

(i) Cuarto nivel

$$W'_4 = \frac{(3.08 \times 3.9 \times 0.18)}{\text{muro adicional}} - \frac{2.18 \times 3.9 \times 0.1}{\text{muro existente}} \times 2.4 = 3.15 \text{ t/ancla}$$

$$\Sigma W'_4 = 2 \cdot W'_4 = 2 \times 3.15 = 6.3 \text{ ton}$$

(ii) Tercer nivel

$$W'_3 = (3.0 \times 3.9 \times 0.18 - 2.1 \times 3.9 \times 0.1) \times 2.4 = 3.09 \text{ t/ancla}$$

$$\Sigma W'_3 = 4 \cdot W'_3 = 4 \times 3.09 = 12.4 \text{ ton}$$

(iii) Segundo nivel

$$W'_2 = (2.85 \times 3.9 \times 0.2 - 1.95 \times 3.9 \times 0.1) \times 2.4 = 3.51 \text{ t/ancla}$$

$$\Sigma W'_2 = 6 \cdot W'_2 = 6 \times 3.51 = 21.1 \text{ t}$$

(iv) Primer nivel

$$W'_1 = (3.72 \times 3.9 \times 0.20 - 2.82 \times 3.9 \times 0.1) \times 2.4 = 4.32 \text{ t/ancla}$$

$$\Sigma W'_1 = 6 \times 4.32 = 25.9 \text{ ton}$$

(b) Carga axial en columnas y peso del edificio

Debido a que la carga axial en las columnas originales o existentes es igual, el nivel de carga axial en las mismas debido a la adición de un cierto número de muros, se puede simplificar en las siguientes tres categorías.

(unidades ton)

Columna* Edificio	Cc5, c6, c18, c19		Cc11, c12, c13, c14		Cc7, c8, c20, c21		Peso Propio	
	W(W')	N	W(W')	N	W(W')	N	W(W')	ΣW
4	10.2 (—)	10.2 (—)	10.2 (—)	10.2 (—)	10.2 (1.6)	11.8 (1.6)	1198.6 (6.3)	1204.9 (6.3)
3	9.7 (—)	19.9 (—)	9.7 (1.5)	21.4 (1.5)	9.7 (1.5)	23.0 (3.1)	1078.6 (12.4)	2295.9 (18.7)
2	9.6 (1.8)	31.3 (1.8)	9.6 (1.8)	32.8 (3.3)	9.6 (1.8)	34.4 (4.9)	1092.2 (21.1)	3409.2 (39.8)
1	10.7 (2.2)	44.2 (4.0)	10.7 (2.2)	45.7 (5.5)	10.7 (2.2)	47.3 (7.1)	1207.7 (25.9)	4642.8 (65.7)
Cimenta- ción	11.0 (—)	55.2 (4.0)	11.0 (—)	56.7 (5.5)	11.0 (—)	58.3 (7.1)	—	—

Los valores dentro de parentesis son aumentos en peso propio y cargas axiales.

(c) Resistencia a largo plazo de los pilotes

La resistencia a largo plazo de los pilotes de cimentación f_a , ante la adición de muros estructurales, resulta de 60t para cualquier condición; incluyendo el caso en que se consideran muros adicionales hasta el cuarto nivel, el nivel de carga axial que se solicita en la estructura de cimentación resulta menor que f_a . Por lo tanto, respecto a la resistencia a largo plazo de los pilotes, puede pensarse que no existe problema aún incluyendo las cargas axiales de todos los elementos verticales.

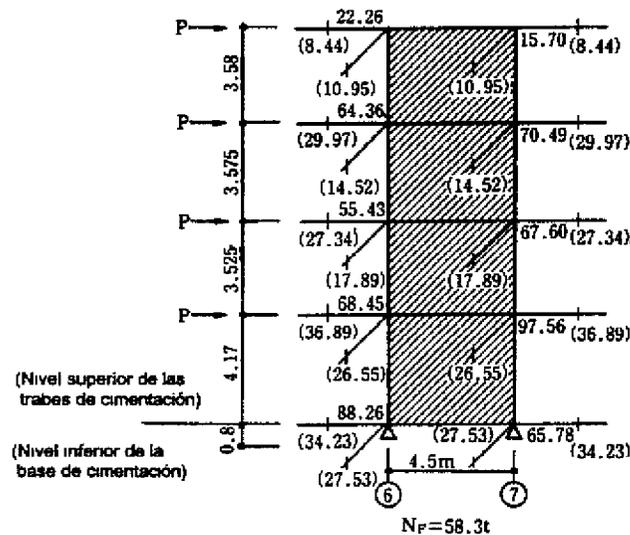
(2) Resistencia y ductilidad al formarse el mecanismo de falla en los muros adicionales

(1) Adición de un muro de 4 niveles

(a) Muro adicional en los marcos 6 y 7.

(i) Resistencia a la rotación de la cimentación (w_{QRU})

Tomando en cuenta los resultados del cálculo simplificado, la capacidad a rotación de la cimentación se calculó considerando únicamente el fenómeno de levantamiento de la cimentación en la zona sujeta a tensión.



- Momento producto de las fuerzas externas (M_{ov})

Se considera el momento calculado del equilibrio que proporciona la zapata de cimentación.

$$M_{ov} = \sum P_i \cdot h_i = (15.65 + 12.07 + 8.495 + 4.97)P = 41.185P$$

- Momento de flexión en la trabe de borde ($\sum M_x$)

$$\sum M_x = (22.26 + 64.36 + 55.43 + 68.45 + 88.26) + (15.70 + 70.49 + 67.60 + 97.56 + 65.78) + (8.44 + 29.97 + 27.34 + 36.89 + 34.23) \times 4.5$$

$$= 1231.81 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- Efecto del comportamiento de flexión de las traves perpendiculares (ΣQ_y)

$$\Sigma Q_y = 10.95 + 14.52 + 17.89 + 26.55 + 27.53 = 97.44 \text{ ton}$$

- Equilibrio de momentos

El cálculo de la resistencia a la rotación de la cimentación, resultará del equilibrio entre momentos externos (M_{ov}) y momentos internos.

$$M_{ov} = \Sigma M_x + (N_F + \Sigma Q_y) \cdot \ell_x$$

$$41.185P = 1231.81 + (58.3 + 97.44) \times 4.5 = 1932.64 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$P = 46.93 \text{ ton}$$

- Resistencia de cada nivel cuando se presenta la rotación de la cimentación (Q_{RU})

$$\text{Cuarto nivel: } w_{Q_{RU}} = 1 \times P = 46.9 \text{ ton} \quad (\tau = 5.8 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Tercer nivel: } w_{Q_{RU}} = 2 \times P = 93.9 \text{ ton} \quad (\tau = 11.6 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Segundo nivel: } w_{Q_{RU}} = 3 \times P = 140.8 \text{ ton} \quad (\tau = 15.6 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Primer nivel: } w_{Q_{RU}} = 4 \times P = 187.7 \text{ ton} \quad (\tau = 20.9 \text{ kg/cm}^2)$$

(ii) Resistencia a flexión del sistema estructural con muros estructurales ($w_{Q_{Mu}}$)

El cálculo de la resistencia de un sistema estructural cuando se presenta la fluencia por flexión en la base del muro estructural del primer nivel, se determinará como se indica enseguida.

- Momento producto de las fuerzas externas (M_{ov})

Se considera el momento M_{ov} calculado para el lecho superior de las contratraves de cimentación.

$$M_{ov} = (14.85 + 11.27 + 7.695 + 4.17)P = 37.985P$$

- Momento de fluencia en la base del muro del primer nivel (M_u)

$$M_u = a_t \cdot \sigma_y \cdot \ell_w + 0.5 \Sigma (T_a \cdot n) \cdot \ell_w + 0.5 N_1 \cdot \ell_w$$

$$\text{El acero de las columnas en la zona en tensión: } a_t = 51.29 \text{ cm}^2 (12 - 22 \phi, 2 - 19 \phi)$$

La resistencia a la extracción del ancla metálica (T_a), se determinará considerando el cono de falla como se indica en el Apéndice 1 del capítulo 3.8 de la "Guía de diseño de reparación y rehabilitación ante sismo".

La separación entre anclas consecutivas es de 20cm ($10.5d_u$), y la superficie horizontal del cono A_c

$$\begin{aligned}
 A_c &= (\pi - \pi \cdot \theta / 90 + \sin 2\theta) \cdot (\ell_e + d_a / 2)^2 - \pi / 4 \cdot d_a^2 \\
 &= (\pi - \pi \cdot \theta / 90 + \sin 0) \times (7.6 + 1.9 / 2)^2 - \pi / 4 \times 1.9^2 \\
 &= 226.8 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Considerando la falla del ancla adyacente, la superficie real de cono fallado (A'_c), será función de la separación entre anclas consecutivas:

$$@ = \sqrt{(4d_a)^2 + 7.5^2} = \sqrt{7.6^2 + 10.2^2} = 12.6 \text{ cm } (6.6 d_a)$$

$$\begin{aligned}
 A'_c &= (-\pi \cdot \theta / 90 + \sin 2\theta) \cdot (\ell_e + d_a / 2)^2 \\
 &= (-\pi \cdot 42.8 / 90 + \sin 85.7) \times (7.6 + 1.9 / 2)^2 \\
 &= -36.3 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

por lo tanto, la superficie del cono de falla para un ancla será,

$$A_c = 226.8 - 36.3 = 190.5 \text{ cm}^2$$

$$T_a = 0.75 \cdot \sqrt{\sigma_b} \cdot A_c = 0.75 \times \sqrt{180} \times 190.5 = 1.92 \text{ ton/ancla}$$

de donde se puede concluir

$$\begin{aligned}
 M_u &= 51.29 \times 3.0 \times 4.5 + 0.5 \times 1.92 \times 39 \times 4.5 + 0.5 \times 47.3 \times 4.5 \\
 &= 967.32 \text{ t} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- Momento flexionante de las traveses de borde (ΣM_x) para los niveles azotea al 2

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_x &= (22.26 + 64.36 + 55.43 + 68.45) + (15.70 + 70.49 + 67.60 + 97.56) + \\
 &\quad (8.44 + 29.97 + 27.34 + 36.89) \times 4.5 \\
 &= 923.73 \text{ t} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

- Efecto del momento flexionante de las traveses perpendiculares (ΣQ_y)

$$\Sigma Q_y = 10.95 + 14.52 + 17.89 + 26.55 = 69.91 \text{ ton}$$

- Equilibrio de momentos

El cálculo de la resistencia a la rotación de la cimentación, resultará del equilibrio entre momentos externos (M_{ov}) y momentos internos.

$$M_{ov} = \Sigma M_x + M_u + \Sigma Q_y \cdot \ell_w$$

$$37.985P = 923.73 + 967.32 + 69.91 \times 4.5 = 2205.65 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$P = 58.07 \text{ ton}$$

- Resistencia de cada nivel cuando se presenta la fluencia por flexión en la base del muro estructural

$$\text{Cuarto nivel: } wQ_{MU} = P = 58.1 \text{ ton } (\tau = 7.2 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Tercer nivel: } wQ_{MU} = 2P = 116.1 \text{ ton } (\tau = 14.3 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Segundo nivel: } wQ_{MU} = 3P = 174.2 \text{ ton } (\tau = 19.4 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Primer nivel: } wQ_{MU} = 4P = 232.3 \text{ ton } (\tau = 25.8 \text{ kg/cm}^2)$$

(iii) Resistencia a cortante del muro determinado en función de las anclas (wQ_{sul})

La resistencia a cortante del muro determinada en función de la capacidad de diseño de las anclas se determinará conforme a la expresión (3.1.1) de la "Guía de Diseño de Refuerzo y Rehabilitación ante Sismo".

$$wQ_{sul} = Q_j + pQ_c + Q_c \quad \alpha$$

- Cuarto nivel

La resistencia a cortante del muro en función de las anclas metálicas Q_j , considerando anclas metálicas simples de 13 mm de diámetro separadas 200 mm, se determinará como se indica.

$$Q_j = \text{INT.} (l'w / @) \cdot Q_a = \text{INT.} (390 / 20) \times 2.39 = 45.41 \text{ ton}$$

La resistencia por cizalleo de la columna (pQ_c), así como la resistencia de la columna (Q_c), se calculará considerando el incremento de carga axial debido al peso de los muros adicionales.

$$b \times D = 37.5 \times 60 \text{ cm}, \quad a_t = 10.05 \text{ cm}^2(5 - 16\phi), \quad N = 11.8 \text{ t},$$

$$h_o = 120 \text{ cm}$$

$$Q_{MU} = 2 \times (14.47 + 3.44) / 1.2 = 29.9 \text{ t}$$

$$Q_{su} = (13.10 + 5.44 + 0.52) \times 37.5 \times 0.8 \times 60 / 10^3 = 34.3 \text{ t}$$

por lo tanto,

$$Q_c = Q_{MU} = 29.9 \text{ ton } (\alpha = 0.7)$$

$$K_{mn} = 0.34 / (0.52 + 1 / 3 \times D / D) = 0.40$$

$$p_g = 20.11 / (37.5 \times 60) = 0.0089$$

$$\sigma_0 = 11.8 \times 10^3 / (37.5 \times 60) = 5.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 0.0089 \times 3000 + 5.24 = 31.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.33\sigma_B - 28 = 0.33 \times 180 - 28 = 31.4 \text{ kg/cm}^2 < \sigma$$

$$\tau_0 = 0.22\sigma_B + 0.49\sigma = 0.22 \times 180 + 0.49 \times 31.94 = 55.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$pQ_C = K_{min} \times \tau_0 \times b \times D = 0.40 \times 55.25 \times 37.5 \times 60/10^3 = 49.7 \text{ ton}$$

De donde, wQ_{SUI} resulta de lo siguiente:

$$wQ_{SUI} = Q_j + pQ_C + Q_c \cdot \alpha = 45.4 + 49.7 + 29.9 \times 0.7 = 116.0 \text{ ton}$$

- Tercer nivel

$$Q_j = 45.4 \text{ ton (igual al cuarto nivel)}$$

El valor de Q_c se define en función de la fuerza cortante incidente antes del proceso de refuerzo, por lo que en este caso Q_c se determinará en función de Q_{su} .

$$\sigma = 0.014 \times 3000 + 23000 / (37.5 \times 60) = 52.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_0 = 0.22 \times 180 + 0.49 \times 52.22 = 65.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$pQ_C = 0.40 \times 65.19 \times 37.5 \times 60 / 10^3 = 58.7 \text{ ton}$$

$$Q_c = 35.9 + (23000 - 19900) \times 0.1 \times 0.8 / 10^3 = 36.1 \text{ ton}$$

$$wQ_{SUI} = 45.4 + 58.7 + 36.1 = 140.2 \text{ ton}$$

- Segundo nivel

$$Q_j = \text{INT.} (390 / 20) \times 5.11 = 102.2 \text{ ton}$$

$$\sigma = 0.013 \times 3000 + 34400 / (42.5 \times 60) = 52.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_0 = 0.22 \times 180 + 0.49 \times 52.49 = 65.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$pQ_C = 0.40 \times 65.32 \times 42.5 \times 60 / 10^3 = 66.6 \text{ ton}$$

$$Q_c = 42.1 + (34.4 - 29.5) \times 0.1 \times 0.8 = 42.5 \text{ ton}$$

$$wQ_{SUI} = 102.2 + 66.6 + 42.5 = 211.3 \text{ ton}$$

- Primer nivel

$$Q_j = \text{INT.}(390/10) \times 5.11 = 199.3 \text{ ton}$$

$$\sigma = 0.018 \times 3000 + 47300/(47.5 \times 60) = 70.60 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_0 = 0.22 \times 180 + 0.49 \times 70.60 = 74.19 \text{ kg / cm}^2$$

$$pQ_C = 0.40 \times 74.19 \times 47.5 \times 60/10^3 = 84.6 \text{ ton}$$

$$Q_c = 48.4 + (47.3 - 40.2) \times 0.1 \times 0.8 = 49.0 \text{ ton}$$

$$wQ_{SUI} = 199.3 + 84.6 + 49.0 = 332.9 \text{ ton}$$

(iv) Resistencia a cortante considerando un solo muro estructural (wQ_{su2})

Claro de cortante de cada nivel (M / Q)

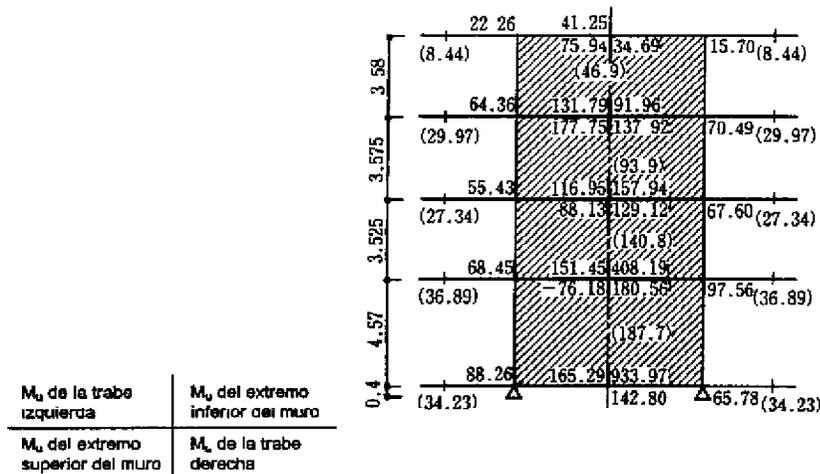
Se calcula con base en los valores de M y Q que se presentan al momento de alcanzar la resistencia a la rotación de la cimentación.

Cuarto nivel: $M/Q = 91.96/46.9 = 1.96$

Tercer nivel: $M/Q = 157.94/93.9 = 1.68$

Segundo nivel: $M/Q = 408.19/140.8 = 2.90$

Primer nivel: $M/Q = 933.97/187.7 = 4.98$



- Cuarto nivel

$$b_e = (2 \times 37.5 \times 60 + 18 \times 390) / (450 + 60) = 22.6 \text{ cm}$$

$$p_t = 20.11 \times 100 / 11520 = 0.175\%$$

$$p_w = 1.43 / (22.6 \times 20) = 0.0032$$

$$\sigma_0 = 2 \times 11.8 \times 10^3 / 11520 = 2.0 \text{ kg / cm}^2$$

$$M / Q \ell = 1.96 / 5.1 = 0.38 (= 1.0)$$

$$wQ_{su2} = \left\{ \frac{0.053 \times 0.175^{0.23} \times (210 + 180)}{1.12} + 2.7 \times \sqrt{0.0032 \times 3500} + 0.1 \times 2.0 \right\} \times 0.9 \times 22.6 \times 450 / 10^3 = 197.7 \text{ ton}$$

- Tercer nivel

$$\sigma_0 = 2 \times 23.0 \times 10^3 / 11520 = 4.0 \text{ kg / cm}^2$$

$$w_{Q_{su2}} = \left\{ \frac{0.053 \times 0.279^{0.23} \times 390}{1.12} + 2.7 \times \sqrt{0.0032 \times 3500} + 0.1 \times 4.0 \right\}$$

$$\times 0.9 \times 22.6 \times 450 / 10^3 = 212.3 \text{ ton}$$

- Segundo nivel

$$p_w = 1.43 / (25.3 \times 20) = 0.0028$$

$$\sigma_0 = 2 \times 34.4 \times 10^3 / 12900 = 5.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$M / Q\ell = 2.90 / 5.1 = 0.57 (= 1.0)$$

$$w_{Q_{su2}} = \left\{ \frac{0.053 \times 0.264^{0.23} \times 390}{1.12} + 2.7 \times \sqrt{0.0028 \times 3500} + 0.1 \times 5.3 \right\}$$

$$\times 0.9 \times 25.3 \times 450 / 10^3 = 231.2 \text{ ton}$$

- Primer nivel

$$p_w = 2.54 / (26.5 \times 7.5) = 0.013 (= 0.012)$$

$$\sigma_0 = 2 \times 47.3 \times 10^3 / 13500 = 7.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$M / Q\ell = 4.98 / 5.1 = 0.98 (= 1.0)$$

$$w_{Q_{su2}} = \left\{ \frac{0.053 \times 0.38^{0.23} \times 390}{1.12} + 2.7 \times \sqrt{0.012 \times 3500} + 0.1 \times 7.0 \right\}$$

$$\times 0.9 \times 26.5 \times 450 / 10^3 = 353.9 \text{ ton}$$

(v) Resistencia y ductilidad de los muros adicionales de cada nivel

Nivel	$w_{Q_{Ru}} (t)$	$w_{Q_{Mu}} (t)$	$w_{Q_{Su1}} (t)$	$w_{Q_{Su2}} (t)$	$w_{Q_u} (t)$	F
4	46.9	58.1	116.0	197.7	46.9	3.0
3	93.9	116.1	140.2	212.3	93.9	3.0
2	140.8	174.2	211.3	231.2	140.8	3.0
1	187.7	232.3	332.9	353.9	187.7	3.0

(b) Muros adicionales en los ejes 20 y 21

Con base en un procedimiento de cálculo similar al hecho para los muros de los ejes 6 y 7, la resistencia y ductilidad de los muros adicionales de cada nivel resulta como se indica en la tabla.

Nivel	wQ_{Ru} (t)	wQ_{Mu} (t)	wQ_{Su1} (t)	wQ_{Su2} (t)	wQ_u (t)	F
4	47.7	58.5	116.0	197.7	47.7	3.0
3	95.3	117.0	140.2	212.3	95.3	3.0
2	142.9	175.5	211.3	231.2	142.9	3.0
1	190.6	234.0	332.9	353.9	190.6	3.0

(2) Adición de muro de tres niveles

(a) Muros adicionados en los ejes 11 y 12 ^{*3)}

(i) Resistencia a la rotación de la cimentación (wQ_{RU})

- Momento producto de fuerzas externas (M_{ov})

$$M_{ov} = (12.07 + 8.495 + 4.97)P = 25.535P$$

- Momento de flexión en la trabe de borde (ΣM_x)

$$\begin{aligned} \Sigma M_x &= (64.36 + 55.43 + 43.93 + 17.12) + (70.49 + 67.60 + 97.56 + 65.78) + \\ &\quad (29.97 + 27.34 + 27.27 + 9.21) \times 4.5 \\ &= 904.33 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Efecto del comportamiento de flexión de las trabes perpendiculares (ΣQ_y)

$$\Sigma Q_y = 14.52 + 17.89 + 26.55 + 27.53 + 13.1 \text{ ^{*4)}} = 99.59 \text{ ton}$$

- Fuerza cortante al momento de formarse el mecanismo en las columnas del cuarto nivel

Momento producto de (ΣQ_c), (ΣM_c)

El valor de ΣM_c , se considerará igual al momento a la base de la estructura de cimentación.

$$\Sigma M_c = (63.40 + 63.40) + (28.31 + 28.31) \times 12.07 = 810.20 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- Equilibrio de momentos

$$M_{vo} = \Sigma M_x + (N_F + \Sigma Q_y) \ell_x - \Sigma M_c$$

*3) La evaluación de la capacidad y resistencia cuando el muro existe únicamente hasta niveles intermedios, se puede pensar en obtener los elementos mecánicos de un análisis inelástico del sistema estructural; sin embargo, en el procedimiento mostrado en el presente cuerpo todos los efectos tratan de incluirse en la flexión de las trabes de borde, por lo que la evaluación resultará conservadora.

*4) En el sentido perpendicular existe un muro de un nivel, el efecto de la carga axial es bajo por lo que se incluyó en el efecto de flexión.

$$25.535P = 904.33 + (56.7 + 99.59) \times 4.5 - 810.20 = 797.435 \text{ t} \cdot \text{m}$$

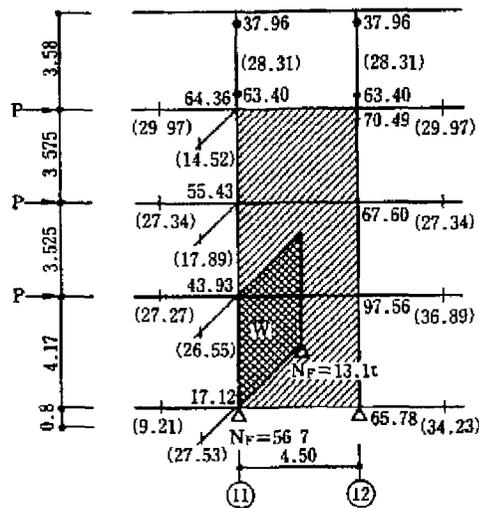
$$P = 31.23 \text{ ton}$$

- Resistencia de cada nivel al momento de presentarse la rotación de la cimentación (wQ_{RU})

Tercer nivel: $wQ_{RU} = 1P + \sum Q_C = 31.23 + 56.62 = 87.9 \text{ ton } (\tau = 10.9 \text{ kg/cm}^2)$

Segundo nivel: $wQ_{RU} = 2P + \sum Q_C = 62.46 + 56.62 = 119.1 \text{ ton } (\tau = 13.2 \text{ kg/cm}^2)$

Primer nivel: $wQ_{RU} = 3P + \sum Q_C = 93.69 + 56.62 = 150.3 \text{ ton } (\tau = 16.7 \text{ kg/cm}^2)$



(ii) Resistencia a flexión del sistema estructural con muros estructurales (wQ_{MU})

- Momento producto de las fuerzas externas (M_{ov})

$$M_{ov} = (11.27 + 7.695 + 4.17)P = 23.135P$$

- Momento de fluencia en la base del muro del primer nivel (M_u)

En comparación con el muro de cuatro niveles, el nivel de carga axial en columnas presentará pequeñas variaciones, por lo que el momento último se calculará como se indica.

Sin embargo, $N_1 = 45.7 \text{ ton}$

$$M_u = 51.29 \times 3.0 \times 4.5 + 0.5 \times 1.92 \times 39 \times 4.5 + 0.5 \times 45.7 \times 4.5 = 963.72 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- El momento de flexión de las traves de borde ($\sum M_r$)

$$\sum M_r = 163.72 + 235.65 + 84.58 \times 4.5 = 779.98 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- El efecto del comportamiento en flexión de las traves perpendiculares (ΣQ_y)

$$\Sigma Q_y = 14.52 + 17.89 + 26.55 + 5.3^{*5)} = 64.26 \text{ ton}$$

- Momento (ΣM_c) producto de la fuerza cortante (ΣQ_c) al momento de formarse el mecanismo en las columnas del cuarto nivel.

El momento ΣM_c , se considerará igual a aquél que se presenta en el lecho superior de las contratraves de cimentación.

$$\Sigma M_c = 2 \times 63.40 + 2 \times 28.31 \times 11.27 = 764.91 \text{ ton}$$

- Equilibrio de momentos

$$M_{ov} = \Sigma M_x + M_u + \Sigma Q_y \cdot l_x - \Sigma M_c$$

$$23.135P = 779.98 + 963.72 + 64.26 \times 4.5 - 764.91 = 1267.96 \text{ ton}$$

$$P = 54.81 \text{ ton}$$

- Resistencia de cada nivel cuando se presenta la fluencia por flexión en la base del muro estructural (wQ_{MU})

$$\text{Tercer nivel: } wQ_{MU} = P + \Sigma Q_c = 54.81 + 56.62 = 111.4 \text{ ton}$$

$$\text{Segundo nivel: } wQ_{MU} = 2P + \Sigma Q_c = \quad \quad \quad = 166.2 \text{ ton}$$

$$\text{Primer nivel: } wQ_{MU} = 3P + \Sigma Q_c = \quad \quad \quad = 221.0 \text{ ton}$$

(iii) Resistencia a cortante del muro en función de las anclas post-construcción (wQ_{sul})

Comparativamente con la del muro estructural continuo de cuatro niveles, al existir una variación de los niveles de carga axial también se presentarán variaciones de la resistencia a cortante directo de las columnas (pQ_c), así como la resistencia misma de la columna (Q_c); sin embargo, debido a que no habrá variación de la resistencia a cortante debida al ancla (Q_j), la resistencia a cortante (wQ_{sul}) para cada nivel se puede calcular como se indica.

- Tercer nivel

$$Q_j = 45.4 \text{ ton}, \quad pQ_c = 58.3 \text{ ton} \quad Q_c = 36.0 \text{ ton} \quad (\alpha = 1.0)$$

$$wQ_{sul} = 45.4 + 58.3 + 36.0 \times 1.0. = 139.7 \text{ ton}$$

$$wQ_{sul} = 45.4 + 58.3 + 36.0 \times 1.0. = 139.7 \text{ ton}$$

- Segundo nivel

$$Q_j = 102.2 \text{ ton}, \quad pQ_c = 66.3 \text{ ton}, \quad Q_c = 42.4 \text{ ton} \quad (\alpha = 1.0)$$

$$wQ_{sul} = 102.2 + 66.3 + 42.4 \times 1.0 = 210.9 \text{ ton}$$

*5) Carga axial en la columna del primer nivel en dirección perpendicular

- Primer nivel

$$Q_j = 199.3 \text{ ton}, \quad pQ_C = 84.4 \text{ ton}, \quad Q_C = 48.9 \text{ ton} \quad (\alpha = 1.0)$$

$$wQ_{su1} = 199.3 + 84.4 + 48.9 \times 1.0 = 332.6 \text{ ton}$$

(iv) Resistencia a cortante considerando el muro como un solo elemento estructural (wQ_{su2})

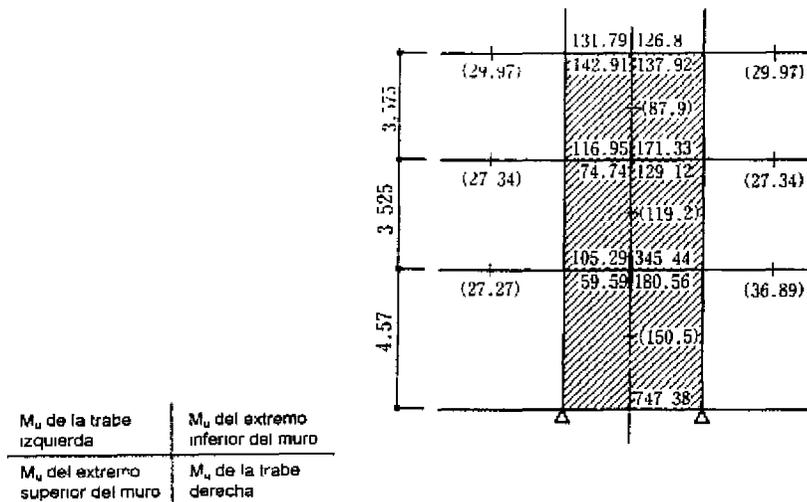
Con base en la Figura inferior, la relación $M/Q\ell$ se puede determinar como sigue.

Tercer nivel: $M / Q\ell = 171.33 / (87.9 \times 5.1) = 0.38 \quad (=1.0)$

Segundo nivel: $M / Q\ell = 345.44 / (119.2 \times 5.1) = 0.57 \quad (=1.0)$

Primer nivel: $M / Q\ell = 747.38 / (150.5 \times 5.1) = 0.97 \quad (=1.0)$

Todos los valores de la relación $M / Q\ell$ se considerarán iguales a 1.0.



Por lo tanto, considerando la variación del nivel de carga axial en las columnas al incrementar en un nivel el muro estructural y hacerlo de cuatro niveles, los valores de wQ_{su2} presentarán variaciones como se indican en los siguientes valores.

- Tercer nivel

$$wQ_{su2} = (13.76 + 9.04 + 0.37) \times 0.9 \times 22.6 \times 450 / 10^3 = 212.0 \text{ ton}$$

- Segundo nivel

$$wQ_{su2} = (13.59 + 8.45 + 0.51) \times 0.9 \times 25.3 \times 450 / 10^3 = 231.0 \text{ ton}$$

- Primer nivel

$$wQ_{Su2} = (14.77 + 17.50 + 0.68) \times 0.9 \times 26.5 \times 450 / 10^3 = 353.6 \text{ ton}$$

(v) Resistencia de los muros adicionales en cada nivel (wQ_u) y ductilidad (F)

Nivel	wQ_{Ru} (t)	wQ_{Mu} (t)	wQ_{Su1} (t)	wQ_{Su2} (t)	wQ_u (t)	F
3	87.9	111.4	139.7	212.0	87.9	3.0
2	119.1	166.2	210.9	231.0	119.1	3.0
1	150.3	221.0	332.6	353.6	150.3	3.0

(b) Muros adicionales en los ejes 13 y 14

La resistencia y ductilidad de estos muros es como se indica en la tabla.

Nivel	wQ_{Ru} (t)	wQ_{Mu} (t)	wQ_{Su1} (t)	wQ_{Su2} (t)	wQ_u (t)	F
3	86.1	105.0	114.6	212.0	86.1	3.0
2	118.2	156.1	185.0	231.0	118.2	3.0
1	150.3	207.1	314.4	353.6	150.3	3.0

(3) Adición de muro de dos niveles

(a) Muros adicionales de los ejes 4 – 5 y 18 – 19.

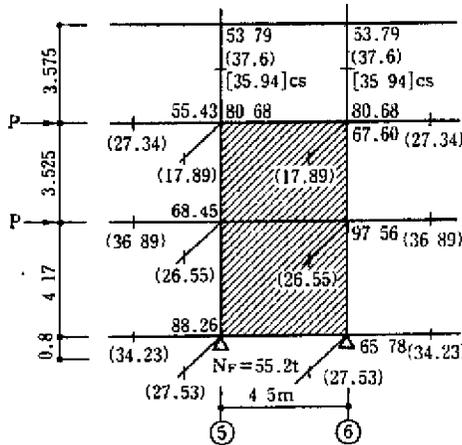
(i) Resistencia a rotación de la estructura de cimentación (wQ_{RU})

- Momento debido a cargas externas (M_{vo})

$$\begin{aligned} M_{vo} &= (8.495 + 4.97) P \\ &= 13.465P \end{aligned}$$

- Momento debido a la resistencia en flexión de la trabe de borde (ΣM_x)

$$\begin{aligned} \Sigma M_x &= (55.43 + 68.45 + 88.26) + (67.60 + 97.56 + 65.78) + \\ &\quad (27.34 + 36.89 + 34.23) \times 4.5 \\ &= 886.15 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$



- Efecto de la resistencia de flexión de la trabe perpendicular (ΣQ_y)

$$\Sigma Q_y = 17.89 + 26.55 + 27.53 = 71.97 \text{ ton}$$

- Momento (ΣM_c) cuando se presenta el mecanismo de cortante en la columna del tercer nivel (ΣQ_y).

El mecanismo de la columna está dominado por el comportamiento en cortante de la misma, por lo que el momento flexionante en la base de las columnas del tercer nivel (80.68 t · m) se reducirá por la relación de resistencias de flexión y cortante del elemento columna, calculando así el momento ΣM_c de la siguiente manera.

$$\Sigma M_c = 2 \times 80.68 \times 35.94/37.6 + 2 \times 35.94 \times 8.495 = 764.86 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- Equilibrio de momentos

$$13.465P = 886.15 + (55.2 + 71.97) \times 4.5 - 764.86 = 693.56 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$P = 51.51 \text{ ton.}$$

- Resistencia de cada nivel cuando se presenta el mecanismo de rotación de la estructura de cimentación (wQ_{RU})

$$\text{Segundo nivel: } wQ_{RU} = P + \Sigma Q_c = 51.51 + 71.88 = 123.4 \text{ ton } (\tau = 13.7 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Primer nivel: } wQ_{RU} = 2P + \Sigma Q_c = \quad \quad \quad = 174.9 \text{ ton } (\tau = 19.4 \text{ kg/cm}^2)$$

(ii) Resistencia a flexión del sistema estructural marco-muro (wQ_{MU})

- Momento debido a cargas externas (M_{ov})

$$M_{ov} = (7.695 + 4.17)P = 11.865P$$

- Momento en la base del muro del primer nivel (M_u)..... $N_1 = 44.2$ ton

$$M_u = 692.42 + 168.48 + 0.5 \times 44.2 \times 4.5 = 960.35 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- Momento debido a la resistencia en flexión de la trabe de borde (ΣM_x)

$$\Sigma M_x = 123.88 + 165.16 + 64.23 \times 4.5 = 578.08 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- Efecto de la resistencia de flexión de la trabe perpendicular (ΣQ_y)

$$\Sigma Q_y = 17.89 + 26.55 = 44.44 \text{ ton}$$

- Momento (ΣM_c) cuando se presenta el mecanismo de cortante en la columna del tercer nivel (ΣQ_c)

$$\Sigma M_c = 154.24 + 2.0 \times 35.94 \times 7.695 = 707.35 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- Equilibrio de momentos

$$11.865P = 578.08 + 960.35 + 44.44 \times 4.5 - 707.35 = 1031.06 \text{ t} \cdot \text{m}.$$

$$P = 86.90 \text{ ton}$$

- Resistencia de cada nivel cuando se presenta el mecanismo de fluencia por flexión en la base del muro del primer nivel (wQ_{MU})

$$\text{Segundo nivel: } wQ_{MU} = P + 71.88 = 158.8 \text{ ton}$$

$$\text{Primer nivel: } wQ_{MU} = 2P + 71.88 = 245.7 \text{ ton}$$

(iii) Resistencia a cortante del muro en función del ancla (wQ_{su1})

- Segundo nivel

$$Q_j = 102.2 \text{ ton}, \quad pQ_c = 66.1 \text{ ton}, \quad Q_c = 42.2 \text{ ton} \quad (\alpha = 1.0)$$

$$wQ_{su1} = 102.2 + 66.1 + 42.2 = 210.5 \text{ ton}$$

- Primer nivel

$$Q_j = 199.3 \text{ ton}, \quad pQ_c = 84.0 \text{ ton}, \quad Q_c = 48.7 \text{ ton} \quad (\alpha = 1.0)$$

$$wQ_{su1} = 199.3 + 84.0 + 48.7 = 332.0 \text{ ton}$$

(iv) Resistencia a cortante considerando el muro como un solo elemento estructural (wQ_{su2})

Debido a que para muros continuos de cuatro y tres niveles el valor de $M/Ql \leq 1.0$, se puede pensar que para este caso también $M/Ql \leq 1.0$ ($=1.0$).

- Segundo nivel

$$wQ_{su2} = (13.59 + 8.45 + 0.49) \times 0.9 \times 25.3 \times 450/10^3 = 230.8 \text{ ton}$$

- Primer nivel

$$wQ_{su2} = (14.77 + 17.50 + 0.65) \times 0.9 \times 26.5 \times 450/10^3 = 353.3 \text{ ton}$$

(v) Resistencia de los muros adicionados en cada nivel (wQ_u) y ductilidad (F)

Nivel	wQ_{Ru} (t)	wQ_{Mu} (t)	wQ_{Su1} (t)	wQ_{RSu2} (t)	wQ_u (t)	F
2	123.4	158.8	210.5	230.8	123.4	3.0
1	174.9	245.7	332.0	353.3	174.9	3.0

(3) Diseño de la sección y acero de refuerzo para la reparación

Se calculó la resistencia de cada uno de los tres diferentes tipos de muros continuos a considerar; sin embargo, las diferencias entre las resistencias a la rotación de la estructura de cimentación (wQ_{Ru}), la resistencia determinada por las anclas post-construcción (wQ_{su1}) y la resistencia a cortante del muro mismo (wQ_{su2}), resultan comparativamente grandes, por lo que el valor de la fuerza cortante de diseño se modifica y se determinará la cantidad de refuerzo adecuada.

En estos casos, la fuerza cortante de diseño de cada nivel (Q_D), se obtendrá multiplicando por 1.4 el mayor de los valores calculados para cada nivel.

- Tercer (cuarto) nivel: $Q_D = 95.3 \times 1.4 = 133.4 \text{ ton}$

- Segundo nivel: $Q_D = 142.9 \times 1.4 = 200.1 \text{ ton}$

- Primer nivel: $Q_D = 190.6 \times 1.4 = 266.8 \text{ ton}$

(a) Tercer (cuarto) nivel

(i) Diseño de las anclas post-construcción

$$Q_j \geq 133.4 - (58.5 + 35.9) = 39.0 \text{ ton}$$

$$Q_{jl} \geq 39.0 / (4.5 - 0.6) = 10.0 \text{ t/m}$$

Empleando anclas metálicas de 13 mm de diámetro ($Q_a = 2.39 \text{ t/ancla}$)

$$@ \leq 100 \times 2.39 / 10.0 = 23.9 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto, no habrá modificaciones en cuanto a las anclas post-construcción

(ii) Diseño del acero de refuerzo por cortante

La cantidad de acero de refuerzo necesario por cortante, se definió en función de los detalles estructurales independientemente de los valores de cálculo, por lo que el espesor de muro necesario para la cuantía de acero de refuerzo calculada se podrá reducir. En este caso, se reducirá el espesor del muro de 18 cm a 15 cm.

$$b_e = (2 \times 37.5 \times 60 + 15 \times 390) / (450 + 60) = 20.3 \text{ cm}$$

$$p_t = 100 \times 32.17 / 10350 = 0.311 (\%)$$

$$\sigma_0 = 2 \times 19.9 \times 10^3 / 10350 = 3.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_w \geq \frac{133400}{0.9 \times 20.3 \times 450} - \frac{0.053 \times 0.311^{0.23} \times 390}{1.12} - 0.1 \times 3.8 = 1.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_w \geq (1.74 / 2.7)^2 / 3500 = 0.00012$$

Considerando barras de 10 mm de diámetro colocadas en doble capa, la separación de las mismas quedará @ $\leq 1.43 / (0.00012 \times 20.3) = 587 \text{ cm}$.

Por lo tanto, la cantidad de acero de refuerzo por cortante no sufre cambios (D10-@200, en doble capa), pero el espesor del muro se cambia a $t = 15 \text{ cm}$.

(b) Segundo nivel

Debido a que no existe una diferencia importante entre la fuerza cortante de diseño determinada en el inciso 6.3(2) ($Q_D = 201.6 \text{ ton}$), y la fuerza cortante de diseño aquí determinada ($Q_D = 200.1 \text{ ton}$), no se realizó ningún cambio.

(c) Primer nivel

(i) Diseño de las anclas post-construcción

$$Q_j \geq 266.8 - (83.2 + 48.4 \times 1.0) = 135.2 \text{ ton}$$

$$Q_{j1} \geq 135.2 / 3.9 = 34.7 \text{ t/m}$$

Empleando anclas metálicas de 22 mm de diámetro ($Q_a = 6.84 \text{ t/ancla}$)

$$@ \leq 100 \times 6.84 / 34.7 = 19.7 \text{ cm, se considera } 17.5 \text{ cm.}$$

Para un ancla metálica ($\ell = 5d_a$): $22\phi - @175$ en configuración sencilla, en columnas y trabes.

Acero de refuerzo en la unión: se modificará a D16, $\ell_n = 30d_a$ (sin gancho).

(ii) Diseño del acero de refuerzo por cortante

Haciendo $M / Q\ell = 1.0$

$$\tau_w \geq \frac{266800}{0.9 \times 26.5 \times 450} - \frac{0.053 \times 0.38^{0.23} \times 390}{1.12} - 0.6 = 9.5 \text{ kg / cm}^2$$

$$p_w \geq (9.5 / 2.7)^2 / 3500 = 0.0035$$

Considerando barras de 10 mm de diámetro colocadas en doble capa ($a_w = 1.432 \text{ cm}^2$), la separación de las mismas quedará $@ \leq 1.43 / (0.0035 \times 26.5) = 15.4 \text{ cm}$.

Por lo tanto, el acero de refuerzo por cortante será D10 – @150, en doble capa.

(d) Valores de diseño definitivos para los muros estructurales de cada nivel.

(unidades: mm)

Nivel	Espesor del muro	Anclas mecánicas	Barras de conexión	Barras transversales
3, 4	150	13φ – @200 sencillo (ℓ ≥ 65)	D10 (ℓ _n = 390)	D10 – @200 doble
2	200	19φ – @200 sencillo (ℓ ≥ 95)	D13 (ℓ _n = 570)	D10 – @200 doble
1	200	22φ – @175 sencillo (ℓ ≥ 110)	D16 (ℓ _n = 660)	D10 – @200 doble

(4) Índice básico de comportamiento ante sismo (E_0)

Con base en los valores de resistencia y ductilidad de los muros estructurales continuos obtenidos en el inciso (2) anterior, se modificará el índice E_0 del procedimiento de evaluación de comportamiento ante sismo (Tablas Apéndice II.2.1a – d). También, aunque según los cálculos indicados en el inciso (3) se modificó el espesor de los muros de los niveles 3 y 4, modificando por lo tanto el peso del edificio, los parámetros determinados en el inciso (1) sufrirán cambios relativamente pequeños, de poco efecto en los resultados generales. Por lo que en este caso se considerarán los valores calculados en el inciso (1).

(a) Cuarto nivel

- Peso del edificio: $\Sigma W = 1204.9 \text{ t}$

Se tienen 4 columnas (en cualquiera de los casos es columna de flexión $F=1.27$), y se tienen 2 muros con rotación de la estructura de cimentación ($F = 3.0$). ($\Sigma Q_C = 113.89 \text{ t} \rightarrow \Sigma Q_{WU} = 96.4 \text{ ton}$)

Por lo tanto, la resistencia de cada grupo resulta como se indica enseguida.

- Primer grupo: $\Sigma Q_{U1} = 65.67 \text{ t}$, $C_1 = 0.055$, $F_1 = 1.0$ (WS)
- Segundo grupo: $\Sigma Q_{U2} = 691.83 \text{ t}$, $C_2 = 0.574$, $F_2 = 1.27$ (BS, CB)
- Tercer grupo: $\Sigma Q_{U3} = 581.17 \text{ t}$, $C_3 = 0.482$, $F_1 = 2.81$ (CB, BB, WR)

Con base en los anterior se calculará el índice E_0 . También, en la evaluación de comportamiento ante sismo (antes del refuerzo) se empleó la expresión (4) para determinar el valor del índice, por lo que en este caso se usará la misma expresión.

$$E_0 = (n+1)/(n+i) \times \sqrt{(C_1 \cdot F_1)^2 + (C_2 \cdot F_2)^2 + (C_3 \cdot F_3)^2}$$

$$= 5 / 8 \times \sqrt{0.055^2 + 0.729^2 + 1.355^2} = 0.96 (\Sigma C = 1.111)$$

(b) Tercer nivel

- Peso del edificio: $\Sigma W = 2295.9 \text{ ton}$

En las partes donde se adicionaron muros estructurales, la resistencia de las columnas se modificará a la resistencia de los muros como se indica enseguida.

Columnas en flexión: $\Sigma Q_C = 239.99 \text{ t}$ ($F = 1.27$)

→ Muro con rotación de la estructura de cimentación ($F = 3.0$): $\Sigma Q_{wu} = 363.2 \text{ ton}$

También, la resistencia y mecanismo de falla de las columnas ubicadas en la parte superior del muro de dos niveles, presentarán los cambios que se indican enseguida.

$\Sigma Q_c = 121.92 \text{ ton}$ ($F = 1.27$) → $\Sigma Q_c = 143.76 \text{ ton}$ ($F = 0.8$)

Con base en la anterior y realizando la agrupación de los elementos estructurales, se calcula el valor del índice E_0 .

- Primer grupo: $\Sigma Q_{u1} = 131.35 \text{ t}$, $C_1 = 0.057$, $F = 1.0$ (WS)
- Segundo grupo: $\Sigma Q_{u2} = 723.87 \text{ t}$, $C_2 = 0.315$, $F = 1.27$ (BS)
- Tercer grupo: $\Sigma Q_{u3} = 834.25 \text{ t}$, $C_1 = 0.363$, $F = 3.0$ (BB, WB)

$$E_0 = 5 / 7 \times \sqrt{0.057^2 + 0.400^2 + 1.090^2} = 0.83 (\Sigma C = 0.735)$$

(c) Segundo nivel

- Peso del edificio: $\Sigma W = 3409.2 \text{ ton}$

Columnas de comportamiento frágil: $\Sigma Q_C = 462.99 \text{ t}$ ($F = 0.8$), mecanismo de falla por cortante en las trabes de la vecindad de la columna en cuestión:

$$\Sigma Q_C = 28.27 \text{ t} (F=1.5) \rightarrow \text{Muro con rotación de la estructura de cimentación } (F = 3.0);$$

$$\Sigma Q_{WU} = 769.8 \text{ t}$$

$$\text{- Primer grupo: } \Sigma Q_{u1} = 197.02 \text{ t}, \quad C_1 = 0.058, \quad F = 1.0 \text{ (WS)}$$

$$\text{- Segundo grupo: } \Sigma Q_{u2} = 2203.82 \text{ t}, \quad C_2 = 0.646, \quad F = 1.5 \text{ (BS, BB, WR)}$$

$$E_0 = 5 / 6 \times \sqrt{0.058^2 + 0.970^2} = 0.81 (\Sigma C = 0.704)$$

(d) Primer nivel

$$\text{- Peso del edificio.} \quad \Sigma W = 4642.8 \text{ ton}$$

Columnas de comportamiento frágil: $\Sigma Q_C = 484.0 \text{ t}$ ($F = 0.8$), mecanismo de falla por cortante en las trabes de la vecindad de la columna en cuestión:

$$\Sigma Q_C = 69.97 \text{ ton} (F = 1.5) \rightarrow \text{Muro con rotación de la estructura de cimentación}$$

$$(F = 3.0): \Sigma Q_{WU} = 1028.7 \text{ ton}$$

$$\text{- Primer grupo: } \Sigma Q_{u1} = 749.14 \text{ t}, \quad C_1 = 0.161, \quad F = 1.0 \text{ (CS, WS, CB)}$$

$$\text{- Segundo grupo: } \Sigma Q_{u2} = 2384.38 \text{ t}, \quad C_2 = 0.514, \quad F = 1.5 \text{ (BS, BB, WR)}$$

$$E_0 = 5 / 5 \times \sqrt{0.161^2 + 0.771^2} = 0.79 (\Sigma C = 0.675)$$

(5) Índice estructural ante sismo (I_S)

(a) Índice de configuración estructural (S_D)

Como se indica en los subcapítulos 2.4 y 5.1, el edificio en la dirección X, aún después del refuerzo no presentará excentricidad y fenómeno de torsión en planta. También, respecto a la relación (rigidez/peso), los muros colocados en la altura del edificio no generan un efecto significativo, por lo que el índice de configuración estructural (S_D) no sufrirá modificaciones respecto al valor calculado antes del diseño del refuerzo ($S_D = 0.95$), omitiéndose el cálculo del mismo.

(b) Índice de edad (T)

No se modifica el mismo, puede pensarse que el valor del índice T será igual después del proceso de refuerzo al determinado antes del proceso de refuerzo ($T = 0.985$).

(c) Índice de comportamiento estructural ante sismo (I_S)

Con base en los índices E_0 , S_D y T , el índice I_S para la dirección X del edificio reforzado es como se indica.

- Cuarto nivel: $I_S = 0.96 \times 0.95 \times 0.985 = 0.90$

- Tercer nivel: $I_S = 0.83 \times 0.95 \times 0.985 = 0.78$

- Segundo nivel: $I_S = 0.81 \times 0.95 \times 0.985 = 0.76$

- Primer nivel: $I_S = 0.79 \times 0.95 \times 0.985 = 0.74$

(6) Evaluación de la efectividad del refuerzo

Los resultados del procedimiento de evaluación del tercer nivel realizado en el edificio ya reforzado, reportan que el índice I_S , presenta valores superiores comparativamente con aquellos determinados para el mismo edificio antes de la realización del refuerzo; así, para el tercer nivel se incrementa en 1.3 veces, en los niveles 1 y 2, se incrementó 1.5 veces. En cuanto al índice objeto de refuerzo, se consideró que $R I_S \geq 0.66$, en todos los niveles este valor fue superado por los índices I_S ; también, en todos los niveles el valor del índice C superó al valor del índice $R C = 0.3$. Por lo que puede pensarse que el diseño de este refuerzo ante sismo es satisfactorio.

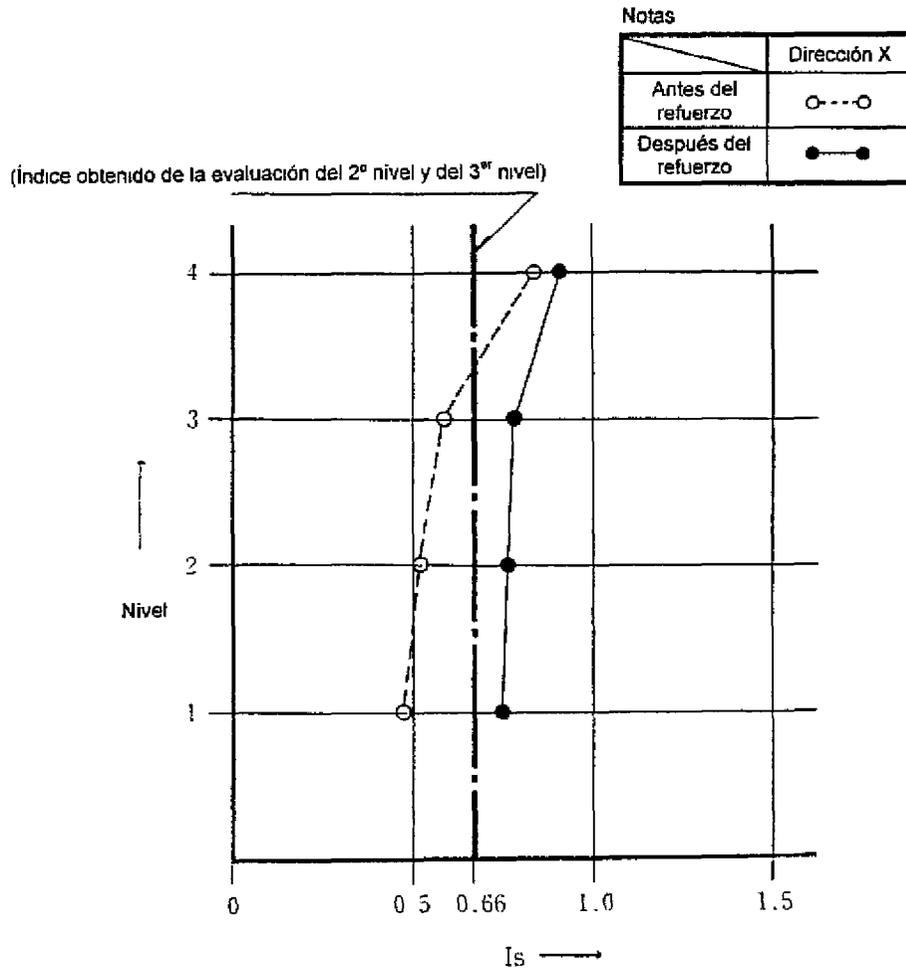


Figura Apéndice II.6.3 Distribución de los índices de resistencia (I_s)

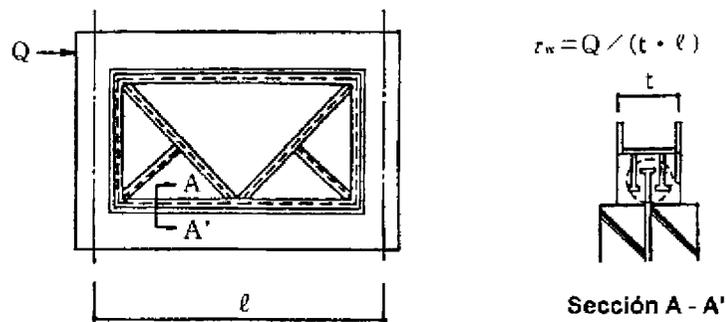
7. REFUERZO POR MEDIO DE LA ADICIÓN DE MARCOS DE ACERO ESTRUCTURAL

7.1 Cálculo de la cantidad de refuerzo requerido

En este caso, considerando que para el refuerzo estructural se empleará contraviento en forma de K con marco confinante de acero estructural, el cálculo de la cantidad necesaria de refuerzo se llevará a cabo considerando la expresión (4) de la Norma de evaluación de comportamiento ante sismo de igual manera a como se trabajó en el capítulo 6. Para el diseño del refuerzo se considerarán las siguientes hipótesis.

(i) Los índices S_D y T después del refuerzo, no sufrirán variación respecto a los valores determinados antes del refuerzo.

(ii) Los contravientos se colocarán en toda la altura del edificio en el claro seleccionado para ello, se considerará un comportamiento de resistencia esperado del Tipo I ($F \geq 2.0$), también, el esfuerzo cortante promedio se considerará del orden de $\tau_w = 27.5 \text{ kg/cm}^2$ ^{*6)}.



(iii) Los elementos de acero estructural tanto del marco confinante, como del sistema de contravientos, se usarán secciones estándar H - 200 x 200 x 8 x 12.

(1) Cálculo de la cantidad de refuerzo requerida

(a) Tercer nivel

(i) Valores requeridos de los índices E_0 y C

Con base en el inciso 6.1(2), se tiene $E_0 \geq 0.844$, $C \geq 0.13$

(ii) Cantidad requerida de contraviento

Peso del edificio: $\Sigma W_3 = 2277.2 \text{ ton}$

El esfuerzo cortante promedio τ_w , se define como se indica

Resistencia requerida: $Q_u \geq 0.13 \times 2277.2 = 296.0 \text{ ton}$

Longitud requerida de contraviento: $\ell \geq Q_u / (t \cdot \tau_w) = 296000 / (20 \times 27.5) = 538 \text{ cm}$

Debido a que se colocarán en crujías con claros de 4.5 m, la longitud de un grupo de contravientos sería de 350 cm, por lo tanto se requieren dos grupos de contravientos.

(b) Segundo nivel

(i) Valores requeridos de los índices E_0 y C

$E_0 \geq 0.844$, $C \geq 0.24$.

(ii) Cantidad requerida de contraviento

Peso del edificio: $\Sigma W_2 = 3369.4 \text{ ton}$

Resistencia requerida: $Q_u \geq 808.7 \text{ ton}$

Longitud requerida de contraviento: $\ell = 808700 / (20 \times 27.5) = 1471 \text{ cm}$

Debido a que se colocarán en crujías con claros de 4.5 m, se requieren cuatro grupos de contravientos.

(c) Primer nivel

(i) Valores requeridos de los índices E_0 y C

$E_0 \geq 0.844$, $C \geq 0.234$.

(ii) Cantidad requerida de contraviento

Peso del edificio: $\Sigma W_1 = 4477.1 \text{ ton}$

Resistencia requerida: $Q_u \geq 1047.6 \text{ ton}$

Longitud requerida de contraviento: $\ell \geq 1047600 / (20 \times 27.5) = 1905 \text{ cm}$

Debido a que se colocarán en crujías con claros de 4.5 m, se requieren cinco grupos de contravientos.

7.2 Ubicación de los elementos a reforzar o elementos de refuerzo

Con base en los resultados calculados anteriormente, se colocarán dentro de algunas de las 23 crujías del marco del eje C del edificio contravientos en forma de K con marco confinante de acero estructural, dos en el tercer nivel, cuatro en el segundo nivel y cinco en el primer nivel.

Para la estructura reforzada con contravientos de acero estructural, con base en lo indicado en la Tabla 2.3.2 del capítulo 2 de la “Guía de Diseño de Refuerzo ante Sismo”, se podrá calcular un espesor equivalente de muro de concreto reforzado (t_e), con objeto de calcular la rigidez equivalente del mismo, en este caso, el espesor de muro equivalente para el tercer nivel se puede calcular como se indica.

$$t_e = 2x \cdot E_s \cdot A_b \cdot \cos^2 \theta \cdot \sin^2 \theta / (Gc \cdot L)$$

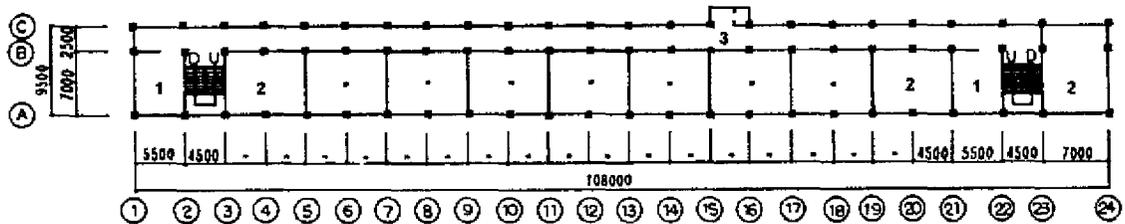
$$= 2 \times 1.2 \times 2.1 \times 10^6 \times 63.53 \times \cos^2 57 \times \sin^2 57 / (0.85 \times 10^5 \times 390)$$

$$= 2.0 \text{ cm}$$

($L = 390 \text{ cm}$, $H = 300 \text{ cm}$, $\theta = \tan^{-1}(300 / 195) = 57^\circ$, $A_b = 63.53 \text{ cm}$)

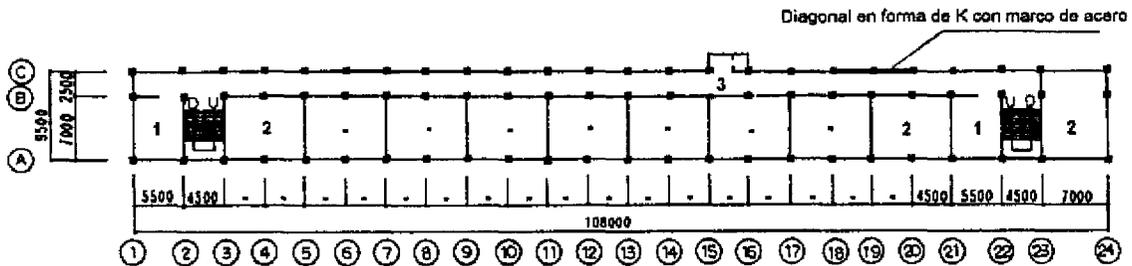
Como se observa, la rigidez del sistema de contraviento de acero estructural, resulta muy pequeña comparada con la rigidez de un muro de concreto reforzado, por lo que aunque se coloquen dos crujías reforzadas con contraviento de acero en el tercer nivel, en el cuarto nivel se podrá omitir la colocación de contraviento sin provocar una modificación importante de la relación (rigidez / peso) de entresijos sucesivos de la estructura con respecto a los valores que se obtuvieron antes del proceso de refuerzo.

Considerando estos resultados, conjuntamente con los resultados de la inspección de campo llevada a cabo antes de los trabajos de diseño del refuerzo, la ubicación y distribución de los contravientos en forma de K con marco confinante de acero estructural se presenta en las Figuras Apéndice II.7.1a - c y II.7.2.



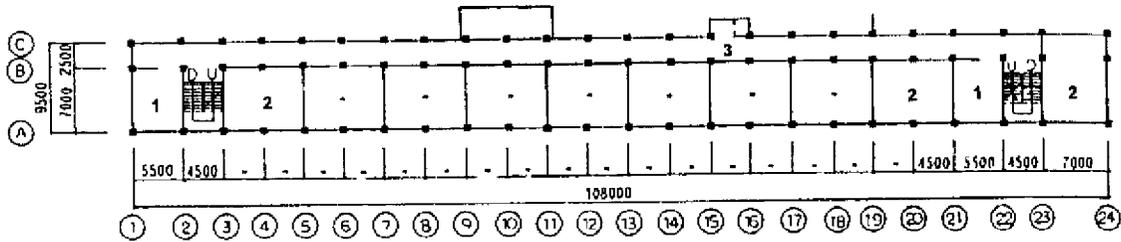
Planta antes del refuerzo del nivel 3

- 1.- Sanitiano
- 2 - Salón de clase
- 3 - Pasillo



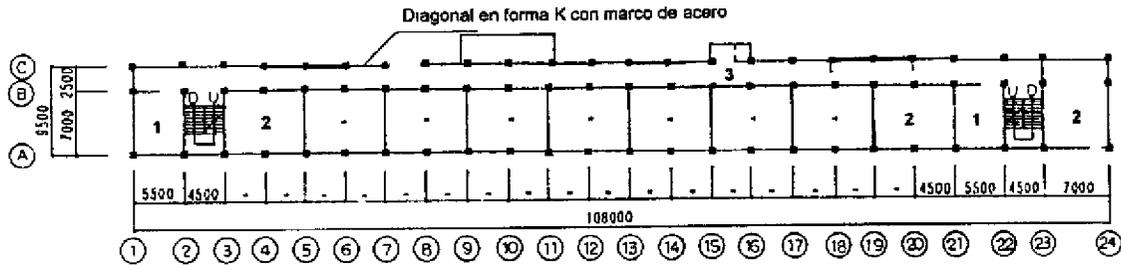
Planta después del refuerzo del nivel 3

Figura Apéndice II.7.1a La colocación de muros adicionales del nivel 3



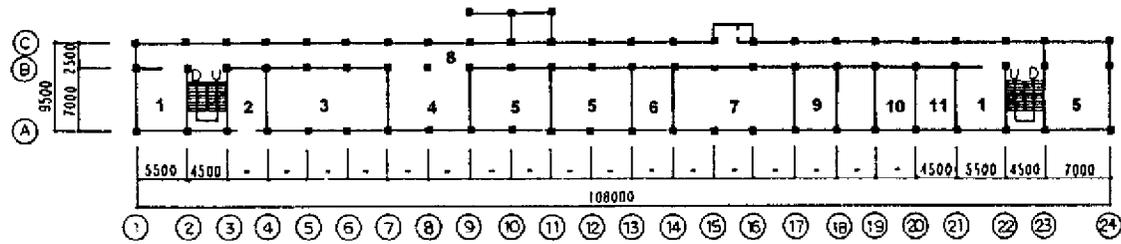
Planta antes del refuerzo del nivel 2

- 1 - Sanitario
- 2 - Salón de clase
- 3 - Pasillo



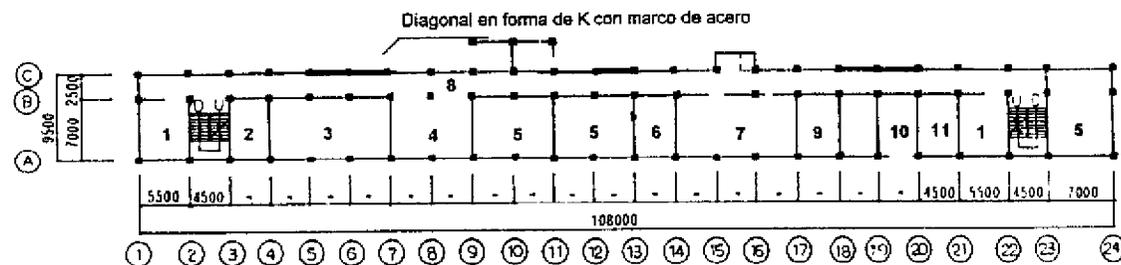
Planta después del refuerzo del nivel 2

Figura Apéndice II.7.1b Colocación de diagonal de acero del nivel 2



Planta antes del refuerzo del nivel 1

- | | | |
|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 1.- Sanitario | 5 - Salón de clase | 9 - Salón de presidente |
| 2 - Sala de preparación | 6 - Estudio | 10 - Cocina |
| 3 - Laboratorio | 7 - Salón para maestros | 11 - Cocineta |
| 4 - Entrada | 8 - Pasillo | |



Planta después del refuerzo del nivel 1

Figura Apéndice II.7.1c Colocación de diagonal de acero del nivel 1

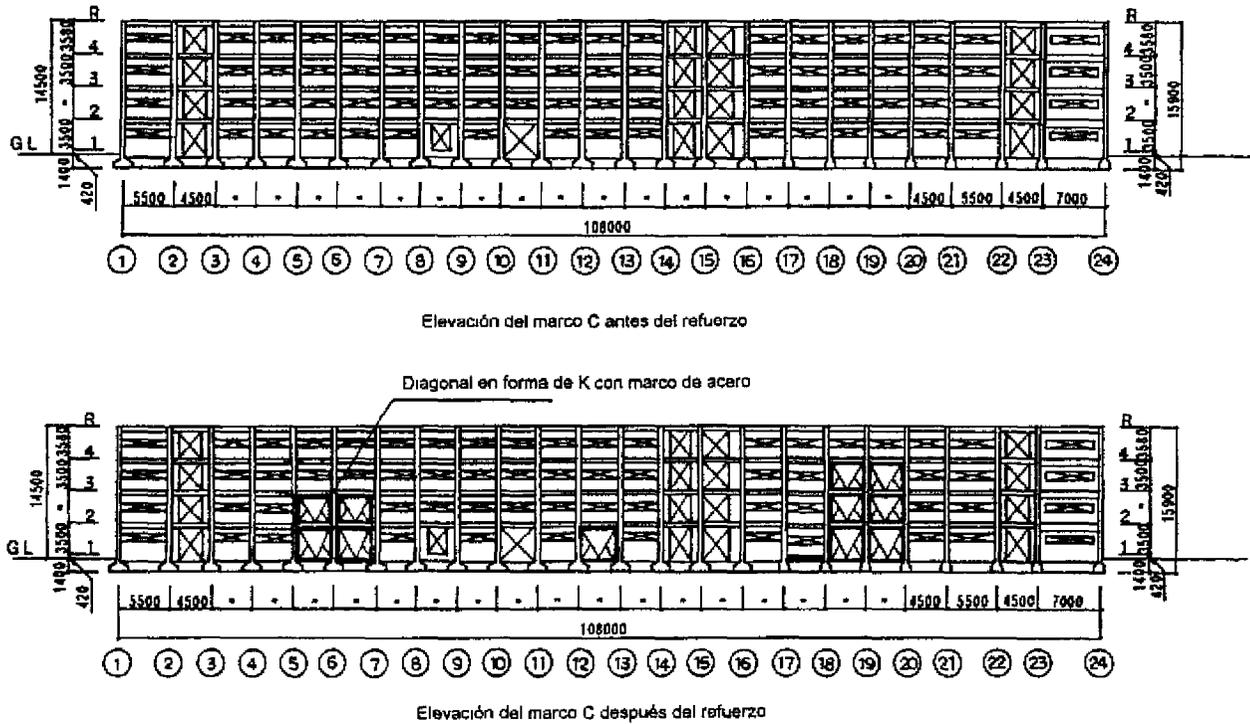


Figura Apéndice II.7.2 Colocación de diagonal de acero en el marco ©

7.3 Diseño a detalle

(1) Resistencia de los materiales

(a) Parte original de la estructura

Conforme lo indicado en el inciso 6.3(1).

(b) Elementos o partes reforzadas

La resistencia de los materiales empleados en los elementos o partes reforzadas se determinará como se indica enseguida.

- Resistencia nominal del acero: $F = 1.1 \times 2.4 = 2.64 \text{ t/cm}^2$ (SS41)
- Resistencia a la extracción de las llaves de cortante: $\sigma_{\max} = 4100 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la fluencia del acero usado como ancla: $\sigma_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ (SD35)
- Resistencia nominal de diseño del mortero de inyección: $mF_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia nominal de diseño del concreto: $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (concreto normal)
- Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo^{*7)}: $\sigma_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ (SD30A)

*7) Empleado en elementos de la cimentación

- Resistencia nominal de adherencia del ancla química: $\tau_0 = 100 \text{ kg/cm}^2$

(2) Diseño del marco de refuerzo

(a) Principios de diseño

Con base en los siguientes principios (hipótesis), se hace el diseño de los elementos metálicos del contraviento en forma de K y del marco confinante.

(i) Con base en los valores de τ_w y t determinados en el subcapítulo 7.1, se calculará la fuerza cortante de diseño Q_D , con base en dicha fuerza se diseñarán todos los elementos.

(ii) En cuanto a los contravientos de acero, se tomarán en cuenta las consideraciones adecuadas para evitar el fenómeno de pandeo.

(iii) La longitud de pandeo del contraviento metálico l_k , se determinará conforme se indica en el inciso 3.4.6 de la "Guía de Diseño de Refuerzo ante Sismo", calculándose considerando los extremos del elemento contraventeado como apoyo articulado, despreciando el efecto que pudieran tener las placas de unión.

(iv) Cuando el marco confinante del sistema de contravientos incide únicamente en un solo lado de una columna de concreto reforzado de la estructura existente, en el caso de existir muros parapeto en el paño opuesto de la columna, este deberá desligarse de la misma, al menos en una altura de 40 cm.

(v) El espacio entre el elemento existente de concreto reforzado y el elemento metálico de refuerzo será del orden de 20 cm.

(vi) Las contratraves de cimentación ubicadas en la crujía a reforzar, con objeto de garantizar la efectividad del trabajo de los elementos de refuerzo, se incrementará la sección de la contratrabe y se encamisará abarcando hasta el nivel de piso del primer nivel.

(b) Cálculo de la resistencia de columnas

(i) Tercer nivel

La resistencia a flexión (Q_{MU}) y la resistencia a cortante (Q_{SU}), se modificarán considerando el efecto de la separación (de 40 cm de altura) entre muro parapeto y columna, así como los resultados del procedimiento de evaluación de comportamiento ante sismo. Determinándose finalmente de la siguiente manera.

$$Q_{ML} = 2 \times 23.05 / (1.2 + 0.4) = 28.8 \text{ t}, \quad Q_{SU} = 30.3 \text{ t (Columna a flexión)}$$

La resistencia a cortante directo (${}_pQ_C$), se calculará con base en la expresión (3 1.2) de la "Guía de diseño de reparación ante sismo". Sin embargo, la consideración del parámetro a dentro de la expresión, se hará como se indica en el inciso 3.4.5(1) de la misma guía.

- Valor de K_{min} con respecto a la llave de cortante ($a = 25 \text{ cm}$)

$$K_{min} = 0.34 / (0.52 + a / D) = 0.34 / (0.52 + 25 / 60) = 0.363$$

- Valor de K_{min} con respecto al ancla ($a = 5 \text{ cm}$)

$$K_{min} = 0.34 / (0.52 + 5 / 60) = 0.564$$

$$\tau_0 = 64.95 \text{ kg / cm}^2 \text{ (con base en el inciso 6.3(2))}$$

- Resistencia al cortante directo con respecto a la llave de cortante (${}_pQ_{CS}$)

$${}_pQ_{CS} = K_{min} \cdot \tau_0 \cdot b \cdot D = 0.363 \times 64.95 \times 37.5 \times 60 / 10^3 = 53.0 \text{ t}$$

- Resistencia al cortante directo con respecto al ancla (${}_pQ_{ca}$)

$${}_pQ_{ca} = 0.564 \times 64.95 \times 37.5 \times 60 / 10^3 = 82.4 \text{ t}$$

(ii) Segundo nivel

(Resistencia a flexión, resistencia a cortante)

$$Q_{MU} = 41.0 \text{ ton}, \quad Q_{SU} = 35.5 \text{ ton (columna de cortante)}$$

(Resistencia a cortante directo)

$$\tau_0 = 64.88 \text{ kg / cm}^2$$

- Resistencia al cortante directo con respecto a la llave de cortante (${}_pQ_{CS}$)

$${}_pQ_{CS} = 0.363 \times 64.88 \times 42.5 \times 60 / 10^3 = 60.1 \text{ ton}$$

- Resistencia al cortante directo con respecto al ancla (${}_pQ_{ca}$)

$${}_pQ_{ca} = 0.564 \times 64.88 \times 42.5 \times 60 / 10^3 = 93.3 \text{ ton}$$

(iii) Primer nivel

(Resistencia a flexión, resistencia a cortante)

$$Q_{MU} = 55.0 \text{ ton}, \quad Q_{su} = 40.5 \text{ ton (columna de cortante)}$$

(Resistencia a cortante directo)

$$\tau_0 = 72.97 \text{ kg / cm}^2$$

$$- {}_pQ_{CS} = 0.363 \times 72.97 \times 47.5 \times 60 / 10^3 = 75.5 \text{ ton}$$

$$- {}_pQ_{ca} = 0.564 \times 72.97 \times 47.5 \times 60 / 10^3 = 117.3 \text{ ton}$$

(c) Cálculo de la capacidad última del contraviento

El cálculo de la capacidad última del contraviento (${}_S Q_U$) se hará con base en la expresión (3.4.4) de la "Guía de Reparación ante Sismo". También, el material empleado para el contraviento, se considerará igual al determinado en el inciso 7.1 H-200 x 200 x 8 x 12.

(i) Cortante resistido por el contraviento en cada nivel (${}_B Q_U$)

Fuerza cortante de diseño: $Q_D = \tau_w \cdot t \cdot l_w = 27.5 \times 20 \times 450 / 10^3 = 247.5 \text{ ton}$

Fuerza cortante resistida por el contraviento: ${}_B Q_U = Q_D - (Q_{C1} + Q_{C2})$

Tercer nivel ${}_B Q_U = 247.5 - (2 \times 28.8) = 189.9 \text{ ton}$

Segundo nivel ${}_B Q_U = 247.5 - (2 \times 35.5) = 176.5 \text{ ton}$

Primer nivel ${}_B Q_U = 247.5 - (2 \times 40.5) = 166.5 \text{ ton}$

(ii) Características de la sección del contraviento

Area: $A_b = 63 \ 53 \text{ cm}^2$

Momento de inercia: $i_x = 8.62 \text{ cm}$
 $i_y = 5.02 \text{ cm}$

(iii) Capacidad última de los contravientos de cada nivel (${}_S Q_u$)

+ Tercer nivel

- Longitud de pandeo (con base en la figura inferior)

$l_{kx} = \sqrt{260^2 + (350 / 2)^2} = 313.4 \text{ cm}$

$l_{ky} = l_{kx} / 2 = 313.4 / 2 = 156.7 \text{ cm}$

