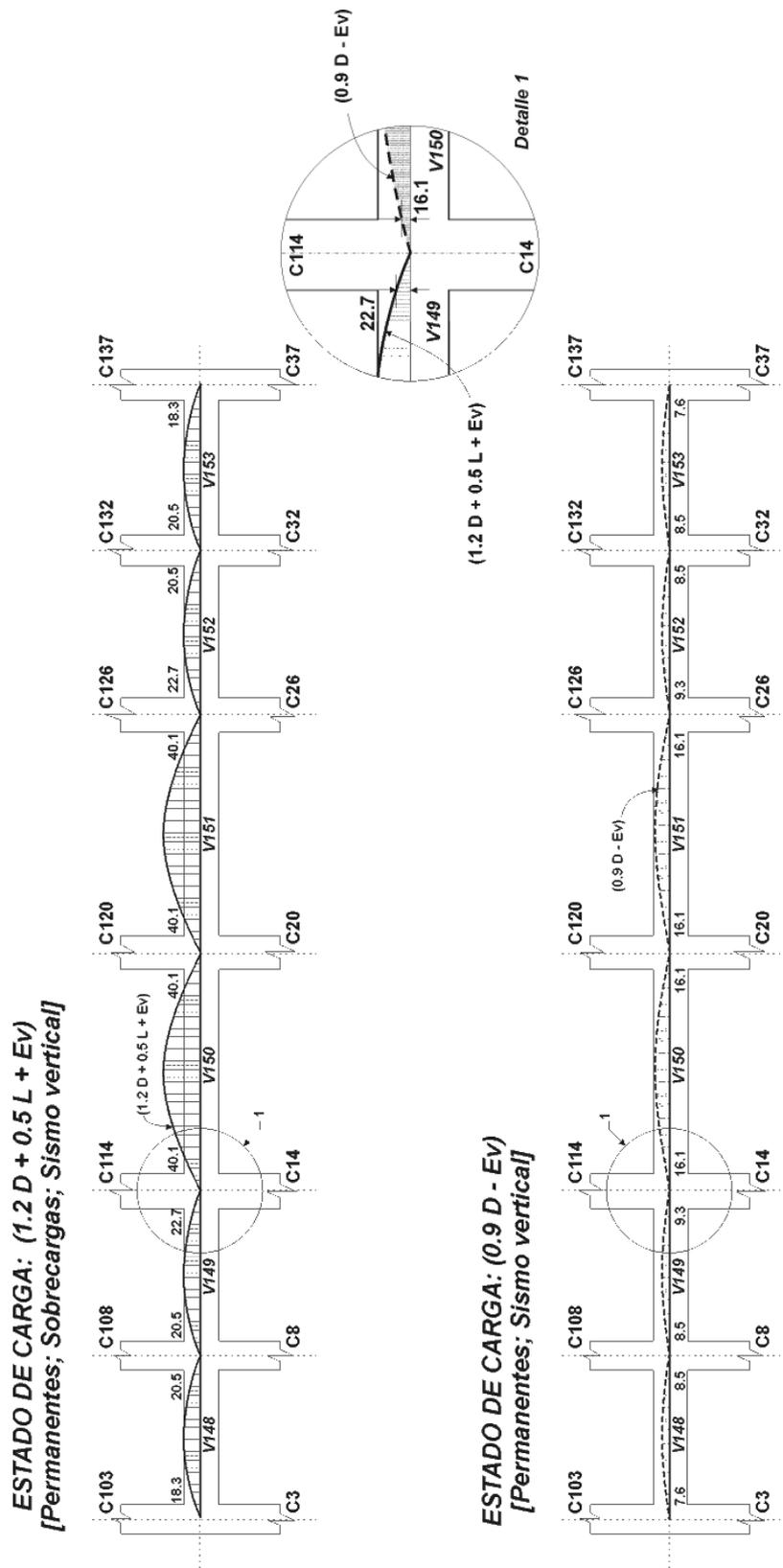
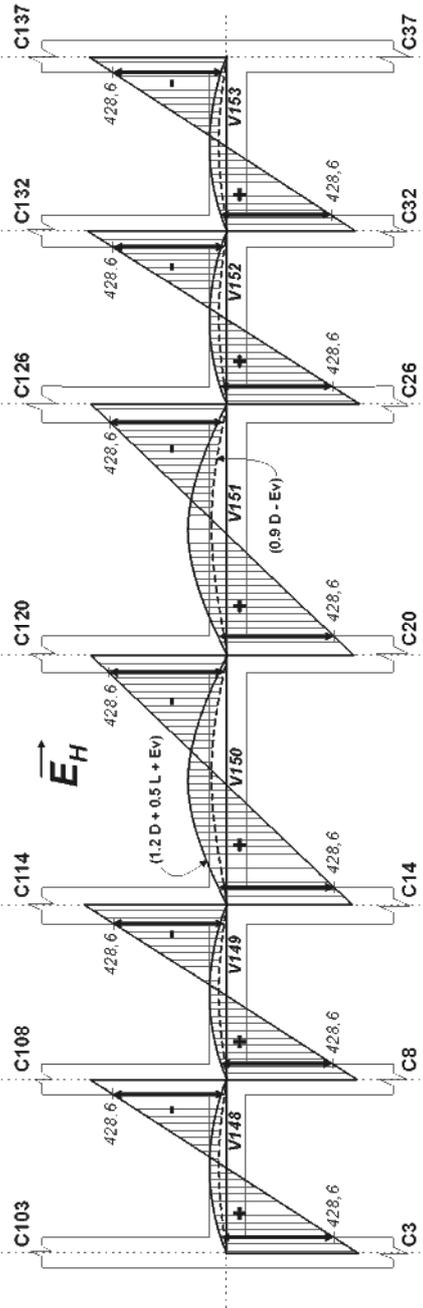


Fig. C: Momentos de flexión a caras de columnas [KNm]

(1) MOMENTOS DE FLEXIÓN A CARAS DE COLUMNAS (Líneas de referencias 1.2 D + 0.5 L + Ev ; 0.9 D - Ev)



(2) MOMENTOS DE FLEXIÓN A CARAS DE COLUMNAS (Línea de referencia: Eje longitudinal de vigas)

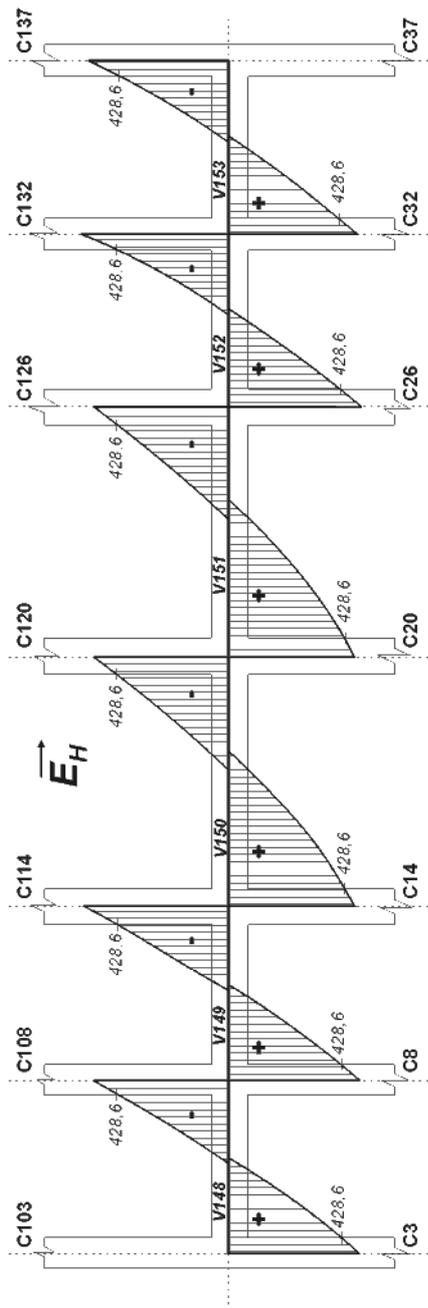
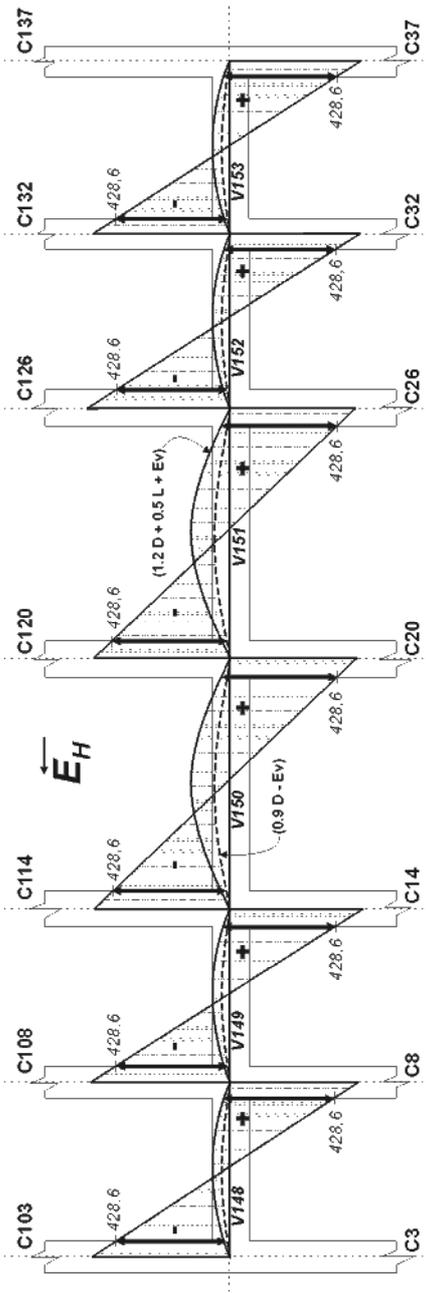


Fig. D: Diagrama envolvente de momentos de flexión nominales " M_n " [kNm]
(Sismo izquierda - E_H)

(1) MOMENTOS DE FLEXIÓN A CARAS DE COLUMNAS (Líneas de referencias 1.2 D + 0.5 L + Ev ; 0.9 D - Ev)



(2) MOMENTOS DE FLEXIÓN A CARAS DE COLUMNAS (Línea de referencia: Eje longitudinal de vigas)

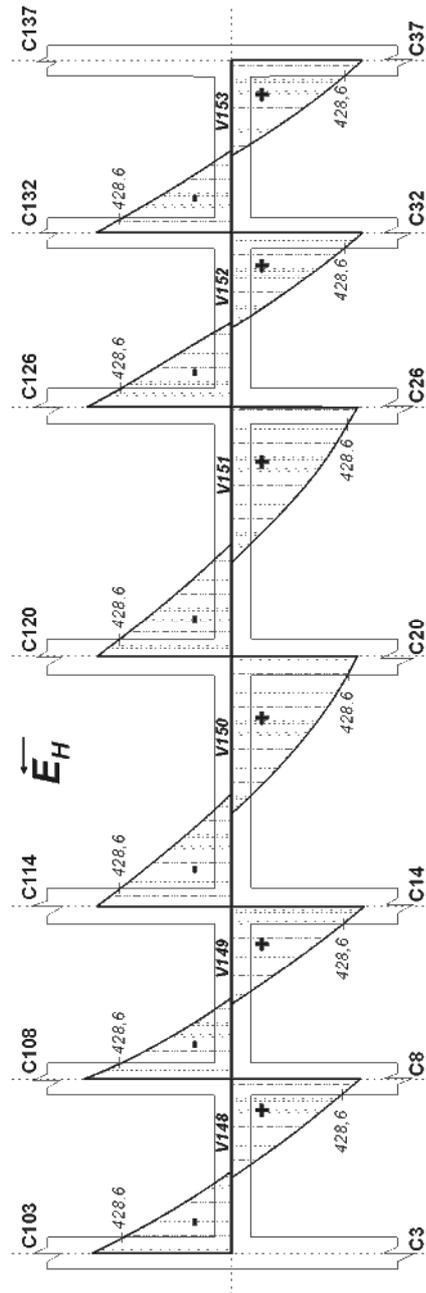


Fig. E: Diagrama envolvente de momentos de flexión nominales " M_n " [kNm]
(Sismo derecha - \vec{E}_H)

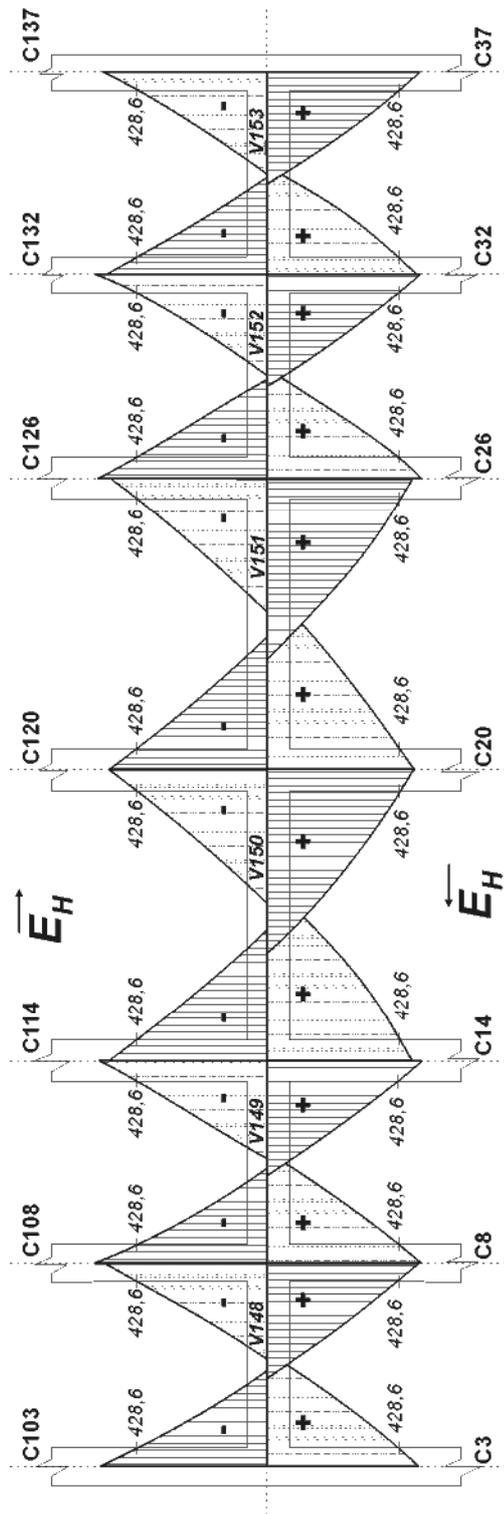


Fig. F: Diagrama envolvente de momentos de flexión nominales " M_n " [kNm]

ESTADOS DE CARGAS: $(1.2 D + 0.5 L + Ev + \vec{E}_H)$; $(0.9 D - Ev + \vec{E}_H)$ [Sismo izquierda]

ESTADOS DE CARGAS: $(1.2 D + 0.5 L + Ev - \vec{E}_H)$; $(0.9 D - Ev - \vec{E}_H)$ [Sismo derecha]

(2.2.4.2., R.II.) *Es importante señalar que para las vigas de sección T y L construidas íntegramente con las losas, las armaduras longitudinales de éstas últimas, paralelas al eje de las vigas e incluidas en el ancho efectivo, deben considerarse para el cálculo de los momentos de sobrerresistencia $M_b^{(-)0}$.*

Se puede admitir que la sección de armadura de las losas incluidas en el ancho de colaboración de las mismas contribuye a absorber el $\phi M_n^{(-)}$ que solicita a las vigas, siempre que al menos el 75% de la armadura longitudinal de estas pase a través del núcleo de la columna. Esto no ha sido considerado, pues es conservativo para el diseño posterior de las columnas. Por ello, las secciones de armaduras de las losas dispuestas según se indicó, deberán tenerse en cuenta en el cálculo de los momentos de sobrerresistencia $M_b^{(-)0}$ de las vigas.

(2.2.6.(c)., R.II.) **1.4.1. Cuantía mínima en la zona de formación potencial de rótulas plásticas**

En cualquier sección de la viga la cuantía de la armadura traccionada $\rho_{mín}$, calculada usando el ancho del alma b_w , no será menor que:

$$\rho_{mín} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y}$$

donde:

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

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

$$\rho_{mín} = \frac{\sqrt{25 \text{ MPa}}}{4 \times 420 \text{ MPa}}$$

$$\rho_{mín} = 0,0030$$

(2.2.6.(a)., R.II.)

1.4.2. Cuantía máxima en la zona de formación potencial de rótulas plásticas

En cualquier sección de la viga, la cuantía de la armadura traccionada, no deberá ser mayor que el menor de los siguientes valores:

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{f'_c + 10}{6f_y}$$

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{25 \text{ MPa} + 10}{6 \times 420 \text{ MPa}}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,0139$$

Por otro lado, el otro límite es $\rho_{\text{máx}} = 0,025$.

Para las vigas del nivel 1, del pórtico Y4, la cuantía ρ resulta:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d}$$

$$\rho = \frac{1458 \text{ mm}^2}{(400 \times 750) \text{ mm}}$$

$$\rho = 0,00486$$

Puede observarse, que la cuantía ρ verifica ambos límites, es decir:

$$\rho_{\text{mín}} = 0,0030 < \rho = 0,00486 < \rho_{\text{máx}} = 0,0139$$

En la planilla Ct.1 se indican las cuantías para las vigas del nivel 1 del pórticos Y4, para el resto de las vigas ver Anexo 1.

(2.3.3., R.II.)

1.4.3. Sobrerresistencia flexional de vigas

Los principios del diseño por capacidad para estructuras dúctiles requiere determinar con precisión la diferencia existente entre la tensión de fluencia del acero especificada y la real, como así también el aumento de la resistencia, provocada por el proceso de endurecimiento del acero para elevadas demandas inelásticas de la estructura.

Para los aceros permitidos en el Reglamento, se especifica un factor de sobrerresistencia λ_o igual a 1,4.

(2.3.3., R.II.) El factor de sobrerresistencia flexional de vigas ϕ_b^o se calcula como:

$$\phi_b^o = \frac{\sum M_e^o}{\sum M_E} = \frac{\sum \lambda_o M_n}{\sum M_E}$$

donde:

M_e^o es la capacidad resistente flexional de una viga referida al eje de la columna ($M_e^o = \lambda_o M_n$), M_E es el momento de flexión de la viga producido exclusivamente por la acción sísmica horizontal y M_n es el momento nominal de la sección de la viga.

El símbolo Σ se extiende a las dos vigas adyacentes que concurren a un nudo interno, o a una sola viga en el caso de un nudo externo.

Los momentos M_e^o y M_E se refieren a la sección de la viga en correspondencia con el eje de la columna y no a la sección crítica (cara de columna).

Los momentos de flexión de vigas producidos exclusivamente por la acción sísmica M_E , se pueden obtener, para los distintos niveles, de la línea 2 de las planillas de redistribución de momentos.

Se necesita determinar el factor ϕ_b^o en cada piso al eje de cada columna independientemente para ambas direcciones de la acción sísmica (izquierda y derecha). Este factor posibilita considerar el momento total impartido a las columnas por la acción combinada del sismo con la carga gravitatoria.

A causa de que el factor de sobrerresistencia del acero se toma igual a 1,40 y el factor de reducción de resistencia en flexión para vigas $\phi = 0,90$, el factor de sobrerresistencia para una viga diseñada para que cubra "exactamente" la demanda combinada de acción sísmica y gravitatoria sería:

$$\phi_b^o = \frac{1,4}{0,9} = 1,56$$

Sin embargo a causa de la redistribución de momentos se puede emplearse y por la disponibilidad de diámetros normalizados, ϕ_b^o puede ser mayor o menor que 1,56.

Para asegurar que la resistencia flexional de una viga en un nivel particular de la estructura no sea menor que el factor de sobrerresistencia flexional promedio ϕ_s^o de estas para el nivel considerado, ϕ_b^o , necesariamente debe ser mayor o igual que:

$$\phi_b^o \geq \frac{\lambda_o}{\phi} = \frac{1,4}{0,9} = 1,56$$

(2.3.3., R.II.) **1.4.4. Sobrerresistencia flexional a ejes de columnas**

Para la determinación de los factores de sobrerresistencia ϕ_b^o de las vigas, es necesario calcular la sobrerresistencia flexional de las mismas a ejes de columnas.

Las planillas de "sobrerresistencia flexional de vigas ($M_e^{(-)o}$ y $M_e^{(+)o}$) a ejes de columnas" se identifican con la letra **S**, el número que sigue indica el nivel al que pertenecen las vigas y el siguiente, el estado de cargas considerado. Por ejemplo, **S1.1** corresponde a las vigas del nivel 1, del pórtico considerado (X1 ó Y4) y al estado de cargas 1 (ver página 29).

Las planillas **S**, utilizadas para la determinación de las capacidades flexionales a ejes de columnas, correspondientes a las vigas del nivel 1, del pórtico Y4, para los estados de cargas considerados, resumen las capacidades flexionales reales a las caras de las columnas $M_n^{(+)}$ y $M_n^{(-)}$ (Planillas C1).

(2.2.4.2., R.II.) Se indica también, la capacidad flexional real $M_{nl}^{(-)}$ provista por las secciones de armaduras de las losas, las que se determinan empleando el ancho de colaboración "b" correspondiente (Fig.4) y considerando

que están armadas con un $1d_b 8^c / 150mm$; ADN 420, en ambas direcciones

De la Fig.4, para las vigas de sección "T", de los niveles 1º a 4º, para luces de vigas $I_{ny} = I_x = 4,50m$ resulta un ancho de colaboración $b = 1,13m$.

Considerando sólo las barras de las losas paralelas al eje longitudinal de la viga, y asumiendo que en el ancho efectivo tienen anclaje total, resulta:

$$A_{sl} = \frac{b}{sep.} A_b$$

donde:

$$b = 1,13m$$

$$A_b(d_b 8) = 50mm^2$$

$$sep. = 150mm$$

$$A_{sl} = \frac{1130mm}{150mm} \times 50mm^2$$

$$A_{sl} = 377,0mm^2$$

Por lo que la capacidad flexional negativa, provista por la armadura de las losas, resulta:

$$M_{nl}^{(-)} = A_{sl} f_y (d - d')$$

$$M_{nl}^{(-)} = \frac{377,0mm^2 \times 420MPa \times (750 - 50)mm}{100^3}$$

$$M_{nl}^{(-)} = 110,7kNm$$

Del mismo modo, de la Fig.4, para las vigas de sección "T", de los niveles 1º a 4º, para luces de vigas $I_{ny} = I_x = 6,50m$ resulta un ancho de colaboración $b = 1,63m$.

$$A_{sl} = \frac{1630mm}{150mm} \times 50mm^2$$

$$A_{sl} = 543,3mm^2$$

Planilla S1.1: SOBRESRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)}$; $M_e^{(+)}$) A EJES DE COLUMNAS
(Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)

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

VIGA	Capacidad flexional real a caras de columnas [kNm]		Asl [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. $\Delta M(c_v)$	Col. der. $\Delta M(c_v)$	M ⁽⁺⁾ _e	M ⁽⁻⁾ _e
148	428,6	428,6	377	110,7	600,0	755,0	3,70	2,06	737,3	910,7	23,72	16,5	18,7	720,9	929,3
149	428,6	428,6	377	110,7	600,0	755,0	3,60	2,01	760,0	933,8	23,72	18,1	20,3	741,8	954,1
150	428,6	428,6	543	159,7	600,0	823,6	5,55	3,21	721,8	945,5	28,00	36,9	36,9	684,9	982,4
151	428,6	428,6	543	159,7	600,0	823,6	5,55	3,21	721,8	945,5	28,00	36,9	36,9	684,9	982,4
152	428,6	428,6	377	110,7	600,0	755,0	3,60	2,01	778,8	915,0	23,72	20,3	18,1	758,5	933,1
153	428,6	428,6	377	110,7	600,0	755,0	3,70	2,06	755,6	892,4	23,72	18,7	16,5	737,0	908,8

La capacidad flexional negativa, provista por la armadura de estas losas resulta:

$$M_{nl}^{(-)} = A_{sl} f_y (d - d')$$

$$M_{nl}^{(-)} = \frac{543,3 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times (750 - 50) \text{ mm}}{100^3}$$

$$M_{nl}^{(-)} = 159,7 \text{ kNm}$$

La sobrerresistencia flexional negativa a la cara de las columnas $M_c^{(-)0}$, se determina:

$$M_c^{(-)0} = \lambda_o (M_n^{(-)} + M_{nl}^{(-)})$$

La sobrerresistencia flexional positiva a la cara de las columnas $M_c^{(+0)}$, se obtiene:

$$M_c^{(+0)} = \lambda_o M_n^{(+)}$$

Para la V148 del pórtico Y4, para el estado de cargas $(1,2D + 0,5L + E_V + \vec{E}_H)$, planilla S1.1, las capacidades flexionales resultan:

- Capacidad flexional negativa a caras de columnas

$$M_c^{(-)0} = 1,4(428,6 + 110,7) \text{ kNm}$$

$$M_c^{(-)0} = 755,0 \text{ kNm}$$

- Capacidad flexional positiva a caras de columnas

$$M_c^{(+0)} = 1,4 \times 428,6 \text{ kNm}$$

$$M_c^{(+0)} = 600,0 \text{ kNm}$$

La obtención de la sobrerresistencia flexional a ejes de columnas sin considerar el efecto de las cargas gravitatorias $M_c^{(+0)}$ y $M_c^{(-)0}$, y

considerando el efecto de las mismas $M_e^{(+)\circ}$ y $M_e^{(-)\circ}$, se realiza empleando el procedimiento que se ilustra en la Fig.15, que corresponde a la V148, del nivel 1, para el pórtico Y4, y el estado de cargas allí considerado, es decir, $(1,2D + 0,5L + E_V + \vec{E}_H)$.

Uniéndolo con una recta los valores correspondientes de $M_c^{(+)\circ}$ y $M_c^{(-)\circ}$, se obtienen los valores a los ejes de columnas $M^{(+)\circ}$ y $M^{(-)\circ}$, cuando esta recta intercepta a los mismos. Estas magnitudes se obtienen analíticamente por relación de triángulos, es decir:

Distancia al punto de inflexión L_{p1}

$$L_{p1} = L_n \frac{M_c^{(-)\circ}}{(M_c^{(-)\circ} + M_c^{(+)\circ})}$$

$$L_{p1} = 3,70m \frac{755,0kNm}{(755,0 + 600,0)kNm}$$

$$L_{p1} = 2,06m$$

Conociendo L_{p1} , se determina:

$$M^{(-)\circ} = M_c^{(-)\circ} \times \frac{L_{p1} + \frac{h_{c8}}{2}}{L_{p1}}$$

$$M^{(-)\circ} = 755,0kNm \times \frac{2,06m + \frac{0,85m}{2}}{2,06m}$$

$$M^{(-)\circ} = 910,7kNm$$

Considerando el efecto de las cargas gravitatorias, se obtiene:

$$\Delta M_{(C_V)} = V_w (\text{cara col.}) \frac{h_{c8}}{2}$$

siendo:

$$V_w = q \frac{L_n}{2}$$

Estado de Carga
 $1,2 D + 0,5 L + E_V + \vec{E}_H$

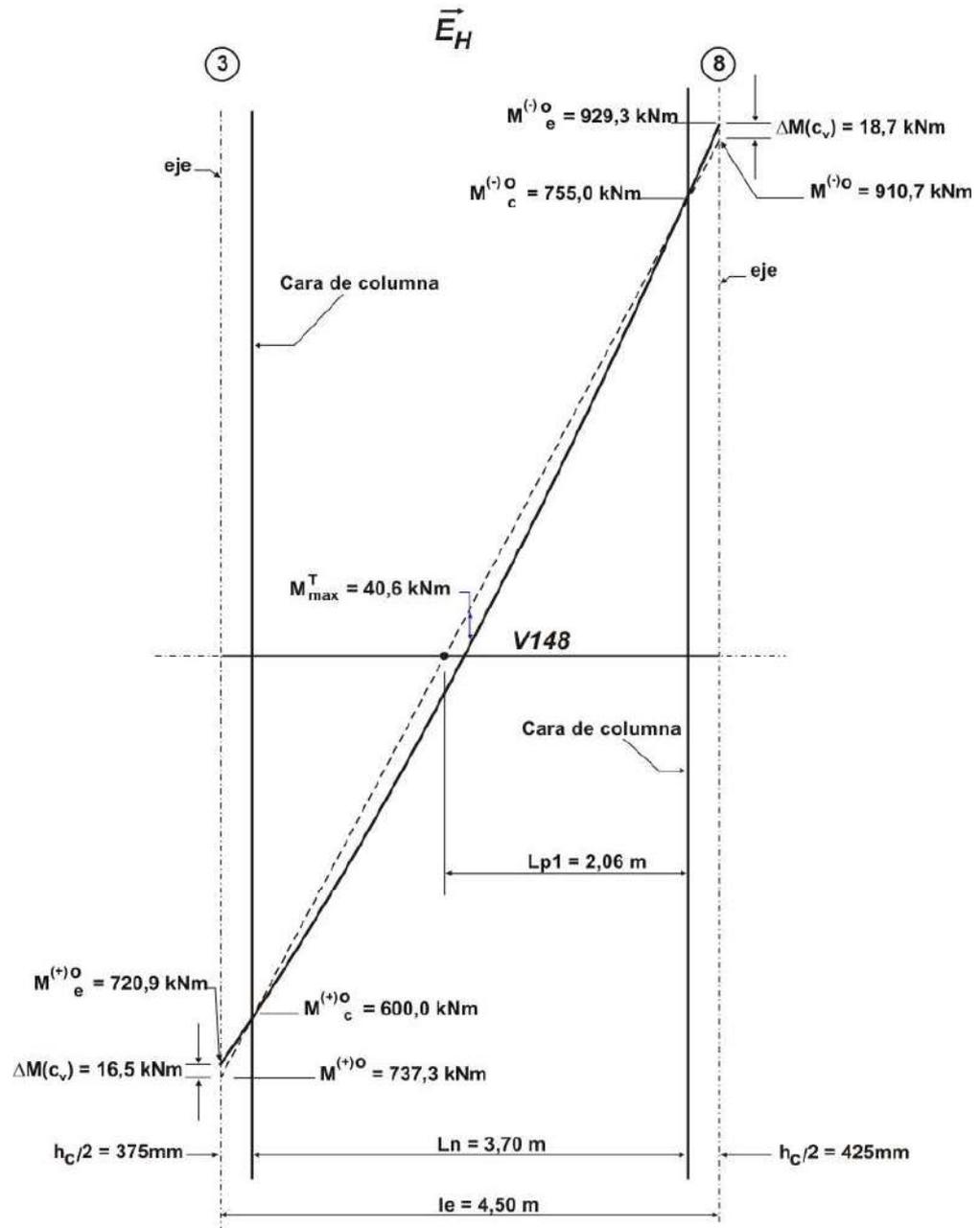


Fig. 15: MOMENTOS DE SOBRRRESISTENCIA

(Viga 148)

por lo que:

$$\Delta M_{(C_v)} = 23,7 \text{ kNm} \times \frac{3,70 \text{ m}}{2} \times \frac{0,85 \text{ m}}{2}$$

$$\Delta M_{(C_v)} = 18,7 \text{ kNm}$$

por lo que la sobrerresistencia flexional negativa al eje de la columna C8, resulta:

$$M_e^{(-)o} = M^{(-)o} + \Delta M_{(C_v)}$$

$$M_e^{(-)o} = 910,7 \text{ kNm} + 18,7 \text{ kNm}$$

$$M_e^{(-)o} = 929,3 \text{ kNm}$$

La sobrerresistencia flexional positiva al eje de la columna C3, se determina:

$$M_e^{(+)o} = M^{(+)o} - \Delta M_{(C_v)}$$

donde:

$$M^{(+)o} = M_c^{(+)o} \times \frac{L_n - L_{p1} + \frac{h_{c3}}{2}}{L_n - L_{p1}}$$

$$M^{(+)o} = 600,0 \text{ kNm} \times \frac{3,70 \text{ m} - 2,06 \text{ m} + \frac{0,75 \text{ m}}{2}}{3,70 \text{ m} - 2,06 \text{ m}}$$

$$M^{(+)o} = 737,3 \text{ kNm}$$

Considerando el efecto de las cargas gravitatorias, se obtiene:

$$\Delta M_{(C_v)} = V_w (\text{cara col.}) \frac{h_{c3}}{2}$$

siendo:

$$V_w = q \frac{L_n}{2}$$

por lo que:

$$\Delta M_{(C_V)} = 23,7 \text{ kNm} \times \frac{3,70 \text{ m}}{2} \times \frac{0,75 \text{ m}}{2}$$

$$\Delta M_{(C_V)} = 16,5 \text{ kNm}$$

por lo tanto, $M_e^{(+)\circ}$ resulta:

$$M_e^{(+)\circ} = 737,3 \text{ kNm} - 16,5 \text{ kNm}$$

$$M_e^{(+)\circ} = 720,9 \text{ kNm}$$

El valor del momento de flexión máximo del tramo $M_{\text{tmáx}}$, resulta igual a $40,6 \text{ kNm}$.

Las planillas correspondientes a las vigas del nivel 5 y 10, para los pórticos y estados de cargas considerados, se pueden consultar en el Anexo 1.

(2.3.3., R.II.) 1.4.5. Factor de sobrerresistencia flexional de vigas

En la planilla F1.1, se resume para las vigas del nivel 1, pórtico Y4 y estados de cargas considerados, los valores de los momentos de flexión M_E y M_e° .

Cada planilla de “factores de sobrerresistencia ϕ_b° ” se identifica con la letra F, el número que sigue indica el nivel al que pertenecen las vigas y el siguiente, el estado de cargas considerado. Por ejemplo, F1.1 corresponde a las vigas del nivel 1, del pórtico considerado (X1 ó Y4) y al estado de cargas 1 (ver página 29).

A continuación se observan los valores correspondientes de los factores de sobrerresistencia flexional de vigas ϕ_b° para las diferentes columnas.

Para las columnas C3; C8; C14 y C20, para el estado de carga $(1,2D + 0,5L + E_V + \vec{E}_H)$ (sismo izquierda), resulta:

$$\phi_{b(C_j)}^{\circ} = \frac{\sum M_e^{(+)\circ}}{\sum M_E^{(+)}}$$

Columna C3

$$\phi_b^o(C_3) = \frac{720,9 \text{ kNm}}{467,8 \text{ kNm}}$$

$$\phi_b^o(C_3) = 1,54$$

Columna C8

$$\phi_b^o(C_8) = \frac{741,8 \text{ kNm} + 929,3 \text{ kNm}}{498,8 \text{ kNm} + 470,5 \text{ kNm}}$$

$$\phi_b^o(C_8) = 1,72$$

Columna C14

$$\phi_b^o(C_{14}) = \frac{684,9 \text{ kNm} + 954,1 \text{ kNm}}{375,1 \text{ kNm} + 510,7 \text{ kNm}}$$

$$\phi_b^o(C_{14}) = 1,85$$

Columna C20

$$\phi_b^o(C_{20}) = \frac{684,9 \text{ kNm} + 982,4 \text{ kNm}}{376,8 \text{ kNm} + 376,9 \text{ kNm}}$$

$$\phi_b^o(C_{20}) = 2,21$$

Del mismo modo se procede para la obtención de los factores de sobrerresistencia para el otro sentido de la acción sísmica, es decir “sismo derecha”.

En las páginas siguientes se presentan las planillas de cálculos auxiliares, planillas R, planillas C, planillas S y planillas F, correspondientes a los estados de cargas 2, 3 y 4 de las vigas del nivel 1.

Las planillas correspondientes a los niveles 5 y 10 pueden consultarse en el Anexo 1.

Planilla F1.1: FACTORES DE SOBRRRESISTENCIA ϕ°
(Vigas Nivel 1 - 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]		Sobrerresistencia flexional a ejes de columnas [kNm]		Factor de sobrerresistencia ϕ°						Factor de sobrerresistencia del sistema de vigas (Nivel 1 - Pórtico Y4) ϕ°_s											
	$M^{(+)}_E$	$M^{(-)}_E$	$M^{(+)}_e$	$M^{(-)}_e$	COLUMNAS																	
					3	8	14	20	26	32		37										
148	467,8	470,5	720,9	929,3	1,54																	
149	498,8	510,7	741,8	954,1		1,72																
150	375,1	376,9	684,9	982,4			1,85															
151	376,8	375,1	684,9	982,4				2,21														
152	510,6	498,7	758,5	933,1					1,97													
153	470,4	467,7	737,0	908,8																		

CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 1 - 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 ⁺ máx (kNm)	q (kN/m)
148	17.3	13.7	9.2	0.75	0.85	4.5	3.70	24.7	9.8
149	15.3	17.2	8.5	0.85	0.95	4.5	3.60	24.8	9.8
150	39.0	37.6	21.0	0.95	0.95	6.5	5.55	59.3	11.2
151	37.6	39.0	21.0	0.95	0.95	6.5	5.55	59.3	11.2
152	17.2	15.3	8.5	0.95	0.85	4.5	3.60	24.8	9.8
153	13.7	17.3	9.2	0.85	0.75	4.5	3.70	24.7	9.8

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

VIGA	MEHA (kNm)	MEHB (kNm)	MA (kNm)	MB (kNm)	($\sum M_A$)/6	($\sum M_B$)/6	V _{BC} (kN)	M ^c _{AC} (kNm)	M ^c _{BC} (kNm)	V _{SS} (kN)	M ^c _{As} (kNm)	M ^c _{Bs} (kNm)
148	467.8	-470.5	450.4	484.2			199.96	351.56	388.30	21.96	7.5	8.4
149	498.8	-510.7	483.5	527.9			199.96	341.57	378.30	22.00	8.5	9.3
150	375.1	-376.9	336.1	414.5	426.6	473.3	138.44	360.79	407.53	36.49	16.1	16.1
151	376.8	-375.1	339.2	414.1			138.44	360.79	407.53	36.49	16.1	16.1
152	510.6	-498.7	493.4	514.0			199.96	331.57	388.30	22.00	9.3	8.5
153	470.4	-467.7	456.7	485.0			199.96	341.57	398.30	21.96	8.4	7.5

[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 ^a _A (kN)	V ^a _B (kN)	V ^c _A (kN)	V ^c _B (kN)
148	750	50			359.1	379.8	178.01	221.92	181.7	217.8
149	750	50			350.0	369.0	177.96	221.96	182.1	217.3
150	750	50	0.9	420	376.9	391.5	101.94	174.93	107.3	169.6
151	750	50			376.9	391.5	101.94	174.93	107.3	169.6
152	750	50			340.9	379.8	177.96	221.96	182.6	217.8
153	750	50			350.0	390.8	178.01	221.92	182.2	218.3

Sección arm. losa	377
Columnas	8
Ancho col.	0.75

ESTADO DE CARGA	0.9 D - Ev
ESTADO DE CARGA	0.9 D - Ev + EH

Planilla R 1.2: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS
(Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)

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

LINEA	ITEM	NOTA	COLUMNAS												$\sum M$
			VIGA 148		VIGA 149		VIGA 150		VIGA 151		VIGA 152		VIGA 153		
			A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	
1	0,9 D - Ev	a	-17,3	-13,7	-15,3	-17,2	-39	-37,6	-37,6	-39	-17,2	-15,3	-13,7	-17,3	
2	E _H →	b	467,8	-470,5	498,8	-510,7	375,1	-376,9	376,8	-375,1	510,6	-498,7	470,4	-467,7	5399,1
3	0,9 D - Ev + EH	c	450,4	484,2	483,5	527,9	336,1	414,5	339,2	414,1	493,4	514,0	456,7	485,0	5399,0
4	Máxima Redistribución	d	145,3		158,4		124,4		124,2		154,2		145,5		
5	Igualdad de M(-) y M(+) a ejes de columnas	e	426,6	473,3	426,6	473,3	426,6	473,3	426,6	473,3	426,6	473,3	426,6	473,3	5399,0
6	Momentos a caras de columnas	f	359,1	379,8	350,0	369,0	376,9	391,5	376,9	391,5	340,9	379,8	350,0	390,8	
7	Igualdad de M(-) y M(+) a caras de columnas, por viga	g	369,5	369,5	359,5	359,5	384,2	384,2	384,2	384,2	360,4	360,4	370,4	370,4	371,3
8	Igualdad de M(-) y M(+) a caras de columnas para todas las vigas	h	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	
9	Momentos resultantes a ejes de columnas	i	438,8	464,8	447,9	470,9	432,1	453,2	432,1	453,2	457,0	464,8	447,9	453,9	5399,0
10	Reducción de momentos a ejes de columnas	j	19,4		57,0		-38,7		-39,1		49,2		31,1		

Planilla C1.2: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS
(Vigas Nivel 1 - 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]	
	$M_n^{(+)}$	$M_n^{(-)}$	d	d'	d-d'			arriba A_s	abajo A'_s	n°	db	arriba n°	db	abajo n°	db	arriba A_s	abajo A'_s	$\phi M_n^{(+)}$	$\phi M_n^{(-)}$
148	371,3	371,3	750	50	700	0,9	420	1403	1403	4	20	4	20	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6
149	371,3	371,3	750	50	700	0,9	420	1403	1403	4	20	4	20	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6
150	371,3	371,3	750	50	700	0,9	420	1403	1403	4	20	4	20	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6
151	371,3	371,3	750	50	700	0,9	420	1403	1403	4	20	4	20	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6
152	371,3	371,3	750	50	700	0,9	420	1403	1403	4	20	4	20	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6
153	371,3	371,3	750	50	700	0,9	420	1403	1403	4	20	4	20	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6

Planilla S1.2: SOBRESRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)}$; $M_e^{(+)}$) A EJES DE COLUMNAS
(Vigas Nivel 1 - 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. $\Delta M(c_v)$	$M_e^{(+)}$	$M_e^{(-)}$
148	428,6	428,6	377	110,7	600,0	755,0	3,70	2,06	737,3	910,7	9,76	6,8	7,7	730,6	918,3
149	428,6	428,6	377	110,7	600,0	755,0	3,60	2,01	760,0	933,8	9,78	7,5	8,4	752,5	942,2
150	428,6	428,6	543	159,7	600,0	823,6	5,55	3,21	721,8	945,5	11,23	14,8	14,8	707,0	960,3
151	428,6	428,6	543	159,7	600,0	823,6	5,55	3,21	721,8	945,5	11,23	14,8	14,8	707,0	960,3
152	428,6	428,6	377	110,7	600,0	755,0	3,60	2,01	778,8	915,0	9,78	8,4	7,5	770,4	922,5
153	428,6	428,6	377	110,7	600,0	755,0	3,70	2,06	755,6	892,4	9,76	7,7	6,8	748,0	899,1

Planilla F1.2: FACTORES DE SOBRESRESISTENCIA ϕ^o
(Vigas Nivel 1 -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 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					
148	467,8	470,5	730,6	918,3	1,56											
149	498,8	510,7	752,5	942,2		1,72										
150	375,1	376,9	707,0	960,3			1,86									
151	376,8	375,1	707,0	960,3				2,21								
152	510,6	498,7	770,4	922,5					1,95							
153	470,4	467,7	748,0	899,1						1,72	1,92					
																1,86

CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)
(ESTADO DE CARGA: 1,2 D + 0,5 L + Ev - EH ; sismo derecha)

[Determinación de "q" (kN/m)]

VIGA	Ma (kNm)	Mb (kNm)	M _{iz} (kNm)	h _{c1} (m)	h _{cz} (m)	l _e (m)	M ^{max} (kNm)	q (kN/m)
148	41.5	33.4	22.6	0.75	0.85	4.50	60.1	23.7
149	37.0	41.5	20.8	0.85	0.95	4.50	60.1	23.7
150	96.6	93.6	52.8	0.95	0.95	6.50	147.9	28.0
151	93.6	96.6	52.8	0.95	0.95	6.50	147.9	28.0
152	41.5	37.0	20.8	0.95	0.85	4.50	60.1	23.7
153	33.4	41.5	22.6	0.85	0.75	4.50	60.1	23.7

[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 ^C _{AC} (kNm)	M ^C _{BC} (kNm)	V _{SS} (kN)	M ^C _{AS} (kNm)	M ^C _{BS} (kNm)
148	-467.8	470.5	509.3	437.1			199.97	432.23	307.68	53.38	18.3	20.5
149	-498.8	-510.7	535.8	469.3			199.97	422.23	297.68	53.38	20.5	22.7
150	-375.1	376.9	471.8	283.2	507.2	392.7	138.44	44.146	328.91	91.02	40.1	40.1
151	-376.8	375.1	470.5	278.5			138.44	44.146	328.91	91.02	40.1	40.1
152	-510.6	498.7	552.1	461.7			199.97	412.23	307.68	53.38	22.7	20.5
153	-470.4	467.7	503.8	426.2			199.97	422.23	317.68	53.38	20.5	18.3

[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 ^C _A (kNm)	M ^C _B (kNm)	V ^A (kN)	V ^B (kN)	V ^C _A (kN)	V ^C _B (kN)
148	750	50			413.9	328.2	253.35	146.60	244.5	156.7
149	750	50			401.7	320.4	253.35	146.60	243.3	157.9
150	750	50	0.9	420	401.4	367.0	229.46	47.43	216.2	60.7
151	750	50			401.4	367.0	229.46	47.43	216.2	60.7
152	750	50			389.6	328.2	253.35	146.60	242.1	156.7
153	750	50			401.7	336.0	253.35	146.60	243.3	155.5

Sección arm. losa	377
Columnas	543

Columnas	3	8	14	20	26	32	37
Ancho col.	0.75	0.85	0.95	0.95	0.95	0.85	0.75

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

Planilla R 1.3: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS
(Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)

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

LINEA	ITEM	NOTA	COLUMNAS												$\sum M$		
			VIGA 148		VIGA 149		VIGA 150		VIGA 151		VIGA 152		VIGA 153			$\sum M$ /12	
			A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B			
3		0,75			0,85			0,85			0,85			0,85			0,75
1	1,2 D + 0,5 L + Ev	a	-41,5	-33,4	-37,0	-41,5	-96,6	-93,6	-96,6	-93,6	-96,6	-41,5	-37,0	-33,4	-41,5		
2	E _H ←	b	-467,8	470,5	-498,8	510,7	-375,1	376,9	-376,8	375,1	-510,6	498,7	-470,4	467,7			5399,1
3	1,2 D + 0,5 L + Ev - EH	c	509,3	437,1	535,8	469,3	471,8	283,2	470,5	278,5	552,1	461,7	503,8	426,2			5399,3
4	Máxima Redistribución	d	140,3		149,6		112,5		113,0		153,2		141,1				
5	Igualdad de M(-) y M(+) a ejes de columnas	e	507,2	392,7	507,2	392,7	507,2	392,7	507,2	392,7	507,2	392,7	507,2	392,7			5399,3
6	Momentos a caras de columnas	f	413,9	328,2	401,7	320,4	401,4	367,0	401,4	367,0	389,6	328,2	401,7	336,0			371,4
7	Igualdad de M(-) y M(+) a caras de columnas, por viga	g	371,0	371,0	361,0	361,0	384,2	384,2	384,2	384,2	358,9	358,9	368,9	368,9			
8	Igualdad de M(-) y M(+) a caras de columnas para todas las vigas	h	371,4	371,4	371,4	371,4	371,4	371,4	371,4	371,4	371,4	371,4	371,4	371,4			
9	Momentos resultantes a ejes de columnas	i	464,7	435,8	476,9	443,7	477,2	397,0	477,2	397,0	489,0	435,8	476,9	428,0			5399,3
10	Reducción de momentos a ejes de columnas	j	44,6		58,9		-5,4		-6,7		63,1		26,9				

Planilla C1.3: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS
(Vigas Nivel 1 - 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	arriba n°	arriba db	abajo n°	abajo db	arriba A_s	abajo A'_s	$\phi M_n^{(+)}$	$\phi M_n^{(-)}$	$M_n^{(-)}$	$M_n^{(+)}$
148	371,4	371,4	750	50	700	0,9	420	1403	1403	4	20	4	20	1458	1458	428,6	428,6	428,6	428,6
149	371,4	371,4	750	50	700	0,9	420	1403	1403	4	20	4	20	1458	1458	428,6	428,6	428,6	428,6
150	371,4	371,4	750	50	700	0,9	420	1403	1403	4	20	4	20	1458	1458	428,6	428,6	428,6	428,6
151	371,4	371,4	750	50	700	0,9	420	1403	1403	4	20	4	20	1458	1458	428,6	428,6	428,6	428,6
152	371,4	371,4	750	50	700	0,9	420	1403	1403	4	20	4	20	1458	1458	428,6	428,6	428,6	428,6
153	371,4	371,4	750	50	700	0,9	420	1403	1403	4	20	4	20	1458	1458	428,6	428,6	428,6	428,6

Planilla S1.3: SOBRESRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)}$; $M_e^{(+)}$) A EJES DE COLUMNAS
(Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)

Estado de Carga: 1,2 D + 0,5 L + 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. $\Delta M(c_v)$	$M_e^{(-)}$	$M_e^{(+)}$
148	428,6	428,6	377	110,7	755,0	600,0	3,7	2,06	892,4	755,6	23,72	16,5	18,7	908,8	737,0
149	428,6	428,6	377	110,7	755,0	600,0	3,6	2,01	915,0	778,8	23,72	18,1	20,3	933,1	758,5
150	428,6	428,6	543	159,7	823,6	600,0	5,55	3,21	945,5	721,8	28,00	36,9	36,9	982,4	684,9
151	428,6	428,6	543	159,7	823,6	600,0	5,55	3,21	945,5	721,8	28,00	36,9	36,9	982,4	684,9
152	428,6	428,6	377	110,7	755,0	600,0	3,6	2,01	933,8	760,0	23,72	20,3	18,1	954,1	741,8
153	428,6	428,6	377	110,7	755,0	600,0	3,7	2,06	910,7	737,3	23,72	18,7	16,5	929,3	720,9

Planilla F1.3: FACTORES DE SOBRESRESISTENCIA ϕ^o
(Vigas Nivel 1 - 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 derecha) [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						
148	467,8	470,5	908,8	737,0	1,94												
149	498,8	510,7	933,1	758,5		1,72											
150	375,1	376,9	982,4	684,9			1,97										
151	376,8	375,1	982,4	684,9				2,21									
152	510,6	498,7	954,1	741,8					1,85								
153	470,4	467,7	929,3	720,9						1,72							1,54
																	1,86

CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)
(ESTADO DE CARGA: 0,9 D - Ev - EH ; sismo derecha)

[Determinación de "q" (kN/m)]

VIGA	Ma (kNm)	Mb (kNm)	M _{EB} (kNm)	M _{Az} (kNm)	hc1 (m)	hcz (m)	le (m)	lc (m)	M' máx (kNm)	q (kN/m)
148	17,3	13,7	9,2	9,2	0,75	0,65	4,50	3,70	24,7	9,8
149	15,3	17,2	8,5	8,5	0,85	0,95	4,50	3,60	24,8	9,8
150	39,0	37,6	2,1	2,1	0,95	0,95	6,50	5,55	59,3	11,2
151	37,6	39,0	2,1	2,1	0,95	0,95	6,50	5,55	59,3	11,2
152	17,2	15,3	8,5	8,5	0,95	0,85	4,50	3,60	24,8	9,8
153	13,7	17,3	9,2	9,2	0,85	0,75	4,50	3,70	24,7	9,8

[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 ^c _{AC} (kNm)	M ^c _{BC} (kNm)	V _{SS} (kN)	M ^c _{As} (kNm)	M ^c _{BS} (kNm)
148	-467,8	470,5	485,1	456,8			199,98	398,33	341,59	21,96	7,5	8,4
149	-498,8	510,7	514,1	493,5			199,98	388,33	331,59	22,00	8,5	9,3
150	-375,1	376,9	414,2	339,3	473,3	426,6	138,45	407,55	360,82	36,49	16,1	16,1
151	-376,8	375,1	414,5	336,1			138,45	407,55	360,82	36,49	16,1	16,1
152	-510,6	498,7	527,8	483,4			199,98	378,33	341,59	22,00	9,3	8,5
153	-470,4	467,7	484,2	450,4			199,98	388,33	351,59	21,96	8,4	7,5

[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 ^c _A (kN)	V ^c _B (kN)	V ^c _A (kN)	V ^c _B (kN)
148	750	50			390,8	350,0	221,93	178,02	218,3	-182,2
149	750	50			379,9	340,9	221,98	177,98	217,8	-182,6
150	750	50	0,9	420	391,5	376,9	174,94	101,95	169,6	-107,3
151	750	50			391,5	376,9	174,94	101,95	169,6	-107,3
152	750	50			369,0	350,1	221,98	177,98	217,3	-182,1
153	750	50			379,9	359,1	221,93	178,02	217,8	-181,7

Sección arm. losa	377
Columnas	543
Ancho col.	3
	8
	0,85
	14
	20
	0,95
	26
	0,95
	32
	0,85
	37
	0,75

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

Planilla R 1.4: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS
(Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)

Estado de Carga: 0,9 D - EV - EH

LINEA	ITEM	NOTA	COLUMNAS																		$\sum M$
			3		8		14		20		26		32		37						
			A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B					
1	0,9 D - Ev	a	-17,3	-13,7	-15,3	-17,2	-39,0	-37,6	-37,6	-39,0	-37,6	-39,0	-17,2	-15,3	-13,7	-17,3					
2	E _H ←	b	-467,8	470,5	-498,6	510,7	-375,1	376,9	-376,8	375,1	-510,6	498,7	-470,4	467,7			5399,1				
3	0,9 D - EV - EH	c	485,1	456,8	514,1	493,5	414,2	339,3	414,5	336,1	527,8	483,4	484,2	450,4			5399,4				
4	Máxima Redistribución	d	140,3		149,6		112,5		113,0		153,2		141,1								
5	Igualdad de M(-) y M(+) a ejes de columnas	e	473,3	426,6	473,3	426,6	473,3	426,6	473,3	426,6	473,3	426,6	473,3	426,6	473,3	426,6			5399,4		
6	Momentos a caras de columnas	f	390,8	350,0	379,9	340,9	391,5	376,9	391,5	376,9	369,0	350,1	379,9	359,1			371,4				
7	Igualdad de M(-) y M(+) a caras de columnas, por viga	g	370,4	370,4	360,4	360,4	384,2	384,2	384,2	384,2	359,5	359,5	369,5	369,5							
8	Igualdad de M(-) y M(+) a caras de columnas para todas las vigas	h	371,4	371,4	371,4	371,4	371,4	371,4	371,4	371,4	371,4	371,4	371,4	371,4							
9	Momentos resultantes a ejes de columnas	i	453,9	447,9	464,8	457,0	453,2	432,1	453,2	432,1	470,9	447,9	464,8	438,8			5399,4				
10	Reducción de momentos a ejes de columnas	j	31,2		49,3		-39,0		-38,7		56,9		19,4								

Planilla C1.4: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS
(Vigas Nivel 1 - 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 de Hierro [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]	
	$M_n^{(-)}$	$M_n^{(+)}$	d	d'	d-d'			arriba A_s	abajo A'_s	arriba n°	arriba db	abajo n°	abajo db	arriba A_s	abajo A'_s	$\phi M_n^{(+)}$	$\phi M_n^{(-)}$	$M_n^{(-)}$	$M_n^{(+)}$
148	371,4	371,4	750	50	700	0,9	420	1404	1404	4	20	4	20	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6
149	371,4	371,4	750	50	700	0,9	420	1404	1404	4	20	4	20	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6
150	371,4	371,4	750	50	700	0,9	420	1404	1404	4	20	4	20	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6
151	371,4	371,4	750	50	700	0,9	420	1404	1404	4	20	4	20	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6
152	371,4	371,4	750	50	700	0,9	420	1404	1404	4	20	4	20	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6
153	371,4	371,4	750	50	700	0,9	420	1404	1404	4	20	4	20	1458	1458	385,7	385,7	428,6	428,6

Planilla S1.4: SOBRESRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)}$; $M_e^{(+)}$) A EJES DE COLUMNAS
(Vigas Nivel 1 - 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]	$M_{ni}^{(-)}$ [kNm]	$M_c^{(-)}$	$M_c^{(+)}$	Ln [m]	Lp1 [m]	$M_e^{(-)}$	$M_e^{(+)}$		Col. izq. $\Delta M(c_v)$	Col. der. $\Delta M(c_v)$	$M_e^{(-)}$	$M_e^{(+)}$
148	428,6	428,6	377	110,7	755,0	600,0	3,7	2,06	892,4	755,6	9,76	6,8	899,1	748,0	
149	428,6	428,6	377	110,7	755,0	600,0	3,6	2,01	915,0	778,8	9,78	7,5	922,5	770,4	
150	428,6	428,6	543	159,7	823,6	600,0	5,55	3,21	945,5	721,8	11,23	14,8	960,3	707,0	
151	428,6	428,6	543	159,7	823,6	600,0	5,55	3,21	945,5	721,8	11,23	14,8	960,3	707,0	
152	428,6	428,6	377	110,7	755,0	600,0	3,6	2,01	933,8	760,0	9,78	8,4	942,2	752,5	
153	428,6	428,6	377	110,7	755,0	600,0	3,7	2,06	910,7	737,3	9,76	7,7	918,3	730,6	

Planilla F1.4: FACTORES DE SOBRESRESISTENCIA ϕ^o
(Vigas Nivel 1 - 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 derecha) [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					
	$M^(-)E$	$M^(+)E$	$M^(-)e$	$M^(+)e$	COLUMNAS												
					3	8	14	20	26	32	37						
148	467,8	470,5	899,1	748,0	1,92												
149	498,8	510,7	922,5	770,4		1,72											
150	375,1	376,9	960,3	707,0			1,95										
151	376,8	375,1	960,3	707,0				2,21									
152	510,6	498,7	942,2	752,5					1,86								
153	470,4	467,7	918,3	730,6													1,86

(2.2.9., R.II.) **1.4.6. Interrupción, anclaje y empalme de barras longitudinales**

(2.2.10., R.II.)

(2.2.9.1., R.II.)

La interrupción de las armaduras longitudinales en vigas permite disminuir la cantidad necesaria de acero, mejora constructivamente las tareas de armado y reduce, en general, los costos.

Para obtener una adecuada reducción del acero longitudinal el diseñador debe asegurarse que la capacidad de momento provista no esté por debajo de la capacidad demandada. Para ello, es necesario que la fluencia del acero longitudinal se restrinja a zonas preestablecidas, conocidas como “zonas de formación potencial de rótulas plásticas”, es decir, en este caso, las secciones de vigas en correspondencia con las caras de columnas.

El corte o interrupción de las armaduras longitudinales debe asegurar que se mantiene el mecanismo plástico que el diseñador ha previsto con anterioridad. Para conseguir esto último, necesariamente debe construirse la envolvente de los momentos flectores demandados en función de las acciones de sobrerresistencia.

(2.2.9.2., R.II.)

La envolvente se genera considerando que en una rótula plástica se desarrolla la sobrerresistencia flexional M_b^0 , mientras que la otra rótula está solicitada sólo por el momento de flexión nominal M_n

La **Fig.16** muestra el diagrama envolvente de momentos de flexión nominales y de sobrerresistencia a caras de columnas, correspondiente a las vigas del nivel 1, del pórtico Y4, para los diferentes estados de cargas considerados. La envolvente de los momentos de flexión demandados debe considerar la acción sísmica actuando en ambos sentidos, es decir, sismo izquierda y sismo derecha.

(2.2.9.3., R.II.)

Como puede observarse en la **Fig.17 (V148)**, corte y longitud de anclaje de las armaduras flexionales la interrupción de la armadura superior está gobernada por $M_c^{(-)0}$ y $M_n^{(+)}$, mientras que la correspondiente a la inferior por $M_c^{(+)0}$ y $M_n^{(-)}$. Se indican para cada barra las longitudes de anclaje

(consultar Anexo 1) más la altura útil de la viga $d + l_d$ y la longitud $1,3d$ de la sección desde la cual ya no es necesaria.

Barras Superiores : $d_b 16 : l_d = 840\text{mm}; d_b 20 : l_d = 1310\text{mm}$

Barras Inferiores : $d_b 16 : l_d = 650\text{mm}; d_b 20 : l_d = 1010\text{mm}$

Altura útil viga : $d = 750\text{mm}$

Debido a que estas longitudes, considerando ambos sentidos de la acción sísmica, se superponen para las barras de $2d_b 20$ indicadas, no es necesario realizar la interrupción de las mismas. La única interrupción conveniente, es la correspondiente a las barras de $1d_b 16$ para ambos extremos de la viga.

En correspondencia con las caras de columnas se especifica el momento flector que absorben las armaduras, en función de la envolvente.

La Fig.18, muestra la envolvente de los momentos de flexión, correspondiente a las vigas del nivel 1, del pórtico Y4, y la capacidad de momento provista ϕM_n .

En la Fig.19, para la V148 del nivel 1, del pórtico Y4, puede observarse las curvas correspondientes a los “corrimientos máximos”, debidas a la inclinación de las grietas diagonales, producto de la interacción de la flexión con el esfuerzo de corte (la inclinación de las grietas hace que la fuerza de tracción en el acero debida a la flexión en una sección determinada, esté relacionada conservadoramente con el momento que se produce en otra sección ubicada a una distancia d , en la dirección de los momentos crecientes).

La reducción de la resistencia a lo largo de la longitud de anclaje de las barras, debe tenerse en cuenta en la verificación de la capacidad de momento provista ϕM_n después de la interrupción de las mismas, de manera que no sea excedida por el momento demandado para el caso de cargas gravitatorias solamente y por los estados de cargas que incluyen la acción sísmica, obtenidos luego de haberse realizado la redistribución.

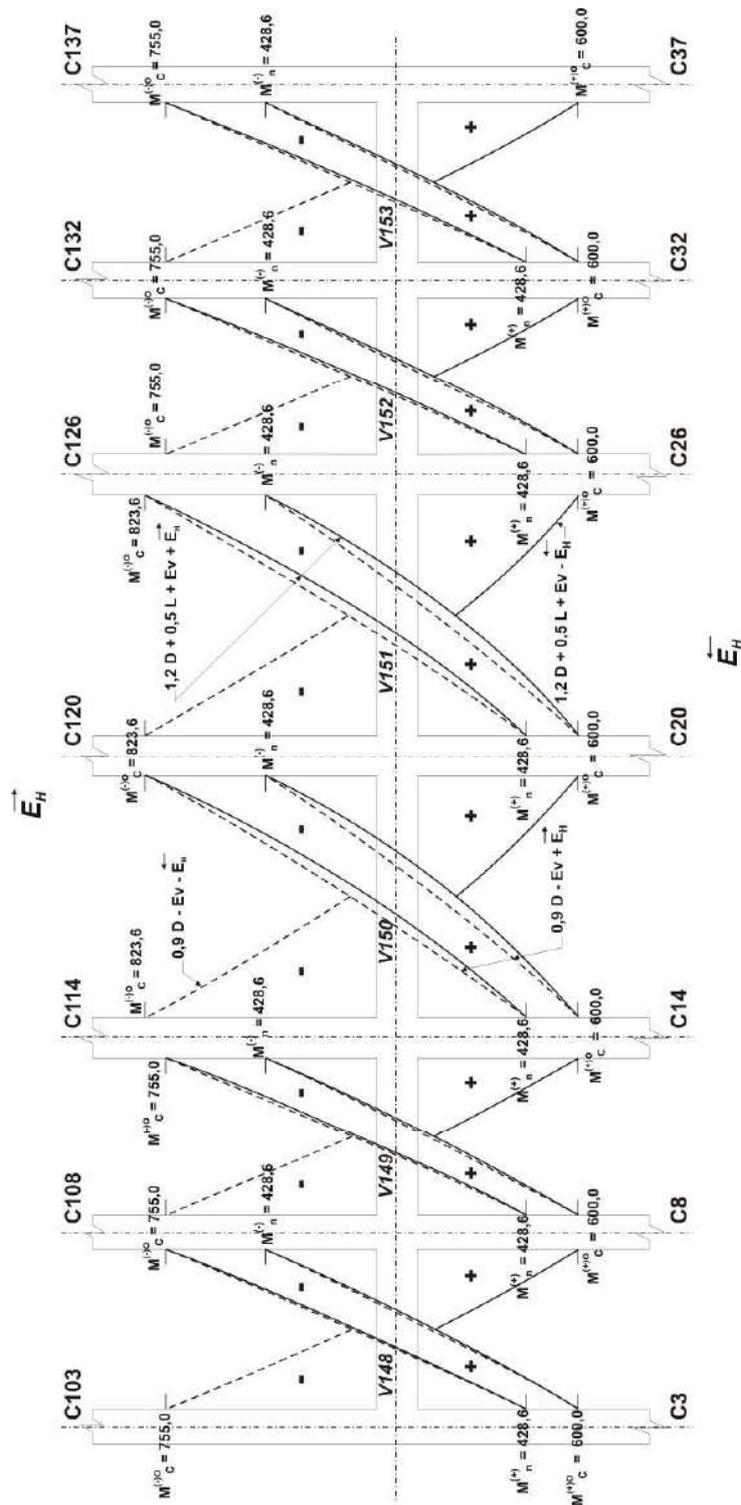


Fig. 16: ENVOLVENTE DE MOMENTO DE FLEXIÓN NOMINALES $M_n^{(+)}$; $M_n^{(-)}$ [kNm]
Y DE SOBRESRESISTENCIA $M_c^{(+)\circ}$; $M_c^{(-)\circ}$ [kNm]
A CARAS DE COLUMNNAS

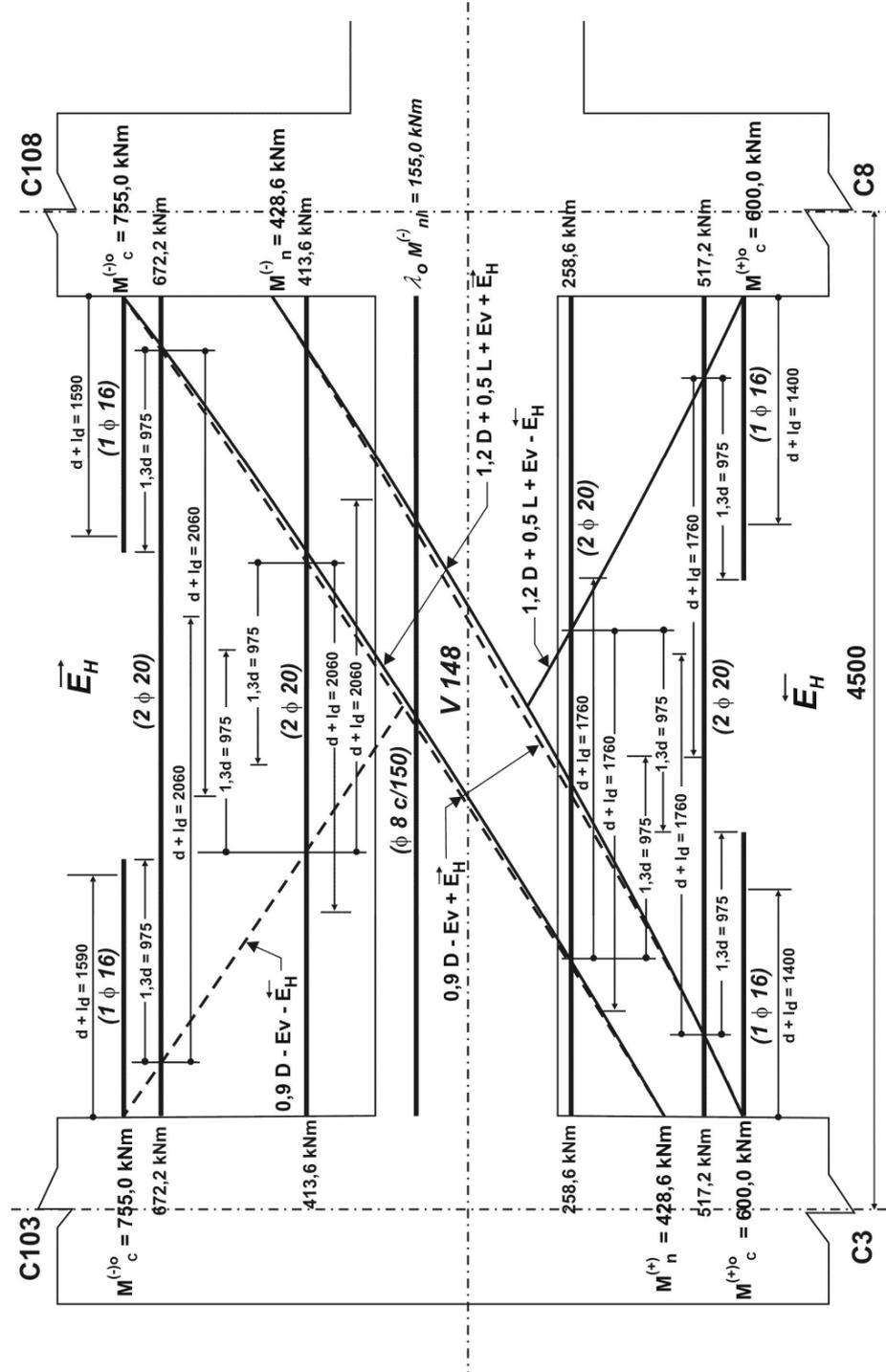


Fig.17: INTERRUPCIÓN Y LONGITUD DE ANCLAJE DE LAS ARMADURAS FLEXIONALES (Viga 148) [mm]

El diagrama envolvente de la capacidad de momento de diseño provista ϕM_n , como puede verse en la Fig.19, indica que la fluencia de las barras longitudinales ocurrirá en las caras de las columnas, como estaba previsto. Es improbable que esto suceda en otra sección, debido a que las curvas envolventes de los corrimientos máximos de tracción de los momentos demandados es muy próxima a la envolvente de ϕM_n .

La verificación de los casos de cargas gravitatorias puras, debe realizarse como parte del diseño flexional. Las armaduras de flexión requerirán mayor longitud que las previstas anteriormente, cuando la capacidad de las secciones de las vigas sean excedidas por las demandas provocadas por estos casos de cargas. Los casos de cargas gravitatorias considerados son:

$$\text{A) } 1,2D + 1,6L$$

$$\text{B) } 0,7(1,2D + 1,6L)$$

El diagrama de los momentos de flexión del caso A) puede redistribuirse (en este ejemplo no se ha realizado), mientras que el diagrama de los momentos de flexión del caso B) es un estado "límite de servicio" y no debe ser redistribuido. Los diagramas de ambos casos, deben ajustarse dentro de los valores de la envolvente de la capacidad de momentos de flexión provistos, es decir:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - d')$$

(2.2.7., R.II.) **1.4.7. Armadura Transversal**

(2.2.5.(a), R.II.) Las zonas de formación potencial de rótulas plásticas están localizadas en las caras de las columnas. Las Figs.20 y 21, muestran para las vigas del nivel 1, 5 y 10, de los pórticos Y4 y X1, respectivamente, las longitudes de estas zonas.

(2.2.7.(a), R.II.) **1.4.7.a. Pandeo y confinamiento**

Las Figs.23;24;25;26;27 y 28, muestran la disposición de las barras longitudinales de las vigas, observándose que la separación existente

entre las de esquina es mayor de 200 mm. Por ello, es necesario colocar un estribo suplementario de manera que restrinja las barras intermedias. Se indica en estas figuras, la integración de las secciones de armaduras correspondientes a las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (“zonas críticas”) de las vigas de los niveles 1; 5 y 10, de los pórticos Y4 y X1.

Para posibilitar que se mantenga una respuesta histerética estable en las zonas críticas de la estructura, debe asegurarse que las barras comprimidas no pandeen en forma prematura. Cuando se imponen severas demandas de ductilidad, el hormigón del recubrimiento se desprende (descascaramiento), por lo que las barras comprimidas sólo deben confiar en el apoyo lateral provisto por las ramas de los estribos. La restricción al pandeo se realiza mediante un codo a 90° de un estribo.

(2.2.7.(b), R.II.) La capacidad resistente de una rama de un estribo, para que sea capaz de servir de apoyo lateral a una barra longitudinal comprimida, debe ser mayor que 1/16 del esfuerzo necesario para que la barra o conjunto de barras que se quiere restringir entre en fluencia, y con una separación igual a $6d_b$, siendo d_b el diámetro de la barra longitudinal.

El área de la sección de una rama de estribo en la dirección del pandeo potencial de la barra longitudinal, se determina mediante:

$$A_{te} = \frac{\Sigma A_b f_y s}{96 f_{yt} d_b}$$

siendo:

ΣA_b : suma de las áreas de las barras longitudinales que se encuentran restringidas por esa rama del estribo.

f_y : tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal, [Mpa]

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

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

d_b : diámetro de las barras longitudinales, [mm]

Para la V148 del nivel 1, pórtico Y4, considerando la integración de la armadura longitudinal en la zona de formación potencial de rótulas plásticas ($4d_b 20 + 1d_b 16$), la armadura transversal consistirá en un estribo perimetral y otro suplementario intermedio, es decir:

Estribo perimetral

$$\Sigma A_b = A_b(d_b 20) = 314,2\text{mm}^2$$

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

$$d_b = 20\text{mm}$$

$$s = 6 \times 20\text{mm} = 120\text{mm}$$

$$A_{te} = \frac{314,2\text{mm}^2}{96} \frac{420\text{MPa}}{420\text{MPa}} \frac{120\text{mm}}{20\text{mm}}$$

$$A_{te} = 19,6\text{mm}^2$$

Se adopta un estribo perimetral $1d_b 6^c / 120\text{mm}$ ($28,3\text{mm}^2$)

Estribo intermedio suplementario

$$\Sigma A_b = \Sigma(314,2 + 0,5 \times 201,1)\text{mm}^2 = 414,7\text{mm}^2$$

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

$$d_b = 16\text{mm}$$

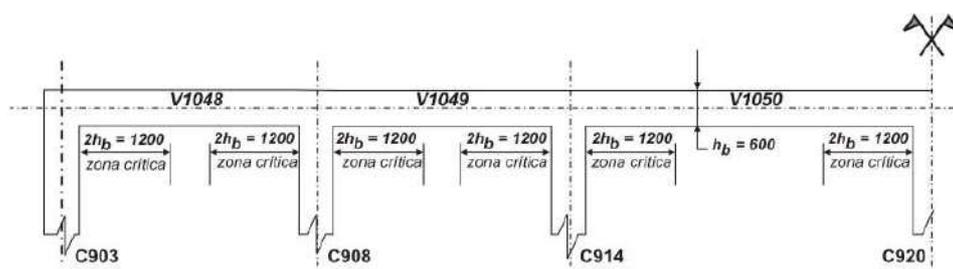
$$s = 6 \times 16\text{mm} = 96\text{mm}$$

$$A_{te} = \frac{414,7\text{mm}^2}{96} \frac{420\text{MPa}}{420\text{MPa}} \frac{96\text{mm}}{16\text{mm}}$$

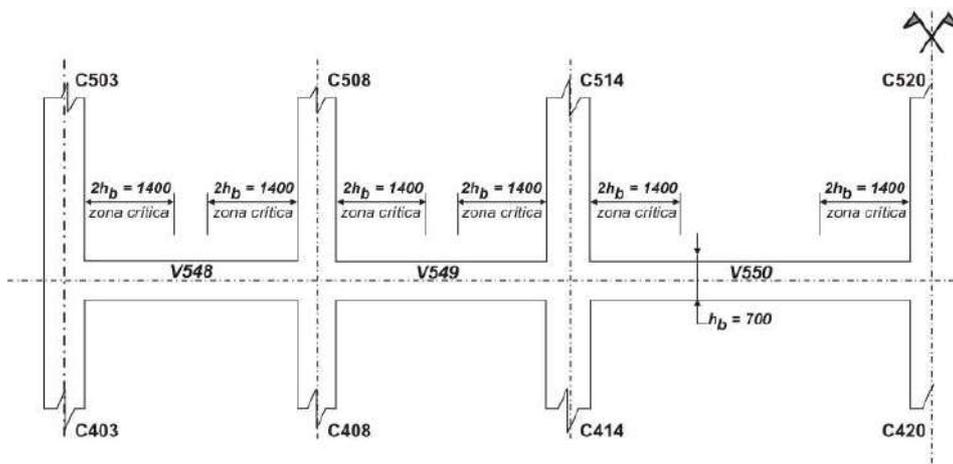
$$A_{te} = 25,9\text{mm}^2$$

Se adopta como estribo intermedio $1d_b 6^c / 96\text{mm}$ ($28,3\text{mm}^2$)

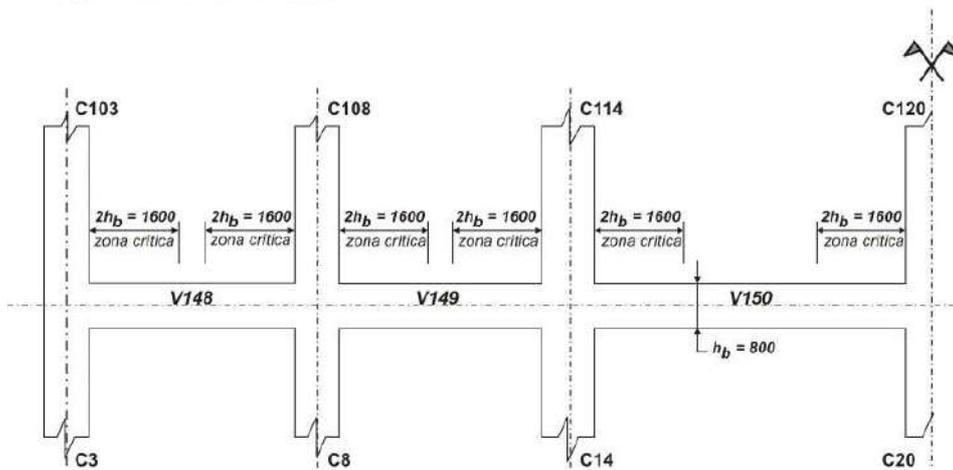
Teniendo en cuenta que la separación está gobernada por el estribo intermedio, se unifica la separación a 96 mm. De este modo, la armadura transversal por confinamiento y pandeo estará integrada por 4 ramas de estribos de $1d_b 6^c / 96\text{mm}$ ($28,3\text{mm}^2$). Esta armadura contribuye, además, a la resistencia al esfuerzo de corte de la viga.



Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4

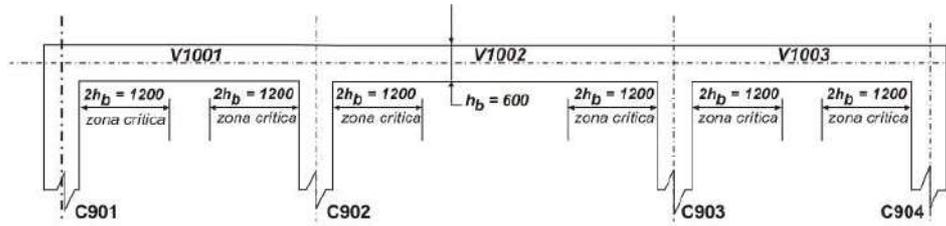


Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4

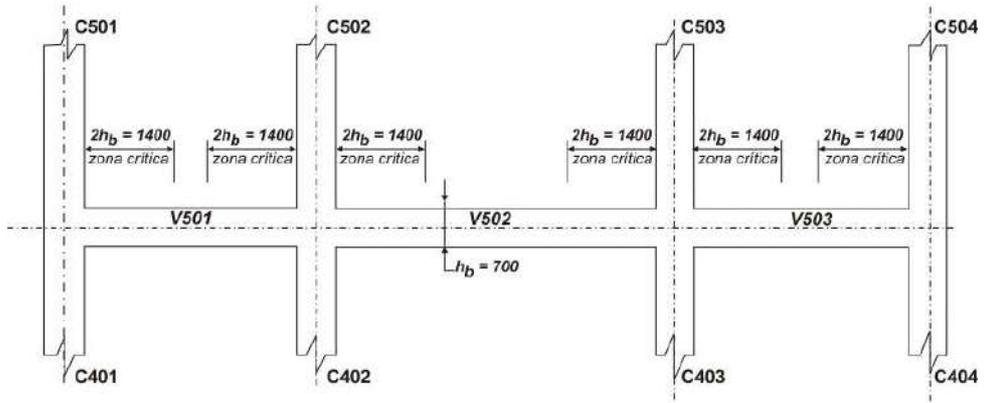


Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4

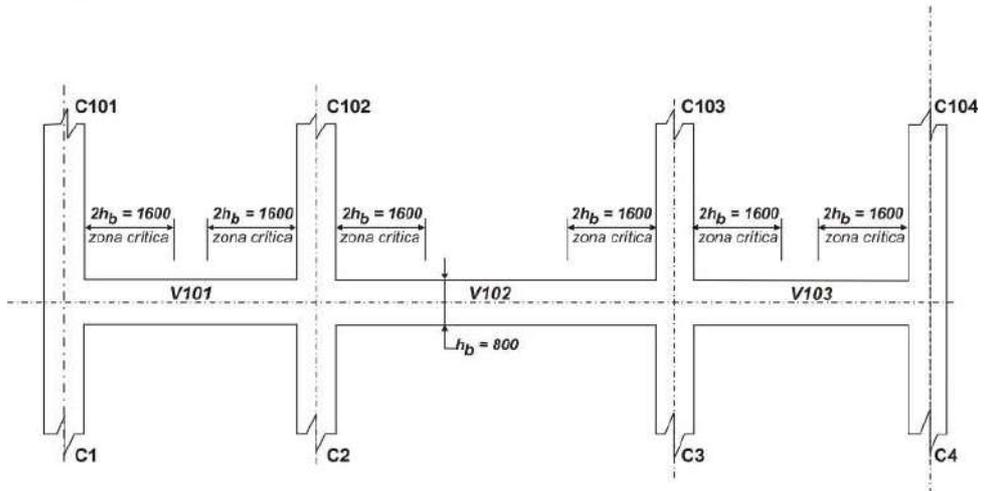
Fig.20: LONGITUD DE LAS ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS [mm] – (Zonas críticas) (Vigas Pórtico Y4)



Vigas Nivel 10 - Pórtico X1



Vigas Nivel 5 - Pórtico X1



Vigas Nivel 1 - Pórtico X1

Fig.21: LONGITUD DE LAS ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS [mm] – (Zonas críticas)
(Vigas Pórtico X1)

Las planilla *Pc.1*, indican en función de la disposición de las barras longitudinales de las vigas del nivel 1, de los pórticos Y4 y X1 (Figs.23 y 26), los valores de las secciones necesarias A_{te} , y su integración $A_{te\ real}$. Los correspondientes a las vigas de los niveles 5 y 10, para los pórticos Y4 y X1 pueden consultarse en el Anexo 1.

1.4.7.b. Esfuerzo de corte

Los máximos esfuerzos de corte que se generan en las vigas, provienen del desarrollo de la capacidad de sobrerresistencia en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas.

Las deformaciones inelásticas provocadas por el esfuerzo de corte deben evitarse, ya que se asocian con limitadas capacidades de ductilidad, reducciones de resistencia y significativas pérdidas de disipación de energía. De acuerdo con ello, la resistencia nominal al corte debe ser igual o mayor que la demanda de corte obtenida por capacidad, es decir, la que resulta del desarrollo simultáneo de la sobrerresistencia flexional en las dos rótulas plásticas de las vigas. Es este el ejemplo más simple de aplicación de la filosofía del diseño por capacidad, donde las demandas se obtienen de las máximas solicitaciones posibles que se desarrollan en las zonas plastificadas, y no de las combinaciones de los estados de cargas correspondientes.

Cuando las solicitaciones demandadas se obtienen por capacidad, sería innecesariamente conservativo reducir la resistencia nominal de una sección usando factores de reducción de resistencia ϕ menores que la unidad. Por lo que, cuando las solicitaciones demandadas se obtengan por criterios de capacidad, el factor ϕ no necesita ser menor que 1.

Para la determinación del esfuerzo de corte de diseño, el factor de reducción de resistencia, será: $\phi = 1$.

Las planillas resumen, que a continuación se presentan, muestran las capacidades de sobrerresistencia M_e^o para cada viga del nivel 1, pertenecientes a los pórticos Y4 y X1 para los estados de cargas considerados.

ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS
EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS
(Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)

Planilla Pc.1: Pandeo y Confinamiento

VIGA	Dimensiones [mm]			Integración de Armaduras Longitudinales						Armadura de Estribos										
	b _w	d	h _b	arriba		abajo		n° de ramas	d _b [mm]	s [mm]	A _{te} [mm ²]	ΣA _b [mm ²]	A _{te} [mm ²]	A _{te} real [mm ²]						
				n°	d _b	n°	d _b													
148	400	750	800	4	20	4	20	1	16	4	20	4	20	4	8	96,0	25,9	414,7	25,9	28,3
149	400	750	800	4	20	4	20	1	16	4	20	4	20	4	8	96,0	25,9	414,7	25,9	28,3
150	400	750	800	4	20	4	20	1	16	4	20	4	20	4	8	96,0	25,9	414,7	25,9	28,3
151	400	750	800	4	20	4	20	1	16	4	20	4	20	4	8	96,0	25,9	414,7	25,9	28,3
152	400	750	800	4	20	4	20	1	16	4	20	4	20	4	8	96,0	25,9	414,7	25,9	28,3
153	400	750	800	4	20	4	20	1	16	4	20	4	20	4	8	96,0	25,9	414,7	25,9	28,3

ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS
EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS
(Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)

Planilla Pc.1: Pandeo y Confinamiento

VIGA	Dimensiones [mm]			Integración de Armaduras Longitudinales				Armadura de Estribos					
	b _w	d	h _b	arriba		abajo		ΣA _b [mm ²]	A _{te} [mm ²]	n° de ramas	d _b [mm]	s [mm]	A _{te} real [mm ²]
				n°	d _b	n°	d _b						
101	400	750	800	5	20	5	20	471,2	29,5	4	8	120,0	50,3
				0	0	0	0						
102	400	750	800	5	20	5	20	471,2	29,5	4	8	120,0	50,3
				0	0	0	0						
103	400	750	800	5	20	5	20	471,2	29,5	4	8	120,0	50,3
				0	0	0	0						

La Fig.22 , muestra la determinación de los esfuerzos de corte de diseño, que se obtienen como resultado de la superposición de una viga simplemente apoyada sometida a los momentos de sobrerresistencia M_e^o en los extremos, caso **A**); y a otra sometida a la acción de la carga gravitatoria q_w , caso **B**). Se indican, además, los esfuerzos de corte de diseño para la V148 , correspondientes al estado de carga $1,2D + 0,5L + E_V + \vec{E}_H$.

El esfuerzo de corte V_{Eb}^o a ejes de columnas proveniente de la capacidad de sobrerresistencia de la V148 , para el estado de carga mencionado, resulta:

$$V_{Eb}^o = \frac{M_e^{(-)o} + M_e^{(+)o}}{l_e}$$

$$V_{Eb}^o = \frac{720,9kNm + 929,3kNm}{4,50m}$$

$$V_{Eb}^o = 366,7kN$$

El esfuerzo de corte V_w a ejes de las columnas proveniente de la acción de las cargas gravitatorias operantes, para la V148 , será:

$$V_w = q_w \frac{l_e}{2}$$

$$V_w = 23,7kNm \frac{4,50m}{2}$$

$$V_w = 53,4kN$$

Por lo que superponiendo V_{Eb}^o y V_w en cada extremo de la V148 , los esfuerzos de corte de diseño resultan:

$$\text{Apoyo " A" : } V_{Eb}^o - V_w = 366,7kN - 53,4kN = 313,3kN$$

$$\text{Apoyo " B" : } V_{Eb}^o + V_w = 366,7kN + 53,4kN = 420,1kN$$

PLANILLAS RESUMEN (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)

Capacidad de sobrerresistencia flexional en rotulas plásticas de vigas

VIGA	Sobrerresistencia flexional de vigas a ejes de columnas [kNm]							
	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh		1,2 D + 0,5 L + Ev - Eh		0,9 D - Ev + Eh		0,9 D - Ev - Eh	
	M ^{(+)o} _e	M ^{(-)o} _e	M ^{(+)o} _e	M ^{(-)o} _e	M ^{(+)o} _e	M ^{(-)o} _e	M ^{(+)o} _e	M ^{(-)o} _e
148	720,9	929,3	908,8	737,0	730,6	918,3	899,1	748,0
149	741,8	954,1	933,1	758,5	752,5	942,2	922,5	770,4
150	684,9	982,4	982,4	684,9	707,0	960,3	960,3	707,0
151	684,9	982,4	982,4	684,9	707,0	960,3	960,3	707,0
152	758,5	933,1	954,1	741,8	770,4	922,5	942,2	752,5
153	737,0	908,8	929,3	720,9	748,0	899,1	918,3	730,6

* Esfuerzos de corte provenientes de la capacidad de sobrerresistencia flexional de vigas

* Esfuerzos de corte provocados por las cargas gravitatorias

VIGA	Luz entre ejes [m]	Esfuerzos de corte provenientes de la sobrerresistencia flexional de vigas a ejes de columnas [kN]				Esfuerzos de corte provocados por las cargas gravitatorias a ejes de columnas [kN]			
		1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh		1,2 D + 0,5 L + Ev - Eh		0,9 D - Ev + Eh		0,9 D - Ev - Eh	
		V ^o _{Es}	V ^o _{Es}	V ^o _{Es}	V ^o _{Es}	V ^o _{Es}	V ^o _{Es}	V _w	V _w
148	4,5	386,7	365,7	386,4	366,0	23,72	53,4	9,76	22,0
149	4,5	376,9	375,9	376,6	376,2	23,72	53,4	9,78	22,0
150	6,5	256,5	256,5	256,5	256,5	28,00	91,0	11,23	36,5
151	6,5	256,5	256,5	256,5	256,5	28,00	91,0	11,23	36,5
152	4,5	375,9	376,9	376,2	376,6	23,72	53,4	9,78	22,0
153	4,5	385,7	366,7	366,0	366,4	23,72	53,4	9,76	22,0

PLANILLAS RESUMEN (Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)

Capacidad de sobrerresistencia flexional en rotulas plásticas de vigas

VIGA	Sobrerresistencia flexional de vigas a ejes de columnas [kNm]							
	1,2 D + 0,5 L + Ev + EH		1,2 D + 0,5 L + Ev - EH		0,9 D - Ev + EH		0,9 D - Ev - EH	
	M ⁽⁺⁾ _e	M ⁽⁻⁾ _e	M ⁽⁺⁾ _e	M ⁽⁻⁾ _e	M ⁽⁺⁾ _e	M ⁽⁻⁾ _e	M ⁽⁺⁾ _e	M ⁽⁻⁾ _e
101	773,9	906,2	773,9	906,2	773,9	906,2	773,9	906,2
102	718,2	889,3	718,2	889,3	718,2	889,3	718,2	889,3
103	773,9	906,2	773,9	906,2	773,9	906,2	773,9	906,2

* Esfuerzos de corte provenientes de la capacidad de sobrerresistencia flexional de vigas
 * Esfuerzos de corte provocados por las cargas gravitatorias

VIGA	Luz entre ejes [m]	Esfuerzos de corte provenientes de la sobrerresistencia flexional de vigas a ejes de columnas [kN]				Esfuerzos de corte provocados por las cargas gravitatorias a ejes de columnas [kN]			
		1,2 D + 0,5 L + Ev + EH	1,2 D + 0,5 L + Ev - EH	0,9 D - Ev + EH	0,9 D - Ev - EH	1,2 D + 0,5 L + Ev	0,9 D - Ev	q _w [kN/m]	V _w
101	4,5	373,4	373,4	373,4	373,4	18,0	40,5	7,9	17,8
102	6,5	247,3	247,3	247,3	247,3	19,5	63,4	8,4	27,3
103	4,5	373,4	373,4	373,4	373,4	18,0	40,5	7,9	17,8

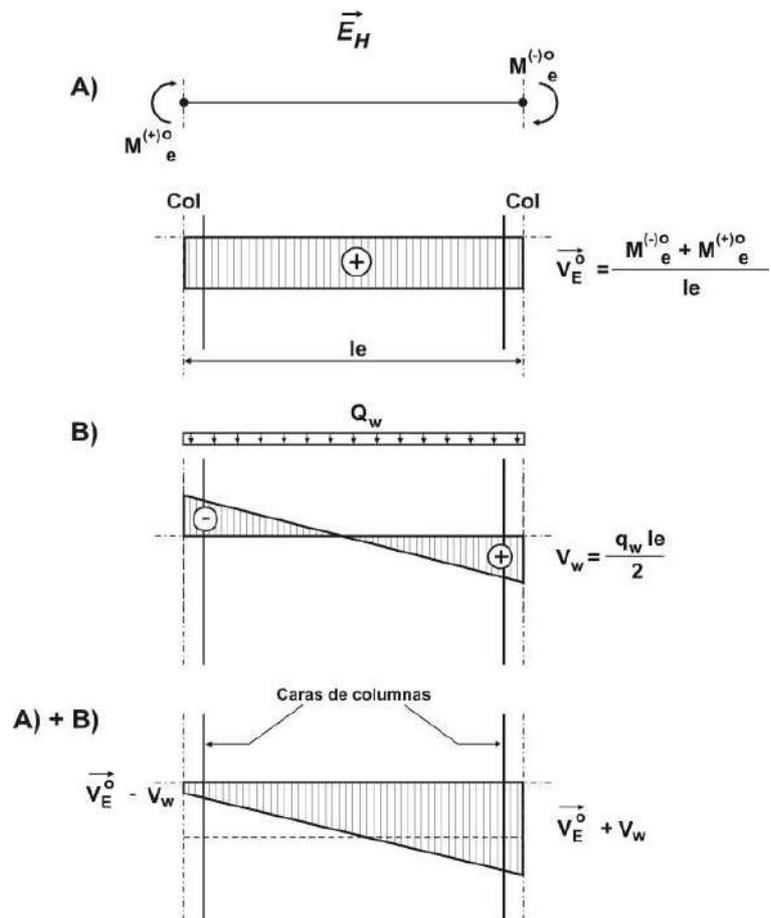
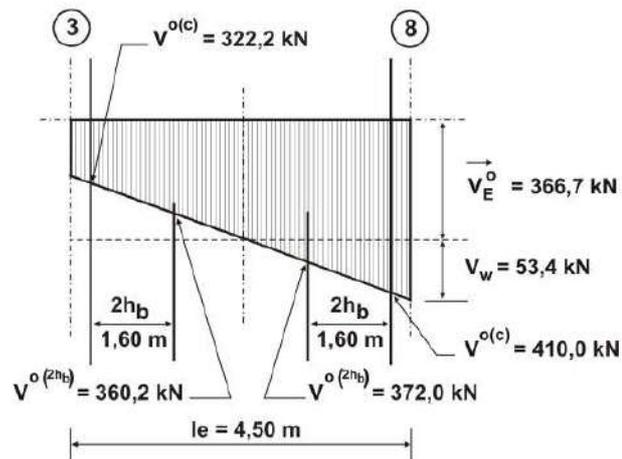


Diagrama final de esfuerzos de corte de diseño



Esfuerzos de corte de diseño
Viga 148

Fig.22: DETERMINACIÓN ESFUERZOS DE CORTE DE DISEÑO

Las tensiones de corte nominales v_n en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (zonas críticas), se obtienen:

$$v_n^{(A)} = \frac{V_{Eb}^o - V_w}{\phi b_w d}$$

$$\phi = 1$$

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

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

$$v_n^{(A)} = \frac{313,3 \text{ kN}}{1(400 \times 750) \text{ mm}^2} \times 1000$$

$$v_n^{(A)} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$v_n^{(B)} = \frac{420,1 \text{ kN}}{1(400 \times 750) \text{ mm}^2} \times 1000$$

$$v_n^{(B)} = 1,40 \text{ MPa}$$

Las planillas **Ce.1** y **Cc.1** muestran para las vigas del nivel 1, pódico Y4, para los estados de cargas considerados, los esfuerzos de corte de diseño y las tensiones nominales de corte a ejes y caras de columnas, respectivamente. En ellas, se han sombreado las tensiones nominales más desfavorables para cada viga, en correspondencia con las columnas. Los esfuerzos de corte de diseño y las tensiones nominales a $2h_b$ de las caras de columnas, figuran en la planillas **Ch.1** y **Ct.1**. Para los otros niveles de los pódicos Y4 y X1, consultar Anexo 1.

Los números que siguen a las letras que identifican las planillas indican el nivel al que corresponden las vigas.

En zonas de formación potencial de rótulas plásticas se supone que la contribución del hormigón a la resistencia al corte es nula, debido a que la trabazón de los agregados a través de anchas grietas es inefectiva, por lo que, todo el corte debe absorberse con armadura transversal.

Planilla Ce.1: Esfuerzos de corte y tensiones nominales "v_n" a ejes de columnas

LINEA	ITEM	COLUMNAS												Dimensiones [mm]				
		3		8		14		20		26		32		37		b _w	d	h _b
		VIGA 148	0,85	VIGA 149	0,95	VIGA 150	0,95	VIGA 151	0,95	VIGA 152	0,95	VIGA 153	0,85	0,75				
1	1,2 D + 0,5 L + Ev + E _H →	313,3	420,1	323,5	430,2	185,5	347,5	165,5	347,5	322,5	429,3	312,4	419,1	400	750	800		
		1,04	1,40	1,08	1,43	0,55	1,16	0,55	1,16	1,08	1,43	1,04	1,40					
2	1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H ←	419,1	312,4	429,3	322,5	347,5	165,5	347,5	165,5	430,2	323,5	420,1	313,3					
		1,40	1,04	1,43	1,08	1,16	0,55	1,16	0,55	1,43	1,08	1,40	1,04					
3	0,9 D - Ev + E _H →	344,5	388,4	354,6	398,6	220,0	293,0	220,0	293,0	354,2	398,2	344,1	388,0					
		1,15	1,29	1,18	1,33	0,73	0,98	0,73	0,98	1,18	1,33	1,15	1,29					
4	0,9 D - Ev - E _H ←	388,0	344,1	398,2	354,2	293,0	220,0	293,0	220,0	398,6	354,6	388,4	344,5					
		1,29	1,15	1,33	1,18	0,98	0,73	0,98	0,73	1,33	1,18	1,29	1,15					

Planilla Cc.1: Esfuerzos de corte y tensiones nominales "v_n" a caras de columnas

LINEA	ITEM	COLUMNAS												Dimensiones [mm]				
		3		8		14		20		26		32		37		b _w	d	h _b
		VIGA 148	0,85	VIGA 149	0,95	VIGA 150	0,95	VIGA 151	0,95	VIGA 152	0,95	VIGA 153	0,85	0,75				
1	1,2 D + 0,5 L + Ev + E _H →	322,2	410,0	333,6	419,0	178,8	334,2	178,8	334,2	333,6	419,2	322,4	410,2	400	750	800		
		1,07	1,37	1,11	1,40	0,60	1,11	0,60	1,11	1,11	1,40	1,07	1,37					
2	1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H ←	410,2	322,4	419,2	333,8	334,2	178,8	334,2	178,8	419,0	333,6	410,0	322,2					
		1,37	1,07	1,40	1,11	1,11	0,60	1,11	0,60	1,40	1,11	1,37	1,07					
3	0,9 D - Ev + E _H →	348,1	384,2	358,8	394,0	225,3	287,7	225,3	287,7	358,8	394,0	348,2	384,3					
		1,16	1,28	1,20	1,31	0,75	0,96	0,75	0,96	1,20	1,31	1,16	1,28					
4	0,9 D - Ev - E _H ←	384,3	348,2	394,0	358,8	287,7	225,3	287,7	225,3	394,0	358,8	384,2	348,1					
		1,28	1,16	1,31	1,20	0,96	0,75	0,96	0,75	1,31	1,20	1,28	1,16					

Planilla Ch.1: Esfuerzos de corte y tensiones nominales "V_n" a 2h_b de la cara de las columnas

LINEA	ITEM	COLUMNAS										Dimensiones [mm]		
		3	8	14	20	26	32	37	b _w	d	h _b			
1	1,2 D + 0,5 L + Ev + E _H	0,75	VIGA 148	VIGA 149	VIGA 150	VIGA 151	VIGA 152	VIGA 153	0,75	400	750	800		
		372,0	371,5	223,6	289,4	371,8	381,3	360,4						
2	1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H	1,20	1,24	0,75	0,96	1,24	1,27	1,20	1,24	400	750	800		
		372,3	360,4	289,4	223,6	381,0	371,5	372,0						
3	0,9 D - Ev + E _H	1,24	1,20	0,96	0,75	1,27	1,24	1,24	1,20	400	750	800		
		363,7	368,6	374,4	269,7	374,5	378,4	363,8						
4	0,9 D - Ev - E _H	1,21	1,23	0,81	0,90	1,25	1,26	1,21	1,23	400	750	800		
		366,7	363,8	378,4	243,3	378,3	374,4	366,8						
		1,23	1,21	0,90	0,81	1,26	1,25	1,23	1,21					

Planilla Ct.1: Esfuerzos de corte y tensiones nominales totales "V_n" a 2h_b de la cara de las columnas

LINEA	ITEM	COLUMNAS										Dimensiones [mm]		
		3	8	14	20	26	32	37	b _w	d	h _b			
1	V ^o	0,75	VIGA 148	VIGA 149	VIGA 150	VIGA 151	VIGA 152	VIGA 153	0,75	400	750	800		
		363,7	372,0	374,4	243,3	289,4	374,5	363,8						
2	"V _n "	1,21	1,24	1,25	0,81	0,96	1,25	1,24	1,24	400	750	800		
		372,3	363,8	381,2	243,3	289,4	374,4	372,0						
3	V ^o	1,24	1,21	1,27	0,96	0,81	1,27	1,24	1,24	400	750	800		
		0,00486	0,00486	0,00486	0,00486	0,00486	0,00486	0,00486						
4	"V _n "	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	400	750	800		
		0,62	0,65	0,65	0,68	0,68	0,68	0,65						
7	(v _n - v _c)	0,65	0,62	0,37	0,22	0,37	0,22	0,37	0,22	400	750	800		
		0,65	0,62	0,37	0,22	0,37	0,22	0,37						
8	(v _n - v _c)	0,65	0,62	0,37	0,22	0,37	0,22	0,37	0,22	400	750	800		
		0,65	0,62	0,37	0,22	0,37	0,22	0,37						

Cuando la tensión nominal de corte exceda $0,25(2+r)\sqrt{f'_c}$, deberá proveerse armadura de corte diagonal en el alma de la viga, en una o ambas direcciones para resistir una fracción del esfuerzo de corte. Esta armadura intenta evitar una falla de corte por deslizamiento.

En la planilla **Cx.1**, se muestran los valores de v^o y v_n a las caras de columnas (sección prevista para la formación de las rótulas plásticas) que resultaron más desfavorables para cada dirección de la acción sísmica. En ella, se observa que los valores de las líneas 2 y 4, resultan menores que los obtenidos en la línea 6, es decir que no se necesita armadura de corte diagonal. Por otro lado, puede verificarse que las tensiones nominales en todos los casos son menores que los valores de las líneas 7 y 8. Para las vigas de los otros niveles, consultar Anexo 1.

En las zonas comprendidas entre las críticas, para la **V148**, es necesario considerar la contribución del hormigón a la resistencia al corte, es decir:

$$v_c = (0,07 + 10\rho_w)\sqrt{f'_c} \leq 0,20\sqrt{f'_c}$$

donde:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$$

$$A_s = 4 \times 314,2 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\rho_w = \frac{4 \times 314,2 \text{ mm}^2}{(400 \times 750) \text{ mm}^2}$$

$$\rho_w = 0,004188$$

por lo tanto:

$$v_c = (0,07 + 10 \times 0,004188)\sqrt{25} \text{ MPa}$$

$$v_c = 0,56 \text{ MPa}$$

Planilla Cx.1: Verificación de armaduras en "X" en zonas de formación potencial de rótulas plásticas

LINEA	ITEM	COLUMNAS										Dimensiones [mm]				
		3 0,75	8 0,85	14 0,95	20 0,95	26 0,95	32 0,85	37 0,75	b _w	d	h _b					
1	$\rightarrow V^o$	348,1	410,0	358,8	419,0	225,3	334,2	225,3	334,2	358,8	419,2	348,2	410,2			
2	"v _n "	1,16	1,37	1,20	1,40	0,75	1,11	0,75	1,11	1,20	1,40	1,16	1,37			
3	$\leftarrow V^o$	410,2	348,2	419,2	358,8	334,2	225,3	334,2	225,3	419,0	358,8	410,0	348,1			
4	"v _n "	1,37	1,16	1,40	1,20	1,11	0,75	1,11	0,75	1,40	1,20	1,37	1,16			
5	r	-0,85	-0,85	-0,86	-0,86	-0,67	-0,67	-0,67	-0,67	-0,86	-0,86	-0,85	-0,85			
6	$0,25(2+r)\sqrt{f'c}$	1,44	1,44	1,43	1,43	1,66	1,66	1,66	1,66	1,43	1,43	1,44	1,44			
7	$0,16 f'c$	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00			
8	$0,85\sqrt{f'c}$	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25			

La planilla Ct.1, muestra los valores de $(v_n - v_c)$ para cada dirección de la acción sísmica, y para cada viga del nivel 1.

El cálculo de las armaduras transversales correspondientes a las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, resulta:

$$A_v = \frac{v_n b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_v = \frac{1,37 \text{MPa} \times 400 \text{mm} \times 96 \text{mm}}{420 \text{MPa}}$$

$$A_v = 125,3 \text{mm}^2$$

Se adopta como estribo perimetral $1d_b 8(100,6 \text{mm}^2)$, y como estribo suplementario intermedio $1d_b 6(56,6 \text{mm}^2)$. Es decir que la armadura transversal para absorber el esfuerzo de corte resulta estar integrada por 2 estribos de 2 ramas cada uno, siendo la separación adoptada 96 mm, siendo la sección real igual a $157,1 \text{mm}^2$.

[Estribo adoptado : $(1d_b 8 + 1d_b 6)^c / 96 \text{mm}$]

Se observa que la sección de estribos para absorber corte resulta mayor que la obtenida por confinamiento y pandeo, aunque la separación de los mismos está gobernada por estos últimos

Para las zonas comprendidas entre las críticas (zonas normales), y asumiendo una separación igual al doble de la empleada en la zona crítica (192mm), se obtiene:

$$A_v = \frac{(v_n - v_c) b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_v = \frac{(1,24 - 0,59) \text{MPa} \times 400 \text{mm} \times 192 \text{mm}}{420 \text{MPa}}$$

$$A_v = 118,9 \text{mm}^2$$

[Estribo adoptado : $(1d_b 8 + 1d_b 6)^c / 192 \text{mm}$]

La planilla Ec.1, muestra para las vigas del nivel 1, pódico Y4, las secciones necesarias A_v y $A_v \text{ real}$ de armadura transversal (estribos), para las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (zonas críticas) y para las comprendidas entre ellas (zonas normales). Para las vigas de los otros niveles de los pódicos Y4 y X1, consultar Anexo 1.

**ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL
DE RÓTULAS PLÁSTICAS Y ZONAS NORMALES**
(Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)

Planilla Ec.1: Esfuerzo de Corte

VIGA	Dimensiones [mm]			Estribos en zonas de formación potencial de rótulas plásticas						Estribos en zonas normales (long. > 2hb de la cara de la columna)					
	b _w	d	h _b	v _n [Mpa]	A _v [mm ²]	n° de ramas	d _b [mm]	s [mm]	A _{v real} [mm ²]	(v _n - v _c) [Mpa]	A _v [mm ²]	n° de ramas	d _b [mm]	s [mm]	A _{v real} [mm ²]
148	400	750	800	1,37	125,3	4	8 6	96,0	157,1	0,65	118,9	4	8 6	192,0	157,1
149	400	750	800	1,40	128,0	4	8 6	96,0	157,1	0,68	124,3	4	8 6	192,0	157,1
150	400	750	800	1,11	101,5	4	8 6	96,0	157,1	0,37	67,7	4	8 6	192,0	157,1
151	400	750	800	1,11	101,5	4	8 6	96,0	157,1	0,37	67,7	4	8 6	192,0	157,1
152	400	750	800	1,40	128,0	4	8 6	96,0	157,1	0,68	124,3	4	8 6	192,0	157,1
153	400	750	800	1,37	125,3	4	8 6	96,0	157,1	0,65	118,9	4	8 6	192,0	157,1

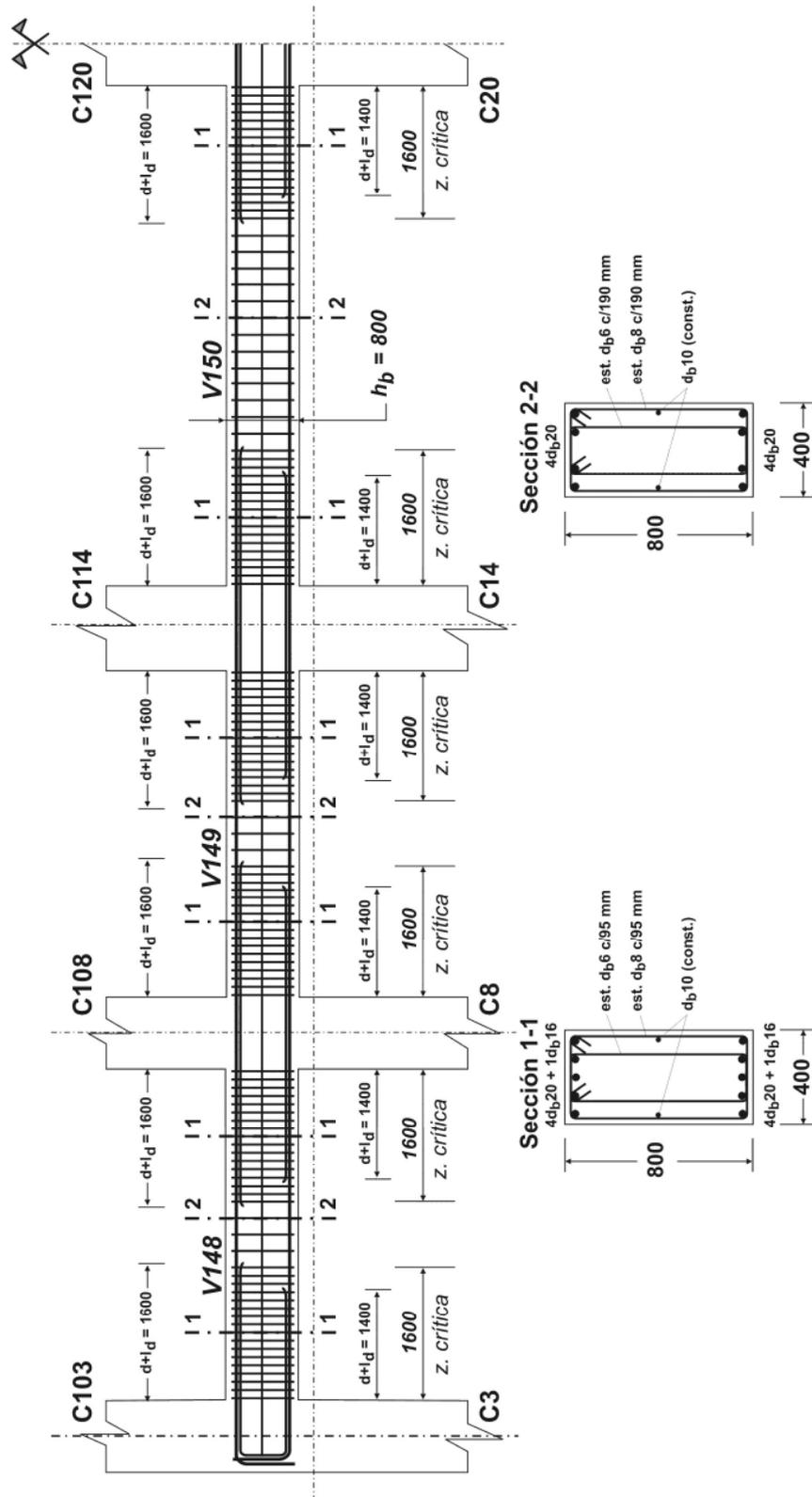


Fig.23: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS
(Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4); [mm]

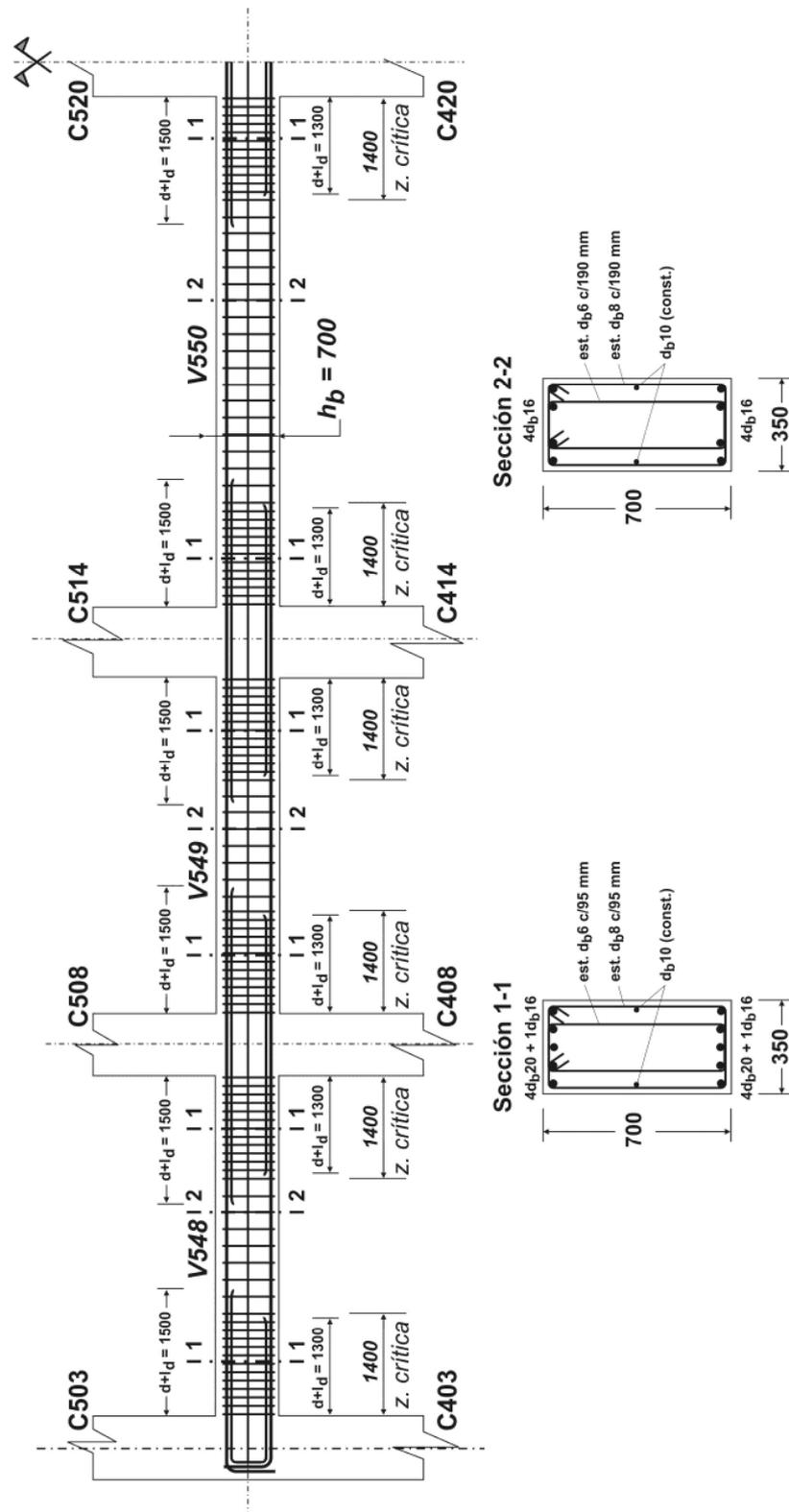


Fig.24: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS
(Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4); [mm]

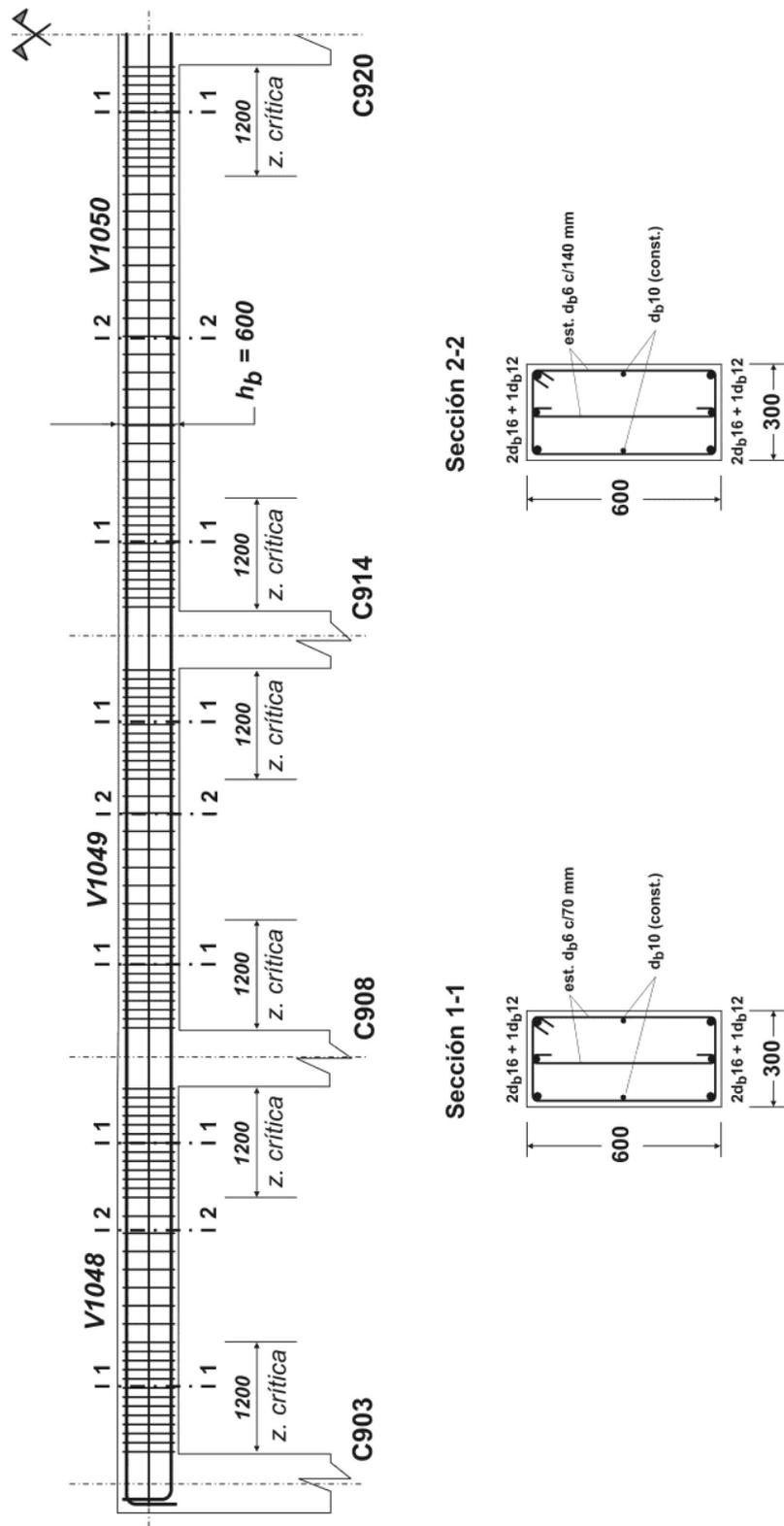


Fig.25: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS
 (Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4); [mm]

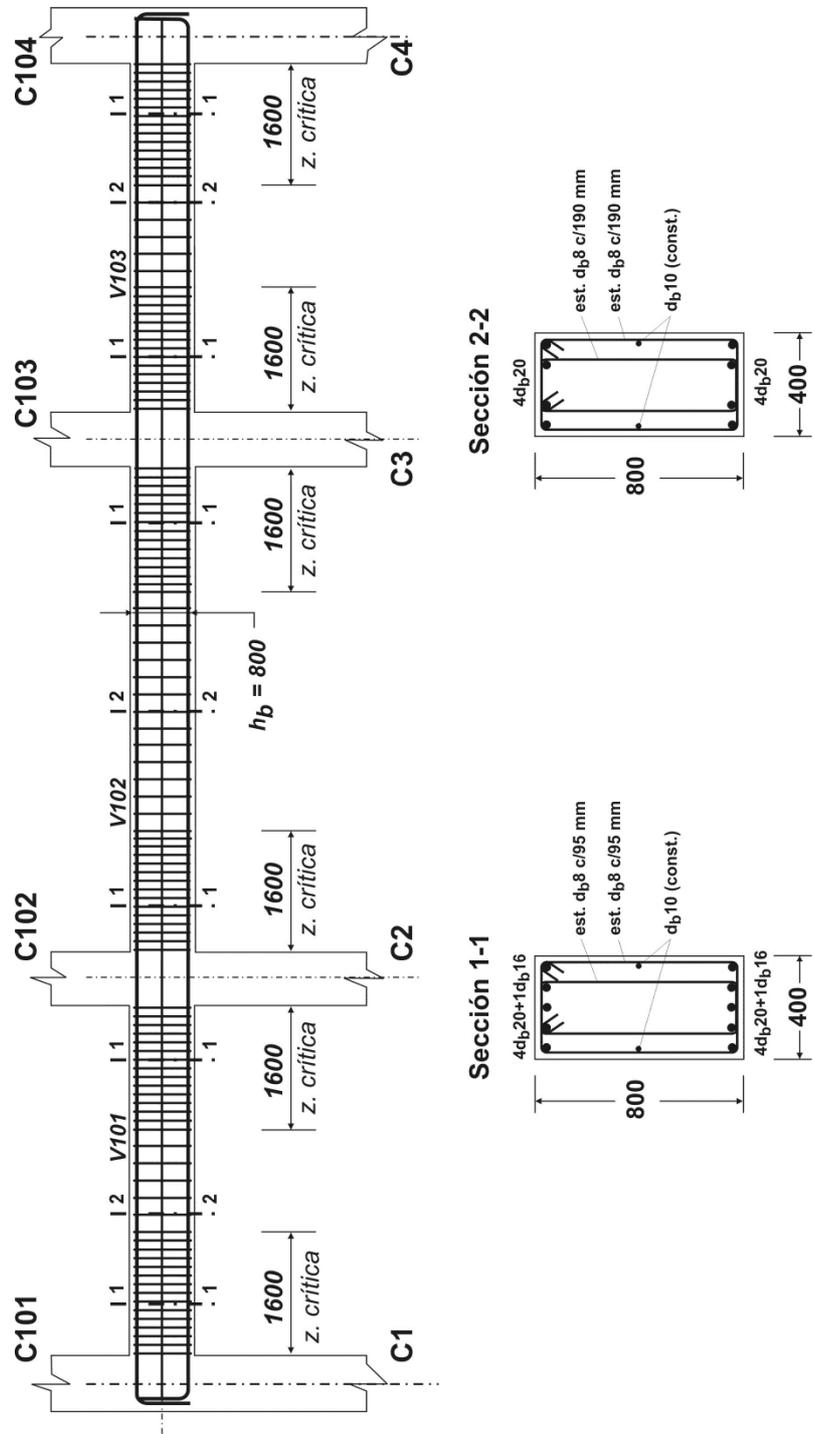


Fig.26: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS
(Vigas Nivel 1 - Pórtico X1); [mm]

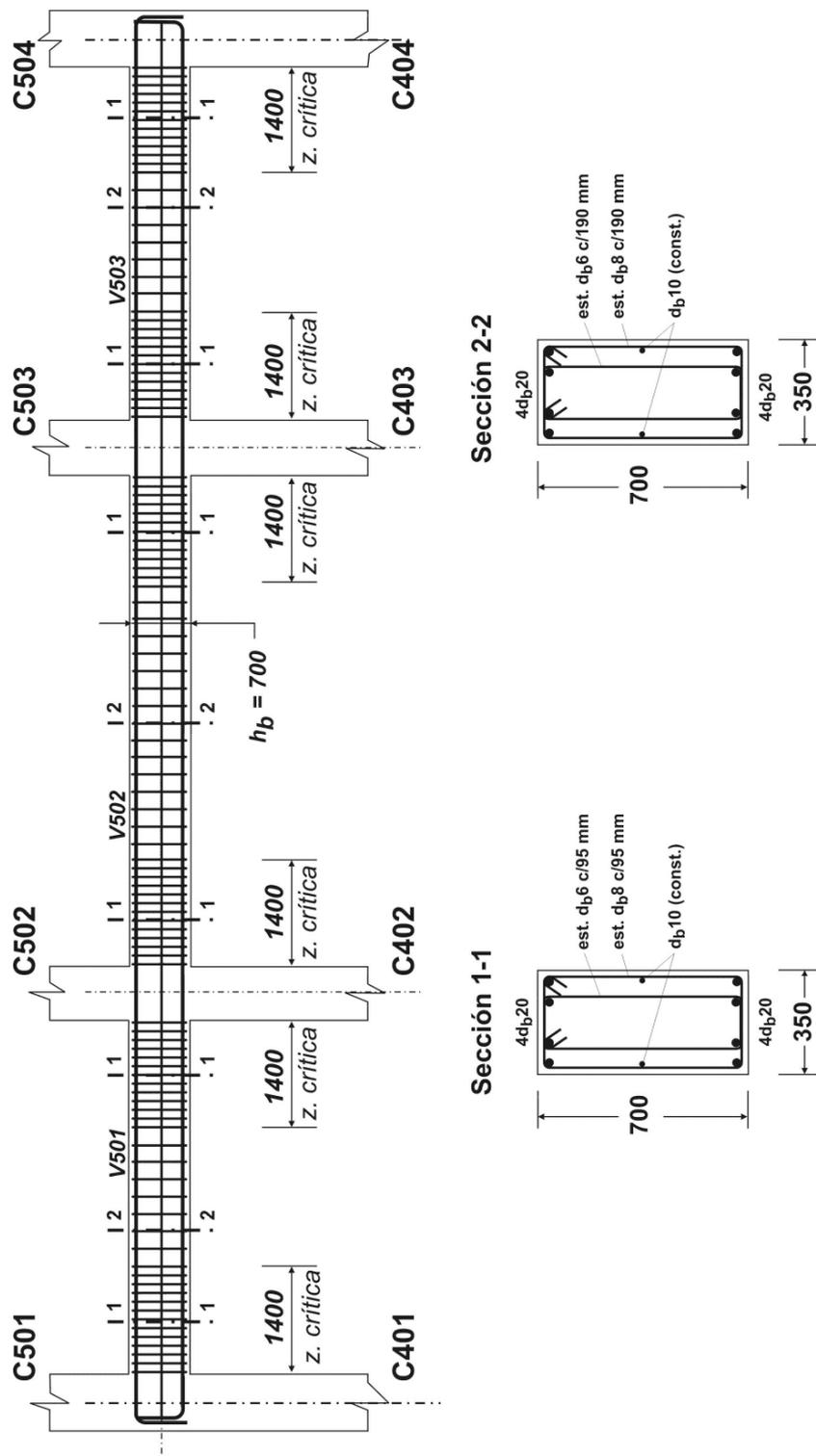


Fig.27: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS
(Vigas Nivel 5 - Pórtico X1); [mm]

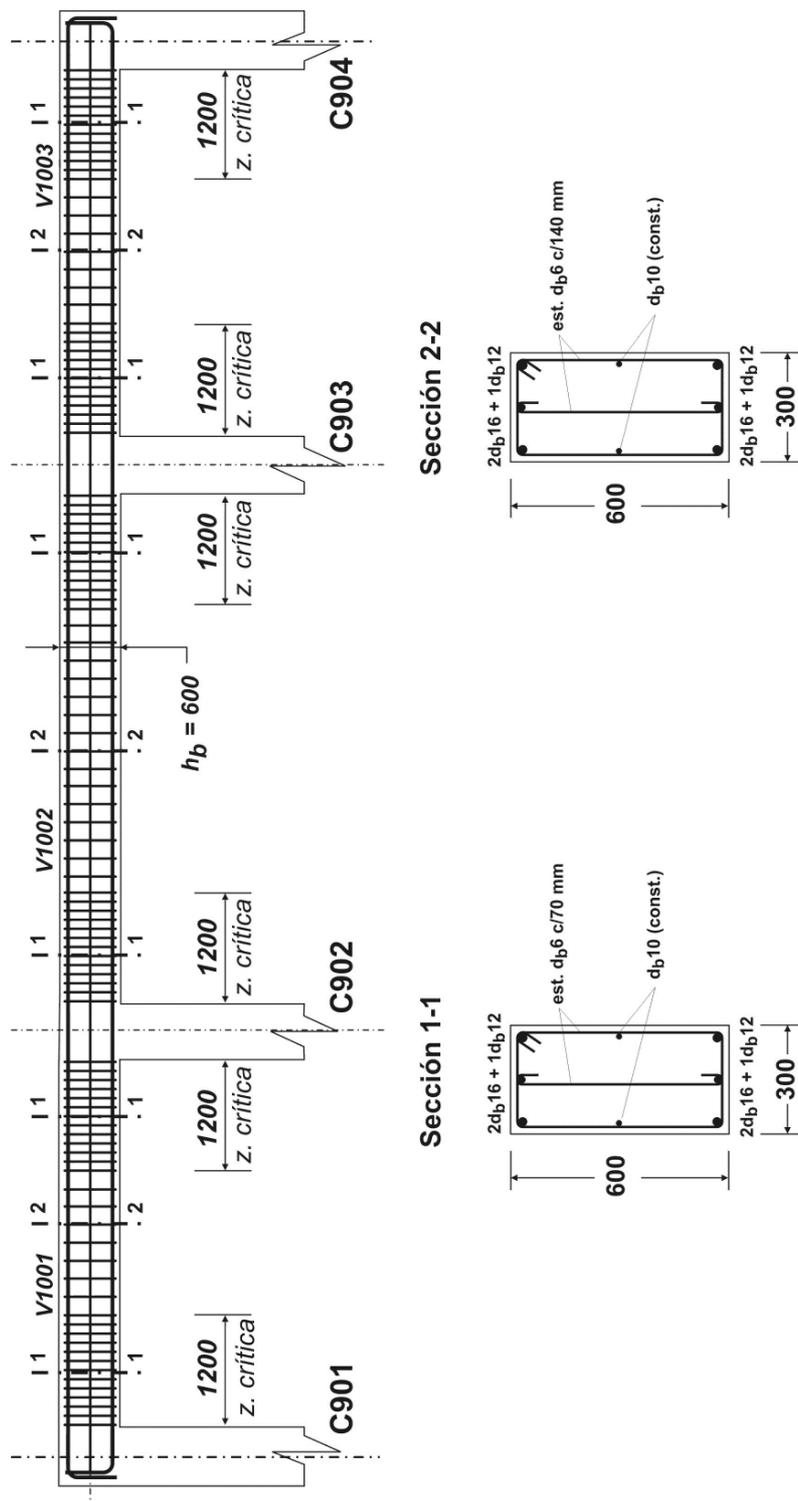


Fig.28: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS
(Vigas Nivel 10 - Pórtico X1); [mm]

(2.3., R.II.) **1.5. DISEÑO DE COLUMNAS**

Las columnas que se diseñarán son las **C3**; **C403** y **C903**, correspondientes a los niveles 1, 5 y 10, respectivamente. Estas son exteriores y comunes a los pórticos Y4 y X1 (Ver Fig.2).

El diseño se realizará de manera que las columnas **C403** y **C903** se comporten elásticamente, mientras que en la columna **C3** se preverá una rótula en su base, es decir, que este diseño es congruente con el mecanismo de colapso asumido para la estructura.

Se presentan a continuación las "Planillas Resumen" de los factores de sobrerresistencia flexional de vigas ϕ_b^o obtenidos en los niveles 1; 5 y 10 de los pórticos Y4 y X1. En ellas se indican para cada uno de los estados de carga considerados, y para ambos sentidos de la acción sísmica (sismo izquierda y sismo derecha) los ϕ_b^o en correspondencia con las columnas que integran los pórticos antes mencionados.

Por otro lado, se muestra en la planilla 1.S para las vigas 48 de los niveles 1; 5 y 10 del pórtico Y4, para cada uno de los estados de cargas considerados los valores de las capacidades flexionales M_e^o a ejes de columnas izquierda y derecha, respectivamente; los valores de los esfuerzos de corte V_{Eb}^o y los factores de sobrerresistencia ϕ_b^o correspondientes. Del mismo modo, para las vigas 2 y 3 del pórtico X1.

(2.3.1., R.II.) **1.5.1. Limitaciones dimensionales**

Es importante establecer relaciones entre la altura, ancho y luz libre de los elementos, particularmente si se espera que el elemento exhiba una respuesta dúctil ante el terremoto de diseño. Si el elemento es demasiado esbelto, puede ocurrir el pandeo lateral del borde comprimido. Si el elemento es demasiado robusto (poco esbelto), se torna difícil controlar la degradación de rigidez y resistencia que resulta de los esfuerzos de corte.

FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS " ϕ_b^o " (Planillas Resumen)

Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4

ITEM	COLUMNAS												Factor de sobrerresistencia del nivel	
	3 0,75	VIGA 148	8 0,35	VIGA 149	14 0,95	VIGA 150	20 0,95	VIGA 151	26 0,95	VIGA 152	32 0,85	VIGA 153		37 0,75
→ 1,2 D + 0,5 L + Ev + E _H	1,54		1,72		1,85		2,21		1,97		1,72		1,94	1,86
← 1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H	1,94		1,72		1,97		2,21		1,85		1,72		1,54	1,86
→ 0,9 D - Ev + E _H	1,56		1,72		1,86		2,21		1,95		1,72		1,92	1,86
← 0,9 D - Ev - E _H	1,92		1,72		1,95		2,21		1,86		1,72		1,56	1,86

Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4

ITEM	COLUMNAS												Factor de sobrerresistencia del nivel	
	403 0,70	VIGA 548	408 0,30	VIGA 549	414 0,85	VIGA 550	420 0,85	VIGA 551	426 0,85	VIGA 552	432 0,80	VIGA 553		437 0,70
→ 1,2 D + 0,5 L + Ev + E _H	1,54		1,78		1,84		2,20		2,00		1,78		2,13	1,90
← 1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H	2,13		1,78		2,00		2,20		1,84		1,78		1,54	1,90
→ 0,9 D - Ev + E _H	1,57		1,78		1,86		2,20		1,99		1,78		2,10	1,90
← 0,9 D - Ev - E _H	2,10		1,78		1,99		2,20		1,86		1,78		1,57	1,90

Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4

ITEM	COLUMNAS												Factor de sobrerresistencia del nivel	
	903 0,55	VIGA 1048	908 0,65	VIGA 1049	914 0,70	VIGA 1050	920 0,70	VIGA 1051	926 0,70	VIGA 1052	932 0,65	VIGA 1053		937 0,55
→ 1,2 D + 0,5 L + Ev + E _H	5,79		6,59		5,29		5,88		6,09		6,58		10,27	6,30
← 1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H	10,27		6,58		6,09		5,88		5,29		6,59		5,79	6,30
→ 0,9 D - Ev + E _H	6,00		6,59		5,36		5,88		6,01		6,58		10,05	6,30
← 0,9 D - Ev - E _H	10,05		6,58		6,01		5,88		5,36		6,59		6,00	6,30

FACTORES DE SOBRRRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS " ϕ_b " (Planillas Resumen)

Vigas Nivel 1 - Pórtico X1

ITEM	COLUMNAS							Factor de sobrerresistencia del nivel
	1	VIGA 101	2	VIGA 102	3	VIGA 103	4	
	0,75		0,75		0,75		0,75	
→ 1,2 D + 0,5 L + Ev + E _H	1,39		1,77		1,81		1,63	1,68
← 1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H	1,63		1,81		1,77		1,69	1,68
→ 0,9 D - Ev + E _H	1,40		1,78		1,81		1,61	1,68
← 0,9 D - Ev - E _H	1,61		1,81		1,78		1,40	1,68

Vigas Nivel 5 - Pórtico X1

ITEM	COLUMNAS							Factor de sobrerresistencia del nivel
	401	VIGA 501	402	VIGA 502	403	VIGA 503	404	
	0,70		0,70		0,70		0,70	
→ 1,2 D + 0,5 L + Ev + E _H	1,63		1,96		2,02		1,96	1,92
← 1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H	1,96		2,02		1,96		1,63	1,92
→ 0,9 D - Ev + E _H	1,65		1,97		2,01		1,94	1,92
← 0,9 D - Ev - E _H	1,94		2,01		1,97		1,65	1,92

Vigas Nivel 10 - Pórtico X1

ITEM	COLUMNAS							Factor de sobrerresistencia del nivel
	901	VIGA 1001	902	VIGA 1002	903	VIGA 1003	904	
	0,55		0,55		0,55		0,55	
→ 1,2 D + 0,5 L + Ev + E _H	5,30		5,74		6,10		7,82	6,12
← 1,2 D + 0,5 L + Ev - E _H	7,82		6,10		5,74		5,30	6,12
→ 0,9 D - Ev + E _H	5,43		5,78		6,06		7,69	6,12
← 0,9 D - Ev - E _H	7,69		6,06		5,78		5,43	6,12

Planilla 1.S: SOBRESRESISTENCIA EN RÓTULAS PLÁSTICAS DE VIGAS
* Capacidad Flexional * Esfuerzo de Corte * Factor de Sobresresistencia

Pórtico Y4

Nivel	Viga	Luz [m]	Estados de Cargas Combinados															
			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						
			Col. Izq.	Col. Der.	V ^o Eb [kN]	φ ^o b	Col. Izq.	Col. Der.	V ^o Eb [kN]	φ ^o b	Col. Izq.	Col. Der.	V ^o Eb [kN]	φ ^o b				
			M ⁽⁺⁾ e [kNm]	M ⁽⁻⁾ e [kNm]	M ⁽⁺⁾ e [kNm]	M ⁽⁻⁾ e [kNm]	M ⁽⁺⁾ e [kNm]	M ⁽⁻⁾ e [kNm]	M ⁽⁺⁾ e [kNm]	M ⁽⁻⁾ e [kNm]	M ⁽⁺⁾ e [kNm]	M ⁽⁻⁾ e [kNm]	V ^o Eb [kN]	φ ^o b				
1	148	4,5	720,9	929,3	366,7	1,54	730,6	918,3	366,4	1,56	908,8	737,0	365,7	1,94	899,1	748,0	366,0	1,92
5	548	4,5	419,1	593,7	225,1	1,54	427,5	584,0	224,8	1,57	580,4	428,3	224,2	2,13	571,9	437,9	224,4	2,10
10	1048	4,5	170,1	309,2	106,5	5,79	176,5	301,6	106,2	6,00	301,9	173,5	105,6	10,27	295,5	181,0	105,9	10,05

Pórtico X1

Nivel	Viga	Luz [m]	Estados de Cargas Combinados															
			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						
			Col. Izq.	Col. Der.	V ^o Eb [kN]	φ ^o b	Col. Izq.	Col. Der.	V ^o Eb [kN]	φ ^o b	Col. Izq.	Col. Der.	V ^o Eb [kN]	φ ^o b				
			M ⁽⁺⁾ e [kNm]	M ⁽⁻⁾ e [kNm]	M ⁽⁺⁾ e [kNm]	M ⁽⁻⁾ e [kNm]	M ⁽⁺⁾ e [kNm]	M ⁽⁻⁾ e [kNm]	M ⁽⁺⁾ e [kNm]	M ⁽⁻⁾ e [kNm]	M ⁽⁺⁾ e [kNm]	M ⁽⁻⁾ e [kNm]	V ^o Eb [kN]	φ ^o b				
1	102	6,5	718,2	889,3	-126,0	1,81	730,2	877,3	-126,0	1,81	889,3	718,2	126,0	1,77	877,3	730,2	126,0	1,78
	103	4,5	773,9	906,2			781,0	899,1			906,2	773,9			899,1	781,0		
5	502	6,5	486,1	624,9	-85,0	2,02	496,0	615,0	-85,0	2,01	624,9	486,1	85,0	1,96	615,0	496,0	85,0	1,97
	503	4,5	522,8	628,9			528,6	623,1			628,9	522,8			623,1	528,6		
10	1002	6,5	157,2	263,7	-28,8	6,10	164,3	256,6	-28,8	6,06	263,7	157,2	28,8	5,74	256,6	164,3	28,8	5,78
	1003	4,5	170,0	251,0			174,2	246,9			251,0	170,0			246,9	174,2		

(2.3.1.1., R.II.) Para secciones rectangulares con momentos aplicados en ambos extremos por vigas adyacentes, debe cumplirse:

$$a) \quad b_c \geq \frac{L_n}{25} ; \quad b) \quad h_c \leq \frac{100b_c^2}{L_n}$$

Columna C903

Las dimensiones de la sección de la columna, son las siguientes:

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

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

siendo:

$$L_n = 2400 \text{ mm}$$

$$\therefore b_c = 550 \text{ mm} \geq \frac{2400}{25} \text{ mm} = 96 \text{ mm} \quad \text{verifica}$$

$$\therefore h_c = 550 \text{ mm} \leq \frac{100 \times 550^2 \text{ mm}^2}{2400 \text{ mm}} = 12604 \text{ mm} \quad \text{verifica}$$

Columna C403

Las dimensiones de la sección de la columna, son las siguientes:

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

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

siendo:

$$L_n = 2400 \text{ mm}$$

$$\therefore b_c = 700 \text{ mm} \geq \frac{2400}{25} \text{ mm} = 96 \text{ mm} \quad \text{verifica}$$

$$\therefore h_c = 700 \text{ mm} \leq \frac{100 \times 700^2 \text{ mm}^2}{2400 \text{ mm}} = 24017 \text{ mm} \quad \text{verifica}$$

Columna C3

Las dimensiones de la sección de la columna, son las siguientes:

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

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

siendo:

$$L_n = 3700\text{mm}$$

$$\therefore b_c = 750\text{mm} \geq \frac{3700}{25}\text{mm} = 148\text{mm} \quad \text{verifica}$$

$$\therefore h_c = 750\text{mm} \leq \frac{100 \times 750^2}{3700}\text{mm} = 15202\text{mm} \quad \text{verifica}$$

Puede observarse, que las dimensiones adoptadas para las columnas en los niveles 1, 5 y 10, verifican las dos condiciones a) y b), simultáneamente.

(2.3.2., R.II.) 1.5.2. Rigidez

(2.3.2.1., R.II.) Para obtener predicciones reales de las deformaciones y de las solicitaciones internas en estructuras estáticamente indeterminadas, para estimar el periodo de vibración, deben tenerse en cuenta los efectos del agrietamiento en la determinación de la rigidez de los elementos. Aunque los efectos de agrietamiento en la rigidez flexional, varían a lo largo del elemento de acuerdo con las características del diagrama de momentos, pueden adoptarse valores promedio de las propiedades efectivas de la secciones. Estos valores promedios deberán aplicarse a todas las secciones de los elementos prismáticos. Los valores recomendados se muestran en la Tabla 2.2 (R.II.).

Los valores adoptados en este ejemplo para la determinación de los momentos de inercia efectivos de la sección I_e , son los que a continuación se detallan:

$$\text{*Columnas exteriores : } I_e = 0,60I_g$$

$$\text{*Columnas interiores : } I_e = 0,80I_g$$

Los valores resultantes para las columnas de los diferentes niveles del edificio, pueden consultarse en la Fig.6 .

1.5.3. Acciones de Diseño

1.5.3.a. Solicitaciones de diseño para las secciones de base de las columnas del primer piso, donde se prevé rótulas plásticas.

Teniendo en cuenta el mecanismo de colapso adoptado para este ejemplo, la sección de base de las columnas del primer piso deben diseñarse considerando una rótula plástica

(2.3.4.6., R.II.) En estas secciones de columnas donde se espera el desarrollo de
(1.3., R.II.) rótulas plásticas, el momento (M_u/ϕ) y la carga axial de diseño (P_u/ϕ)
(1.6., R.II.) provienen de la combinación de estados de carga, teniendo en cuenta el factor de reducción de resistencia correspondiente(ϕ).

El diseño asociado a la sección de base de la columna C3, común a los pórticos Y4 y X1, se resume en la planilla 1.A (página 174).

(2.3.10.1.b.i., R.II.) Para la determinación del esfuerzo de corte de diseño V_u en capitel y base de las columnas del primer piso debe preverse la formación de una rótula plástica también en la sección de capitel, aunque el análisis convencional indique que los momentos en el capitel son menores que en la base. Esto se debe al aumento de longitud de las vigas sometidas a grandes demandas de ductilidad en el primer nivel y por encima de este. En este caso el esfuerzo de corte de diseño viene dado por:

$$V_u = \frac{M_{base}^o + M_{capitel}^o}{L_n}$$

Para la determinación de la capacidad de sobrerresistencia flexional de las secciones de columnas, no sólo deberá tenerse en cuenta la sobrerresistencia del acero, sino también la provista por el hormigón confinado, es decir, se empleará la siguiente expresión:

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

El procedimiento de diseño de la armadura transversal de corte en zonas de rótulas plásticas para la sección de base de la columna C3, se detalla en el apartado 1.5.5.b.8.

(2.3.4.-2.3.5.,R.II.) 1.5.3.b. Solicitaciones de diseño para las secciones de columnas donde no se prevé rótulas plásticas.

(2.3.4.1., R.II.) *Los momentos de diseño en las secciones extremas de columnas donde no se espera el desarrollo de rótulas plásticas, se determinan de acuerdo con la ecuación:*

$$M_u = \phi_b^o \omega M_E^C - 0,30h_b V_u$$

Es importante destacar que la amplificación de momentos expresada en la expresión anterior sólo se aplica a los momentos de capitel y base, y no al diagrama de momentos de flexión de la columna. Estos dos momentos extremos, no se espera que ocurran simultáneamente.

Se supone que la sección crítica de la columna está en la cara de la viga y, por lo tanto, los momentos al eje $\phi_b^o \omega M_E$ deberían reducirse. Se considera sólo el 60% del gradiente de momentos, que se utiliza para la determinación del esfuerzo de corte en la columna. Por lo tanto, los momentos al eje, se reducen por $0,60(0,50h_b V_u)$.

(2.3.10.1.(a), R.II.) *En todos los pisos con excepción del primero y el último, el esfuerzo de corte puede estimarse a partir del gradiente del diagrama de momentos a lo largo de la columna. El mínimo esfuerzo de corte a considerar es ϕ_b^o veces el corte derivado de un análisis elástico de las estructuras ante fuerzas sísmicas horizontales solamente. Se debe tener en cuenta, sin embargo, una distribución desproporcionada de los momentos de las vigas entre las columnas ubicadas por debajo y por encima de una viga, que pudiera dar un gradiente mayor que el que resulta de un análisis elástico. Por esta causa, se considera apropiado un 20% de aumento. Por otro lado, debe reconocerse las severas consecuencias provocadas por una falla por corte, por ello se introduce un factor adicional igual a $0,90/0,85$. Finalmente, el esfuerzo de corte de diseño para las secciones*

de columnas donde no se espera la formación de una rótula plástica se determina como:

(2.3.10.1.(a).(ii), R.II.)

$$V_u = 1,6 \phi^0 V_E$$

Para tener en cuenta la posibilidad de que la acción sísmica actúe en dirección oblicua, en el caso de pórticos espaciales, que es el que corresponde a este ejemplo, el factor resulta 1,6.

Cabe destacar que para la sección de capitel de las columnas del primer piso, el esfuerzo de corte de diseño V_u debe evaluarse considerando la sobrerresistencia desarrollada por una potencial rótula plástica, como se mencionó anteriormente (Art. 2.3.10.1.(a).(iii)). Sin embargo, debido a la imposibilidad de evaluar V_u según este último artículo, en las etapas preliminares, se lo hace empleando la expresión ya dada, $V_u = 1,6 \phi^0 V_E$.

(2.3.4.1.(a);(b), R.II.)

Determinación del factor de amplificación dinámica " ω "

Para darles a las columnas un alto grado de protección a la fluencia prematura, debe considerarse el apartamiento del diagrama de momentos de las mismas, del obtenido de un análisis elástico a fuerzas horizontales. Este apartamiento se debe a los efectos dinámicos, en particular los efectos de los modos superiores en la estructura inelástica. El fenómeno puede medirse por el movimiento del punto de inflexión de la posición dada por un análisis elástico. Se supone que estos efectos dinámicos, son más importantes en los pisos superiores y a medida que aumenta el periodo fundamental de vibración de la estructura.

Teniendo en cuenta que la tipología estructural del edificio en ambas direcciones principales de análisis está conformada por pórticos sismorresistentes de hormigón armado, la misma se encuadra en el caso de "pórticos espaciales".

Para las columnas pertenecientes a pórticos espaciales, es necesario considerar los efectos simultáneos de la acción sísmica actuando en las dos direcciones principales de la estructura. Esto implicaría realizar un análisis de las secciones de las columnas para flexión biaxial y esfuerzo

axial. Sin embargo, si se aumenta apropiadamente el factor de amplificación dinámica, el proceso de diseño puede simplificarse, permitiendo que cada sección de columna se diseñe sólo con los momentos provenientes de la acción sísmica actuando en cada una de las dos direcciones principales de la estructura.

(2.3.4.1.(b), R.II.) Para pórticos espaciales el factor de amplificación " ω ", resulta:

$$1,50 < \omega = 0,50T_1 + 1,10 \leq 1,90$$

donde " T_1 " es el periodo del primer modo de vibración de la estructura en [seg], los valores obtenidos para cada dirección de análisis del edificio, resultaron (pags. 11 y 12):

$$T_{1x} = 1,14\text{seg} \quad ; \quad T_{1y} = 1,10\text{seg}$$

por lo tanto:

$$\omega_x = 0,50 \times 1,14\text{seg} + 1,10\text{seg} = 1,66\text{seg}$$

$$\omega_y = 0,50 \times 1,10\text{seg} + 1,10\text{seg} = 1,65\text{seg}$$

Se adopta:

$$\omega = \omega_x = \omega_y = 1,65$$

En las columnas del último piso y en la sección inferior de las columnas del primer piso, deberá tomarse $\omega = 1,10$.

(2.3.4.2., R.II.) La variación a lo largo de la altura del factor de amplificación dinámica

(2.3.4.3., R.II.) " ω ", para la línea de columna 3 de la estructura está representada en la Fig. (II).

Determinación del momento de diseño M_u

Para las secciones de capitel de las columnas C3, C403 y C903, en la dirección Y-Y de análisis, los valores a los ejes de $V_E^{(c)}$ y $M_E^{(c)}$, debidos exclusivamente a la acción sísmica horizontal (se obtienen de las Figs.10 y 11) resultan: .

$$V_E^{(C3)} = 186,8 \text{ kN}$$

$$V_E^{(C403)} = 150,0 \text{ kN}$$

$$V_E^{(C903)} = 24,8 \text{ kN}$$

$$M_E^{(C3)} = 304,5 \text{ kNm}$$

$$M_E^{(C403)} = 214,2 \text{ kNm}$$

$$M_E^{(C903)} = 54,3 \text{ kNm}$$

De las planillas 1C, 2C y 3C que se presentan en las próximas páginas, con el valor de ϕ^0 correspondiente al estado de carga $1,2D + 0,5L + E_V + \vec{E}_H$ y para la dirección de análisis Y-Y, se obtienen los siguientes valores de V_u :

$$V_u^{(C3)} = 1,60 \times 1,54 \times 186,8 \text{ kN} = 460,3 \text{ kN}; \text{ donde } (\phi^0 = 1,54)$$

$$V_u^{(C403)} = 1,60 \times 1,54 \times 150,0 \text{ kN} = 369,6 \text{ kN}; \text{ donde } (\phi^0 = 1,54)$$

$$V_u^{(C903)} = 1,60 \times 5,79 \times 24,8 \text{ kN} = 229,7 \text{ kN}; \text{ donde } (\phi^0 = 5,79)$$

De la Fig. (II), con los valores correspondientes de ω para cada nivel, los valores de M_u resultan:

$$M_u^{(C3)} = 1,54 \times 1,50 \times 304,5 \text{ kNm} - 0,30 \times 0,80 \text{ m} \times 460,3 \text{ kN} = 592,9 \text{ kNm}$$

$$M_u^{(C403)} = 1,54 \times 1,65 \times 214,2 \text{ kNm} - 0,30 \times 0,70 \text{ m} \times 369,6 \text{ kN} = 466,7 \text{ kNm}$$

$$M_u^{(C903)} = 5,79 \times 1,10 \times 54,3 \text{ kNm} - 0,30 \times 0,60 \text{ m} \times 229,7 \text{ kN} = 304,5 \text{ kNm}$$

Las Figs. 29 y 30, indican esquemáticamente, para el estado de carga allí considerado, el camino correspondiente hasta obtener las magnitudes de V_u y M_u , para cada sección de capitel de las columnas en los niveles 1, 5 y 10, de los pórticos Y4 y X1, respectivamente.

Empleando el mismo criterio, en las planillas 1C, 2C y 3C se obtienen para cada estado de carga, y para cada dirección de análisis, los esfuerzos de corte de diseño V_u y los momentos de flexión de diseño M_u .

(2.3.4.5., R.II.) Cuando el esfuerzo axial de diseño a la compresión no supere el valor $0,10f'_c A_g$, el momento de diseño puede reducirse mediante la expresión:

$$M_{u\text{red}} = R_m (\phi^o \omega M_E - 0,30h_b V_u)$$

donde R_m se obtiene de la Tabla 2-3 del Reglamento y P_u se deberá tomar negativo si es de tracción, considerando que:

(a) El valor $\frac{P_u}{f'_c A_g}$, no podrá tomarse menor que $-0,15$, ni menor que

$$-0,5\rho_t \frac{f_y}{f'_c}$$

(b) El valor de R_m debe ser mayor que 0,30

(c) La reducción de momentos de columnas contenidas en un mismo plano vertical en un piso no será mayor que el 10% de la suma de los momentos de diseño no reducidos de todas las columnas contenidas en dicho plano y en dicho nivel

Para las secciones de capitel de las columnas C3, C403 y C903, para el estado de carga $1,2D + 0,5L + E_V + \vec{E}_H$, resulta:

Columna C3

Para

$$\omega = 1,50 \text{ y } \frac{P_u}{f'_c A_g} = -0,04$$

de la Tabla 2-3, se obtiene:

$$R_m^{(C3)} = 0,68; M_{u\text{red}} = 0,68 \times 592,9\text{kNm} = 403,2\text{kNm}$$

(2.3.4., R.II.)

(2.3.5., R.II.)

ESFUERZOS AXIALES Y MOMENTOS DE FLEXIÓN DE DISEÑO DE COLUMNAS

Planilla 1C - Columna "C3" (sección capitel)

Item	DIRECCION "Y"		DIRECCION "X"		DIR. Y	DIR. X
	Sismo izquierda	Sismo derecha	Sismo izquierda	Sismo derecha		
	$1,2D+0,5L+Ev+E_{II}$ 0,9D-Ev-E _{II}	$1,2D+0,5L+Ev-E_{II}$ 0,9D-Ev-E _{II}	$1,2D+0,5L+Ev+E_{II}$ 0,9D-Ev+E _{II}	$1,2D+0,5L+Ev-E_{II}$ 0,9D-Ev-E _{II}		
P_u [kN]	-583,5	5063,9	3818,4	3818,4	2268,9	2268,9
$P_u/(f_c A_g)$	-0,04	0,36	0,27	0,27	0,16	0,16
ϕ	1,0	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9
ϕ^0	1,54	1,94	1,92	1,77	-	-
V_E [kN]	186,8	186,8	186,8	296,9	296,9	-
M_E [kNm]	304,5	304,5	304,5	519,9	519,9	-
ω	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	-
V_u [kN]	460,3	579,8	573,8	859,8	845,6	-
M_u [kNm]	592,9	746,9	739,2	1205,2	1178,5	19,0
R_{fm}	0,68	1	1	0,68	1	-
$M_{u, Red.}$ [kNm]	403,2	294,3	739,2	819,5	590,5	1185,2

Planilla auxiliar: Determinación del esfuerzo axial máximo de diseño, provocado por las fuerzas sísmicas horizontales

V_E^0 [kN]	-386,7	-366,4	385,7	386,0	-126,0	-126,0	126,0
$\sum V_E^0$ [kN]	-2487,8	-2456,8	2452,3	2455,0	-845,8	-845,7	845,7
Peso propia [kN]	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0
R_v	0,855	0,855	0,855	0,855	0,855	0,855	0,855
P_E^0 [kN]	-2104,6	-2102,2	2096,7	2099,0	-723,0	-723,1	723,1
$\sum V_E^0 (1,2,3 y 4)$ [kN]	-4468,8	-4466,7	4462,9	4464,1	-504,2	-504,2	504,2
$\sum V_E^0 (5,6 y 7)$ [kN]	-675,2	-674,3	672,5	673,2	-255,0	-255,0	255,0
$\sum V_E^0 (8,9 y 10)$ [kN]	319,5	318,7	316,9	317,7	86,4	86,4	86,5
$P(1,2D+0,5L+Ev)$ [kN]	2294,1						
$P(0,9D-Ev)$ [kN]	1046,3						
$P(1,2D+1,6L)$ [kN]	2318,8						
h_b [m]	0,80						

(2.3.4., R.II.)

(2.3.5., R.II.)

ESFUERZOS AXIALES Y MOMENTOS DE FLEXIÓN DE DISEÑO DE COLUMNAS

Planilla 2C - Columna "C403" (sección capitel)

Item	DIRECCION "Y"				DIRECCION "X"				DIR. Y	DIR. X
	Sismo izquierda		Sismo derecha		Sismo izquierda		Sismo derecha			
	1,2 D + 0,5 L + Ev + E ₁	0,9 D - Ev + E ₁	1,2 D + 0,5 L + Ev - E ₁	0,9 D - Ev - E ₁	1,2 D + 0,5 L + Ev + E ₁	0,9 D - Ev + E ₁	1,2 D + 0,5 L + Ev - E ₁	0,9 D - Ev - E ₁		
P ₀ [kN]	12,1	-670,3	2425,8	1743,3	12,1	-670,3	2425,8	1743,3	1255,5	1255,5
P ₀ /(P ₀ A ₀)	0,00	-0,05	0,20	0,14	0,00	-0,05	0,20	0,14	0,10	0,10
φ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9
φ ₀	1,54	1,57	2,13	2,1	2,02	2,01	1,96	1,97	-	-
V _E [kN]	150,0	150,0	150,0	150,0	263,0	263,0	263,0	263,0	-	-
M _E [kNm]	214,2	214,2	214,2	214,2	377,9	377,9	377,9	377,9	-	-
ω	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	-	-
V ₀ [kN]	369,6	376,8	511,2	504,0	850,0	845,8	824,8	829,0	-	-
M ₀ [kNm]	466,7	475,8	645,5	636,4	1081,0	1075,7	1048,9	1054,3	31,7	31,3
R ₀	0,74	0,61	1	1	0,74	0,61	1	1	-	-
M _{0, Red.} [kNm]	345,3	290,2	645,5	636,4	800,0	656,2	1048,9	1054,3	-	-

Planilla auxiliar: Determinación del esfuerzo axial máximo de diseño, provocado por las fuerzas sísmicas horizontales

V _E ⁰ [kN]	-225,1	-224,6	224,2	224,4	-85,0	-85,0	85,0	85,0
Σ V _E ⁰ [kN]	994,7	983,1	989,4	990,9	347,4	341,5	347,4	341,5
Peso propio [kN]	28,2	28,2	28,2	28,2	28,2	28,2	28,2	28,2
R _y	0,905	0,905	0,905	0,905	0,905	0,905	0,905	0,905
P _E ⁰ [kN]	-900,2	-886,7	895,4	896,7	-309,0	-309,1	309,0	309,1
Σ V _E ⁰ (5-6-7) [kN]	675,2	674,3	672,5	673,2	256,0	255,0	256,0	255,0
Σ V _E ⁰ (8-9-10) [kN]	-319,5	-318,7	316,9	317,7	-86,4	-86,5	86,4	86,5
P _(1,2D+0,5L+Ev) [kN]	1249,6							
P _(0,9D-Ev) [kN]	585,7							
P _(1,2D+1,6L) [kN]	1283,7							
h _b [m]	0,70							

(2.3.4., R.II.)

(2.3.5., R.II.)

ESFUERZOS AXIALES Y MOMENTOS DE FLEXIÓN DE DISEÑO DE COLUMNAS

Planilla 3C - Columna "C903" (sección capitel)

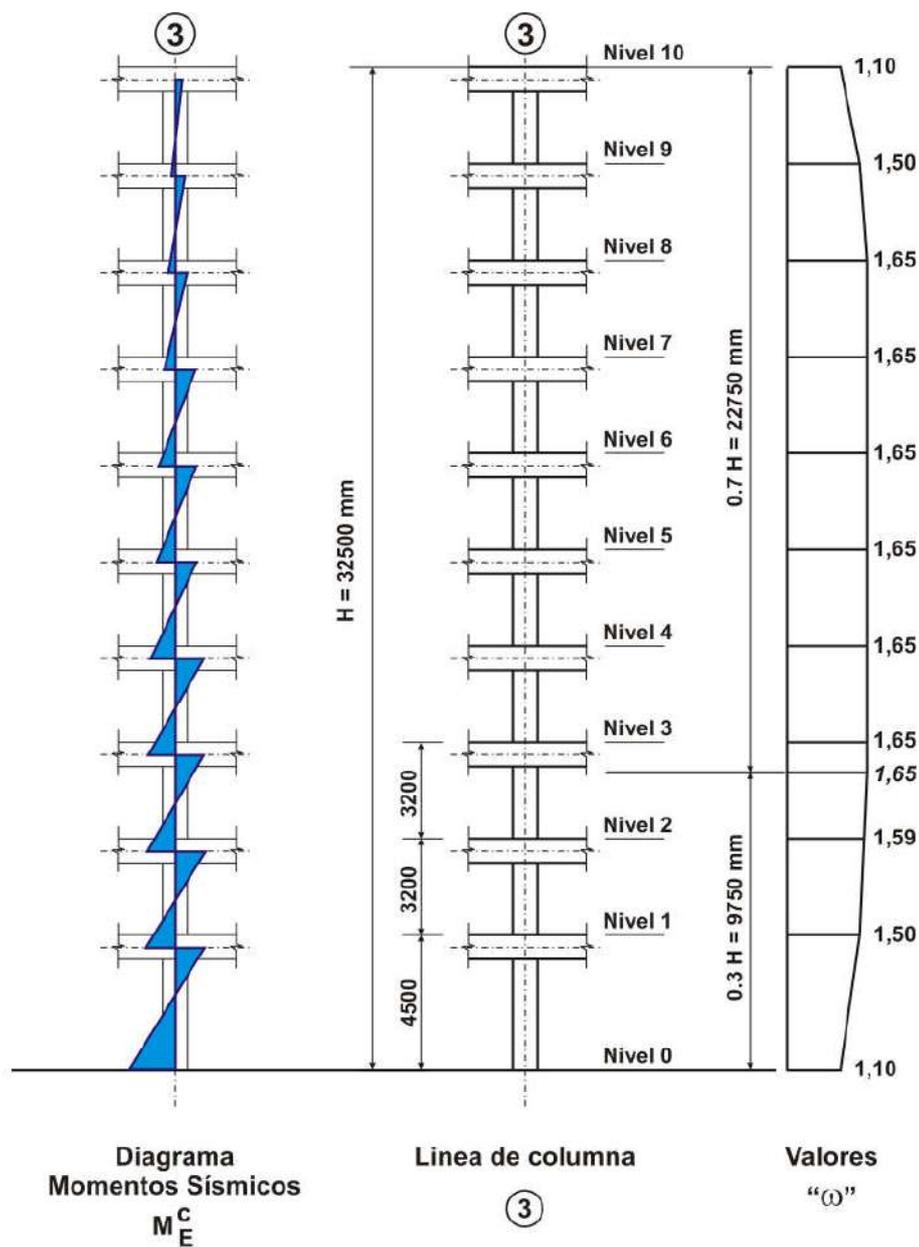
Item	DIRECCION "y"				DIRECCION "x"				DIR. Y	DIR. X
	Sismo izquierda		Sismo derecha		Sismo izquierda		Sismo derecha			
	1.2 D + 0.5 L + Ev + E _h	0.9 D - Ev + E _h	1.2 D + 0.5 L + Ev + E _h	0.9 D - Ev - E _h	1.2 D + 0.5 L + Ev + E _h	0.9 D - Ev + E _h	1.2 D + 0.5 L + Ev - E _h	0.9 D - Ev - E _h		
P _u [kN]	15,6	-77,7	285,3	192,1	15,6	-77,7	285,3	192,1	162,3	162,3
P _u /(f _c A _g)	0,00	-0,01	0,04	0,03	0,00	-0,01	0,04	0,03	0,02	0,02
φ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9
φ _o	5,79	6	10,27	10,05	6,1	6,06	5,74	5,78	-	-
V _E [kN]	24,8	24,8	24,8	24,8	56,8	56,8	56,8	56,8	-	-
M _E [kNm]	54,3	54,3	54,3	54,3	109,2	109,2	109,2	109,2	-	-
e _o	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	-	-
V _u [kN]	229,7	238,1	407,5	398,8	554,4	550,7	521,7	525,3	-	-
M _u [kNm]	304,5	315,5	540,1	528,5	632,9	628,8	595,6	599,7	42,3	39,4
R _m	0,94	0,935	0,0865	0,955	0,94	0,935	0,965	0,955	-	-
M _u Red. [kNm]	286,2	295,0	52,1	504,7	595,0	587,9	574,7	572,8	-	-

Planilla auxiliar: Determinación del esfuerzo axial máximo de diseño, provocado por las fuerzas sísmicas horizontales

V _E ^o [kN]	-106,5	106,2	106,6	106,6	28,8	28,8	28,8	28,8	28,8
ΣV _E ^o [kN]	-106,5	106,2	106,6	106,6	28,8	28,8	28,8	28,8	28,8
Peso propio [kN]	17,4	17,4	17,4	17,4	17,4	17,4	17,4	17,4	17,4
R _v	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
P_E^o [kN]	-106,5	-106,2	106,6	106,9	-28,8	-28,8	28,8	28,8	28,8
P _(1,2D+0,5L+Ev) [kN]	189,3								
P _(0,9D-Ev) [kN]	74,8								
P _(1,2D+1,6S) [kN]	179,7								
h _b [m]	0,80								

(2.3.4.2., R.II.)

(2.3.4.3., R.II.)



NOTA: Los valores de "ω" resultan iguales para las dos direcciones principales de análisis (X e Y)

Fig. (II): VARIACIÓN EN ALTURA DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA "ω"

Línea de columna ③

Columna C403

Para

$$\omega = 1,65 \text{ y } \frac{P_u}{f'_c A_g} = 0,00$$

de la Tabla 2-3, se obtiene:

$$R_m^{(C403)} = 0,74; M_{u \text{ red}} = 0,74 \times 466,7 \text{ kNm} = 345,4 \text{ kNm}$$

Columna C903

Para

$$\omega = 1,50 \text{ y } \frac{P_u}{f'_c A_g} = 0,00$$

de la Tabla 2-3, se obtiene:

$$R_m^{(C903)} = 0,94; M_{u \text{ red}} = 0,94 \times 307,9 \text{ kNm} = 289,5 \text{ kNm}$$

Las planillas 1C, 2C y 3C, muestran para las columnas C3, C403 y C903, los valores de $M_{u \text{ red}}$, correspondientes a los diferentes estados de cargas y direcciones de análisis consideradas. Cabe destacar, que en los estados de cargas en que el valor de $R_m = 1$, significa que para esos estados la reducción de M_u no es posible. De estas planillas se obtienen los valores de V_u y M_u o $M_{u \text{ red}}$ de diseño.

(2.3.5.1., R.II.) 1.5.3.c. Esfuerzos axiales inducidos por las acciones sísmicas

Los esfuerzos axiales inducidos en cualquier nivel, sólo por las acciones sísmicas, que deberán utilizarse en conjunto con los derivados de las cargas gravitatorias mayoradas, se obtienen como:

$$P_E^0 = R_v \Sigma V_E^0 \quad (2.3 - 12)$$

Los esfuerzos de corte V_E^0 inducidos por las capacidades de sobrerresistencia $M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$ de las V148, V548 y V1048 del pórtico Y4, y

(2.3.4., R.II.)

(2.3.5., R.II.)

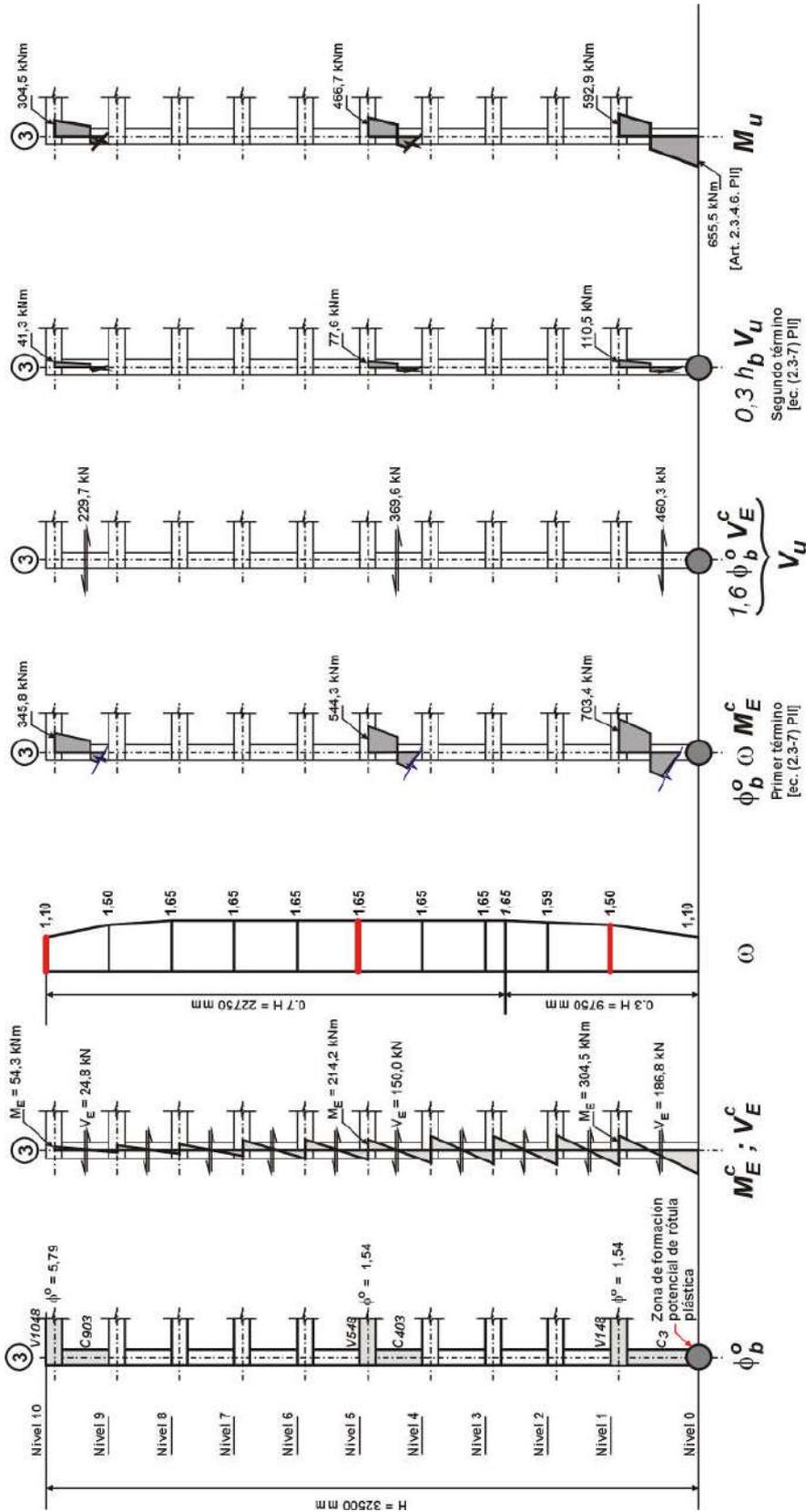


Fig. 29: ESFUERZOS DE CORTE " V_U " Y MOMENTOS DE FLEXIÓN " M_U " DE DISEÑO COLUMNAS "C903 - C403 - C3" (Pórtico Y4 - Estado de carga $1,2 D + 0,5 L + Ev + EH$)

(2.3.4., R.II.)

(2.3.5., R.II.)

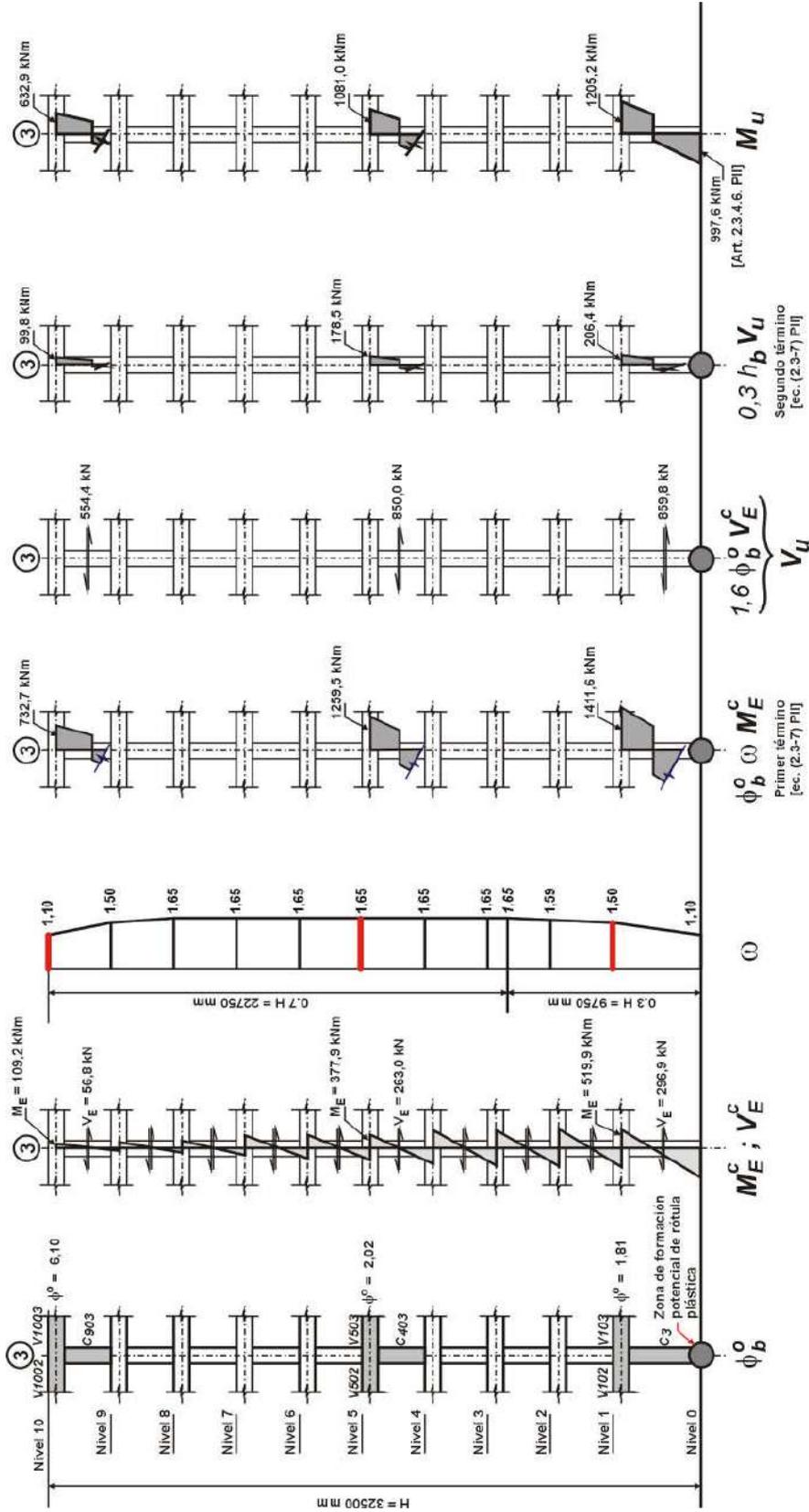


Fig. 30: ESFUERZOS DE CORTE " V_u " Y MOMENTOS DE FLEXIÓN " M_u " DE DISEÑO COLUMNAS "C903 - C403 - C3" (Pórtico X1 - Estado de carga $1,2 D + 0,5 L + E_v + E_H$)

los correspondientes al pórtico X1, provocados por las V102 – V103; V402 – 403 y V1002 – V1003, de los niveles 1, 5 y 10, respectivamente, se resumen en la planilla 1.S (página 148), para los estados de cargas considerados. Se indican además, los valores de los factores de sobrerresistencia ϕ_b^o . Se observa el sombreado de los valores más desfavorables correspondientes al estado de carga de diseño, para los dos sentidos de la acción sísmica, es decir, “sismo izquierda y sismo derecha”.

Para el propósito del cálculo, los esfuerzos de corte V_E^o de las vigas correspondientes a los niveles 2, 3 y 4, se asumirán iguales a los de las vigas del nivel 1; los de los niveles 6 y 7, iguales a las del nivel 5, y los correspondientes a las del 8 y 9, iguales a las del nivel 10.

Para las columnas C3, C403 y C903, para el estado de carga $1,2D + 0,5L + E_V + \vec{E}_H$, (sismo izquierda) los valores de ΣV_E^o resultan, respectivamente:

Dirección de análisis Y-Y

Columna C3

$$V_{E(V148)}^o = 366,7 \text{ kN}$$

$$V_{E(V548)}^o = 225,1 \text{ kN}$$

$$V_{E(V1048)}^o = 106,5 \text{ kN}$$

$$\therefore \Sigma V_E^{o(C3)} = (4 \times 366,7 \text{ kN} + 3 \times 225,1 \text{ kN} + 3 \times 106,5 \text{ kN}) = 2461,6 \text{ kN} \uparrow$$

Nota: El sentido de la flecha hacia arriba (\uparrow), indica que los esfuerzos axiales son de tracción

Columna C403

$$V_{E(V548)}^o = 225,1 \text{ kN}$$

$$V_{E(V1048)}^o = 106,5 \text{ kN}$$

$$\therefore \Sigma V_E^{o(403)} = (3 \times 225,1 \text{ kN} + 3 \times 106,5 \text{ kN}) = 994,7 \text{ kN} \uparrow$$

Columna C903

$$V_{E(V1048)}^o = 106,5 \text{ kN}$$

$$\therefore \Sigma V_E^{o(C903)} = 106,5 \text{ kN} \uparrow$$

Dirección de análisis X-X

Columna C3

$$V_{E(V102 ; V103)}^o = 126,0 \text{ kN}$$

$$V_{E(V502 ; V503)}^o = 85,0 \text{ kN}$$

$$V_{E(V1002 ; V1003)}^o = 28,8 \text{ kN}$$

$$\therefore \Sigma V_E^{o(C3)} = (4 \times 126,0 \text{ kN} + 3 \times 85,0 \text{ kN} + 3 \times 28,8 \text{ kN}) = 845,6 \text{ kN} \uparrow$$

Columna C403

$$V_{E(V502 ; V503)}^o = 85,0 \text{ kN}$$

$$V_{E(V1002 ; V1003)}^o = 28,8 \text{ kN}$$

$$\therefore \Sigma V_E^{o(C403)} = (3 \times 85,0 \text{ kN} + 3 \times 28,8 \text{ kN}) = 341,4 \text{ kN} \uparrow$$

Columna C903

$$V_{E(V1002 ; V1003)}^o = 28,8 \text{ kN}$$

$$\therefore \Sigma V_E^{o(C903)} = 28,8 \text{ kN} \uparrow$$

Del igual manera, se calculan los valores de ΣV_E^o para los otros estados de cargas y para cada dirección de análisis.

En las planillas 1C, 2C y 3C, se pueden observar los valores correspondientes (planillas auxiliares).

(2.3.5.1., R.II.) Factor de reducción de carga axial " R_V "

Los esfuerzos axiales de diseño inducidos por la acción sísmica, de acuerdo con lo expresado en la ecuación: $P_E^O = R_V \Sigma V_E^O$, se basan en la suposición de que a medida que aumenta el número de pisos por encima del nivel considerado, se reduce el número relativo de rótulas plásticas que desarrollan simultáneamente su sobrerresistencia flexional. Para tener en cuenta lo anterior, se acepta una reducción del 1,50 % por piso en el máximo esfuerzo axial inducido en cualquier nivel, hasta un máximo del 30 % para 20 pisos o más por encima del nivel considerado.

Para la obtención de R_V , el factor de amplificación dinámica ω dado en la Tabla 2.4 del Reglamento INPRES-CIRSOC 103-Partell-2005, deberá ser el apropiado para el nivel considerado. Se supone que los máximos esfuerzos axiales inducidos por la acción sísmica es no probable que coincidan con los máximos momentos de diseño en las columnas que resultan de la amplificación dinámica. Se podrán admitir mayores reducciones cuando $\omega > 1,40$.

De la Tabla 2.4, con los valores correspondientes de ω para cada nivel Fig. (II) y el número de pisos por encima del nivel considerado, los valores de R_V para los niveles 1; 5 y 10 resultan:

Línea de columna 3

Nivel 1 : para $\omega = 1,5 \Rightarrow R_V = 0,855$

Nivel 5 : para $\omega = 1,65 \Rightarrow R_V = 0,905$

Nivel 10 : para $\omega = 1,10 \Rightarrow R_V = 1,0$

\therefore Los valores de $P_E^O = R_V \Sigma V_E^O$, para el estado de carga considerado $(1,2D + 0,5L + E_V + \bar{E}_H)$, resultan:

Dirección de análisis Y-Y

$$P_{E_y}^{o(C3)} = 0,855 \times 2461,6 \text{ kN} \uparrow = 2104,6 \uparrow$$

$$P_{E_y}^{o(C403)} = 0,905 \times 994,7 \text{ kN} \uparrow = 900,2 \uparrow$$

$$P_{E_y}^{o(C903)} = 1,0 \times 106,5 \text{ kN} \uparrow = 106,5 \uparrow$$

Dirección de análisis X-X

$$P_{E_x}^{o(C3)} = 0,855 \times 845,6 \text{ kN} \uparrow = 723,0 \text{ kN} \uparrow$$

$$P_{E_x}^{o(C403)} = 0,905 \times 341,4 \text{ kN} \uparrow = 309,0 \text{ kN} \uparrow$$

$$P_{E_x}^{o(C903)} = 1,0 \times 28,8 \text{ kN} \uparrow = 28,8 \text{ kN} \uparrow$$

Los valores obtenidos para el estado de carga analizado pueden consultarse, así como para los restantes estados, en las “planillas auxiliares” de las correspondientes 1C, 2C y 3C, de las columnas C3; C403 y C903, para las secciones de capitel.

(2.3.5.1., R.II.) 1.5.3.d. Esfuerzos axiales provocados por los estados de cargas gravitatorias mayoradas.

Las fuerzas axiales provocadas por los estados de cargas gravitatorias mayoradas se obtienen del análisis elástico o de la suma de los esfuerzos de corte de las vigas por encima del nivel considerado, incluido éste, para la línea de columna que se analiza, considerando las dos direcciones principales de análisis X e Y. Los valores obtenidos del análisis elástico, para los dos estados de cargas, considerados como más desfavorables, resultan para la línea de columna 3, en los niveles 1; 5 y 10:

Nivel 1:

$$P_G^{(C3)}(1,2D+0,5L+E_V) = 2294,1 \text{ kN} - 50 \text{ kN}(\text{peso propio}) = 2244,1 \text{ kN} \downarrow$$

$$P_G^{(C3)}(0,9D-E_V) = 1046,3kN - 50kN(\text{peso propio}) = 996,3kN \downarrow$$

Nota: El sentido de la flecha hacia abajo (\downarrow), indica que los esfuerzos axiales son de compresión

Nivel 5:

$$P_G^{(C403)}(1,2D+0,5L+E_V) = 1249,6kN - 28,2kN(\text{peso propio}) = 1221,4kN \downarrow$$

$$P_G^{(C403)}(0,9D-E_V) = 565,7kN - 28,2kN(\text{peso propio}) = 537,5kN \downarrow$$

Nivel 10:

$$P_G^{(C903)}(1,2D+0,5L+E_V) = 168,3kN - 17,4kN(\text{peso propio}) = 150,9kN \downarrow$$

$$P_G^{(C903)}(0,9D-E_V) = 74,8kN - 17,4kN(\text{peso propio}) = 57,4kN \downarrow$$

(2.3.5.1., R.II.) 1.5.3.e. Esfuerzos axiales de diseño

(2.3.5.2., R.II.) A los esfuerzos axiales inducidos sólo por las acciones sísmicas " P_E^0 " actuantes en cada dirección de análisis, deberá adicionarse los correspondientes a los derivados de las cargas gravitatorias " P_G ", con el propósito de obtener los esfuerzos axiales de diseño " P_u ".

Sumar los esfuerzos de corte de todas las vigas en las dos direcciones principales, no afectará, en general, a las columnas interiores. Sin embargo, para las columnas exteriores (como en este caso) y de esquina, esto resultará en incrementos importantes del esfuerzo axial, los que deben considerarse para tener en cuenta la acción sísmica actuando en una dirección oblicua.

Los esfuerzos axiales de diseño " P_u ", para la línea de columna 3 y estado de carga $1,2D + 0,5L + E_V + \vec{E}_H$, en los niveles considerados y para ambas direcciones de análisis, resultan:

Direcciones de análisis Y-Y y X-X

Nivel 1:

$$P_u^{(C3)} = P_G^{(C3)} (1,2D+0,5L+E_V) - \left(P_{E_y}^{(C3)} + P_{E_x}^{(C3)} \right)$$

$$P_u^{(C3)} = 2244,1kN \downarrow - (2104,6kN \uparrow + 723,0kN \uparrow) = 585,5kN \uparrow$$

Nivel 5:

$$P_u^{(C403)} = P_G^{(C403)} (1,2D+0,5L+E_V) - \left(P_{E_y}^{(C403)} + P_{E_x}^{(C403)} \right)$$

$$P_u^{(403)} = 1221,4kN \downarrow - (900,2kN \uparrow + 309,0kN \uparrow) = 12,2kN \downarrow$$

Nivel 10:

$$P_u^{(C903)} = P_G^{(C903)} (1,2D+0,5L+E_V) - \left(P_{E_y}^{(C903)} + P_{E_x}^{(C903)} \right)$$

$$P_u^{(C903)} = 150,9kN \downarrow - (106,5kN \uparrow + 28,8kN \uparrow) = 15,6kN \downarrow$$

Las Figs.31; 32 y 33, muestran esquemáticamente la secuencia de procedimiento hasta obtener para la línea de columna 3 y el estado de carga $1,2D+0,5L+E_V+\vec{E}_H$, los valores de $P_{E_y}^0$, $P_{E_x}^0$, P_G y P_u , para los niveles 1, 5 y 10.

Las fuerzas axiales de diseño para los otros estados de carga, se muestran en las planillas 1C, 2C y 3C. En ellas, figuran para cada una de las dos direcciones principales de análisis, y para cada sentido de la acción sísmica (sismo izquierda y sismo derecha) los valores de los parámetros característicos necesarios para el diseño, es decir: P_u ,

$\frac{P_u}{f'_c A_g}$, ϕ , ϕ^0 , V_E y M_E (provenientes del análisis elástico), ω , V_u , M_u ,

R_m y $M_u \text{ red}$.

(2.3.5.2., R.II.)

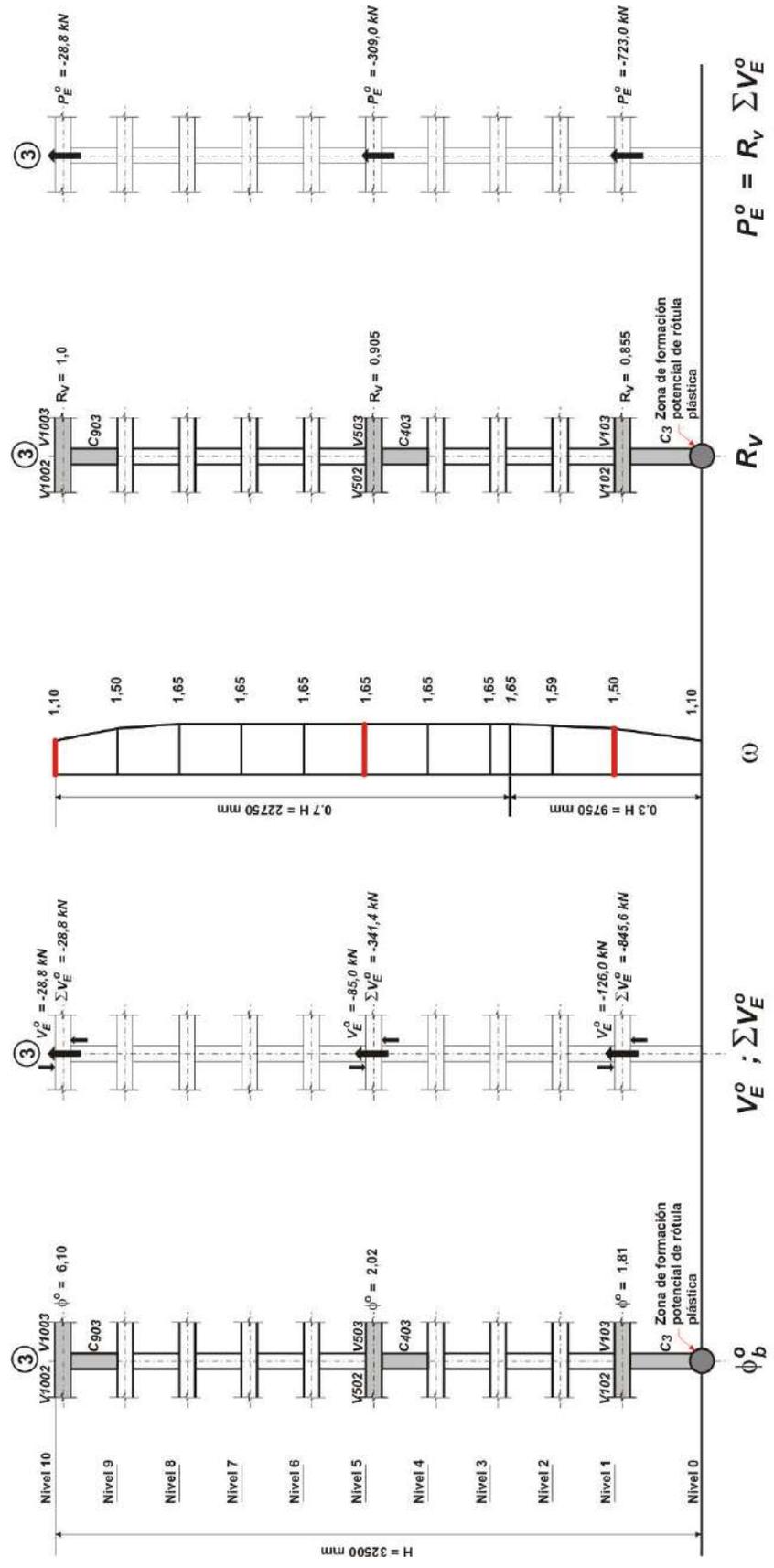


Fig. 31: ESFUERZOS AXIALES "Px"
 COLUMNAS "C903 - C403 - C3" (Pórtico X1 - Estado de carga 1,2 D + 0,5 L + Ev + EH)

(2.3.5.2., R.II.)

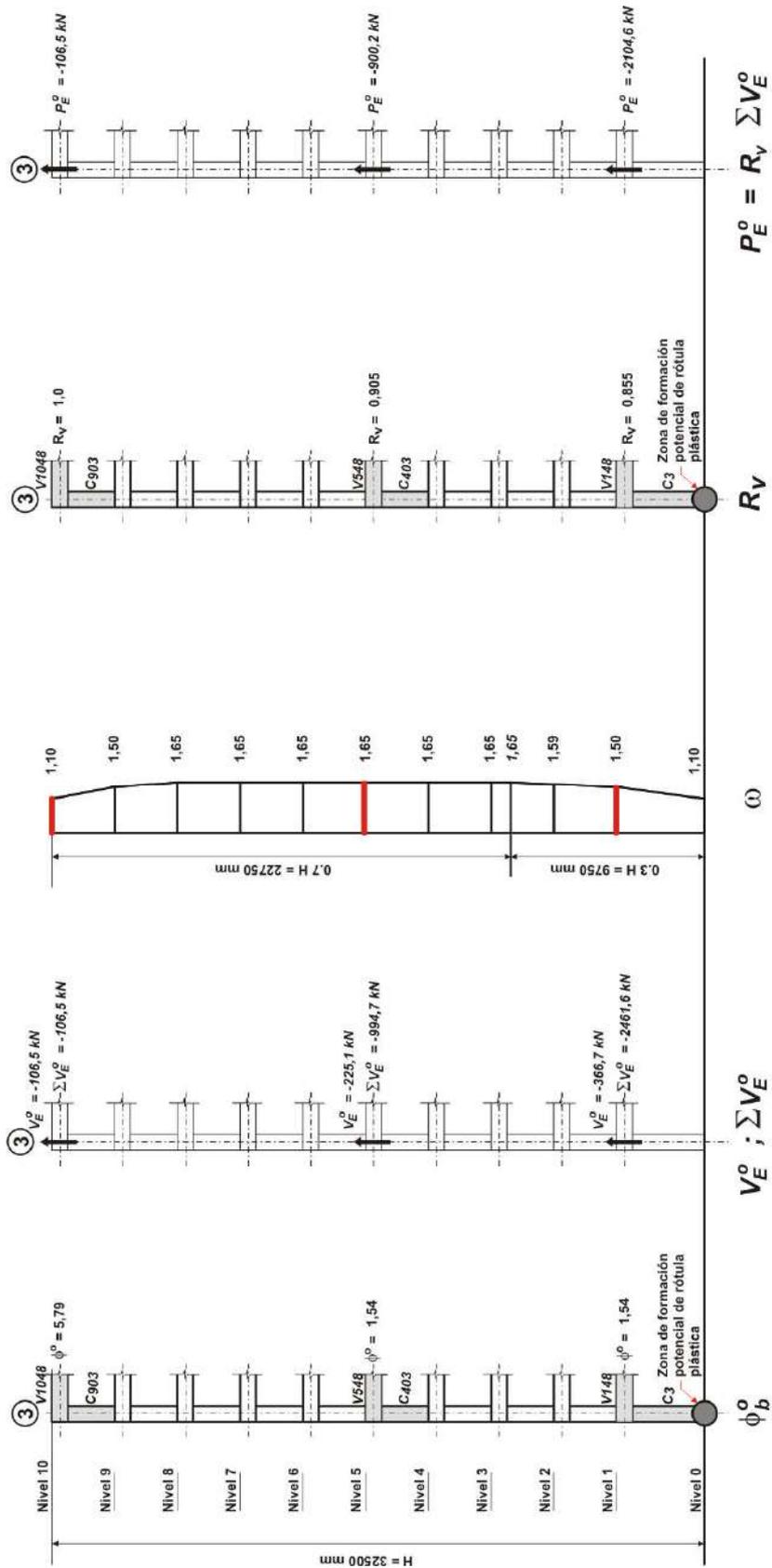


Fig. 32: ESFUERZOS AXIALES "Py"
 COLUMNAS "C903 - C403 - C3" (Pórtico Y4 - Estado de carga $1,2 D + 0,5 L + E_v + E_H$)

(2.3.5.2., R.II.)

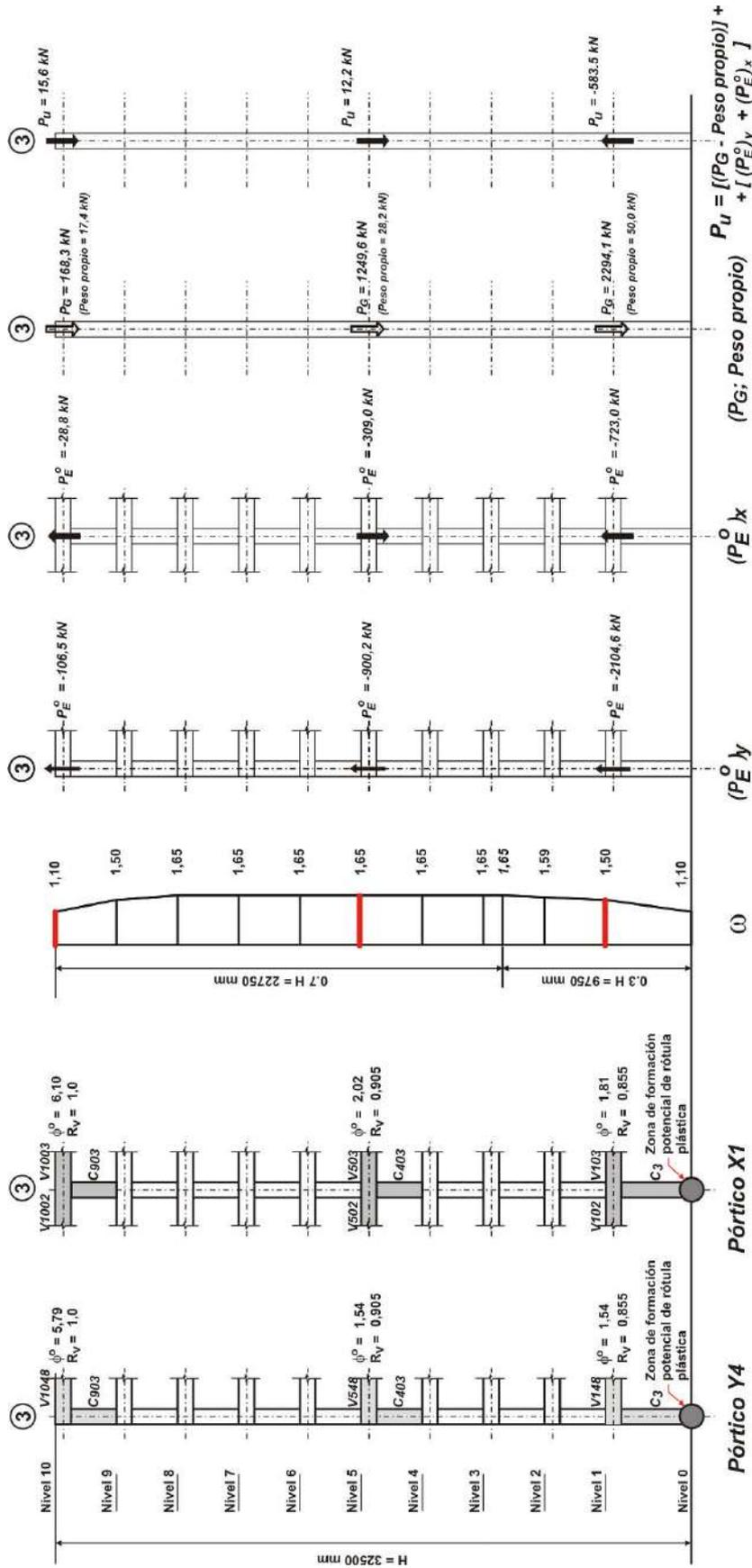


Fig. 33: ESFUERZOS AXIALES DE DISEÑO "P_U"
 COLUMNAS "C903 - C403 - C33" (Pórticos Y4; X1 - Estado de carga 1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh)

1.5.3.f. Esfuerzos axiales de diseño provocados por las cargas gravitatorias puras.

Por otro lado, en las últimas columnas de las planillas 1C, 2C y 3C, se pueden observar los valores de los esfuerzos axiales de diseño, en cada una de las direcciones de análisis, para el estado de cargas gravitatorias puras, es decir, 1,2D + 1,6L, los que se obtienen del análisis elástico:

Direcciones de análisis X-X e Y-Y

Nivel 1:

$$P_u^{(C3)}(1,2D+1,6L) = 2268,9kN \downarrow$$

Nivel 5:

$$P_u^{(C403)}(1,2D+1,6L) = 1255,5kN \downarrow$$

Nivel 10:

$$P_u^{(C903)}(1,2D+1,6L) = 162,3kN \downarrow$$

(2.3.8., R.II.) 1.5.4. Diseño de las secciones de armadura longitudinal

Las planillas 1.A; 2.A; 3.A y 4.A, tituladas Armadura Longitudinal de Columnas, resumen para cada columna, los valores de diseño. En ellas se han obtenido para cada estado de carga y para las dos direcciones principales de análisis, las cuantías correspondientes de armadura longitudinal de las columnas C3, C403 y C903, mostrándose sombreada la cuantía de diseño. Para la obtención de estas cuantías se han empleado los diagramas de interacción que figuran en el texto "Ejemplos de Aplicación del Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón Armado" CIRSOC 201, para $f'_c = 25MPa$; $f_y = 420MPa$; $\gamma = 0,90$. En las planillas se muestra, además, la integración real de la armadura, es decir: $A_{st \text{ real}}$.

(2.3.8., R.II.)

ARMADURA LONGITUDINAL DE COLUMNAS

Planilla 1.A: Columna "C3" (sección base)

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
P _u [kN]	1099,7	-148,1	3488,5	2240,7	2891,3	1643,5	1696,9	449,1
M _u [kNm]	655,5							
φ	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
P _u / (f' _c b _c h _c)	0,08	-0,01	0,25	0,16	0,21	0,12	0,12	0,03
M _u / (f' _c b _c h _c ²)	0,06							
ρ _t	0,0080	0,0100	0,0080	0,0080	0,0080	0,0080	0,0080	0,0080
A _{st} [mm ²]	4500,0	5625,0	4500,0	4500,0	4500,0	4500,0	4500,0	4500,0
Integración armadura	A_{st} = [20 d_b 25] (A_{st} real = 9820,0 mm²; ρ_t = 0,0175)							

(2.3.8., R.II.)

ARMADURA LONGITUDINAL DE COLUMNAS

Planilla 2.A: Columna "C3" (sección capitel)

Item	DIRECCION "Y"				DIRECCION "X"				DIR. Y	DIR. X
	Sismo izquierda		Sismo derecha		Sismo izquierda		Sismo derecha			
	$1,2 D + 0,5 L + Ev + E_H$	$0,9 D - Ev - E_H$	$1,2 D + 0,5 L + Ev + E_H$	$0,9 D - Ev - E_H$	$1,2 D + 0,5 L + Ev + E_H$	$0,9 D - Ev - E_H$	$1,2 D + 0,5 L + Ev + E_H$	$0,9 D - Ev - E_H$		
P_u [kN]	-583,5	-1828,9	5063,9	3818,4	-583,5	-1828,9	5063,9	3818,4	2268,9	2268,9
M_u [kNm]	403,2	294,3	746,9	739,2	819,5	590,5	1178,5	1185,2	0,2	0,2
ϕ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9
$P_u / (f_c b_c h_c)$	-0,041	-0,130	0,360	0,272	-0,041	-0,130	0,360	0,272	0,161	0,161
$M_u / (f_c b_c h_c^2)$	0,04	0,03	0,07	0,07	0,11	0,06	0,11	0,11	0,00	0,00
ρ	0,0080	0,0080	0,0080	0,0080	0,0175	0,0140	0,0080	0,0080	0,0080	0,0080
A_{st} [mm ²]	4500,0	4500,0	4500,0	4500,0	9843,8	7875,0	4500,0	4500,0	4500,0	4500,0
Integración armadura	Ast = [20 d_b 25] (A_{st} real = 9820,0 mm²; $\rho_t = 0,0175$)									