

AI-1 EXPLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN DE LA NORMA DE EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ANTE SISMO CON BASE EN UN EJEMPLO

En el presente Apéndice se muestra el procedimiento de aplicación de los niveles de evaluación primero, segundo y tercero de la norma con base en el ejemplo de un edificio cuyas características se muestran enseguida. La aplicación de los procedimientos de evaluación se hará con base en el texto de la norma y los comentarios que en ella se muestran; sin embargo, respecto a los índices de configuración estructural (S_D) y edad (T), dado que se trata de un ejemplo, se considerará que no existen problemas de torsión o irregularidades en planta y elevación. Para ambos índices se considerará un valor de 1.0.

1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

1.1 Configuración del edificio

La configuración estructural y distribución del refuerzo del edificio del ejemplo se muestran en las Figuras I.1.1 a I.1.3. El edificio tiene dos claros en la dirección X y tres en la dirección Y. Es una estructura de concreto reforzado de tres niveles que será usada como oficinas; se considerará para inspección el marco X₂.

1.2 Materiales

Los materiales empleados en el edificio de ejemplo son como se indican :

Acero	: Refuerzo longitudinal de columnas y trabes	SR24
	Refuerzo lateral	idem
	Refuerzo del muro y losa	idem

Concreto : Resistencia a la compresión $F_c = 150 \text{ kg/cm}^2$

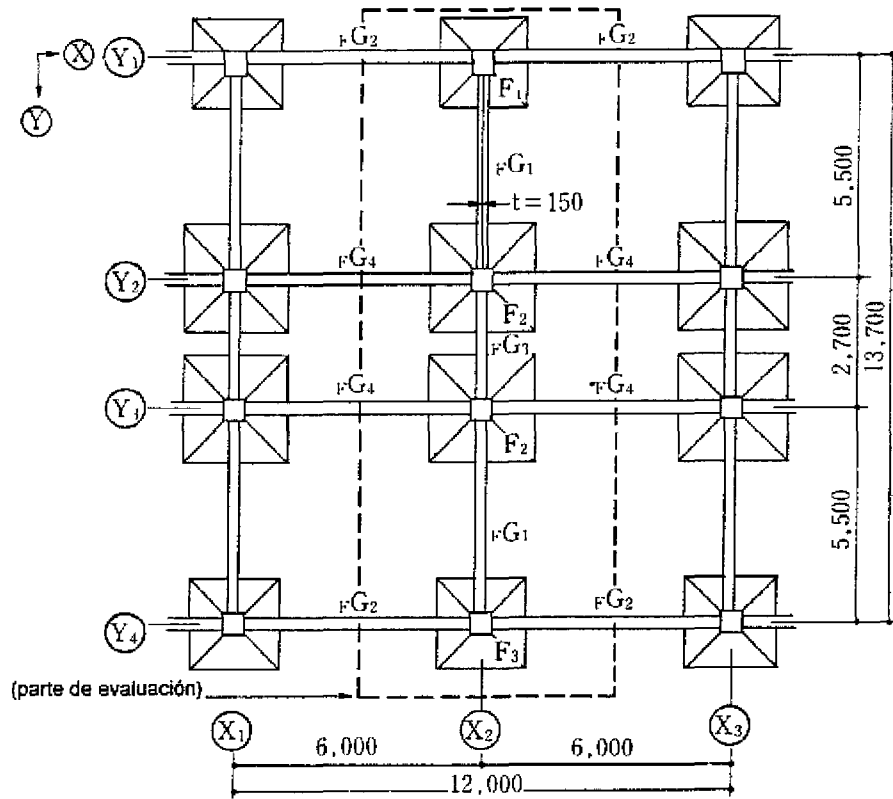


Figura Apéndice I.1.1(a) Planta de cimentación

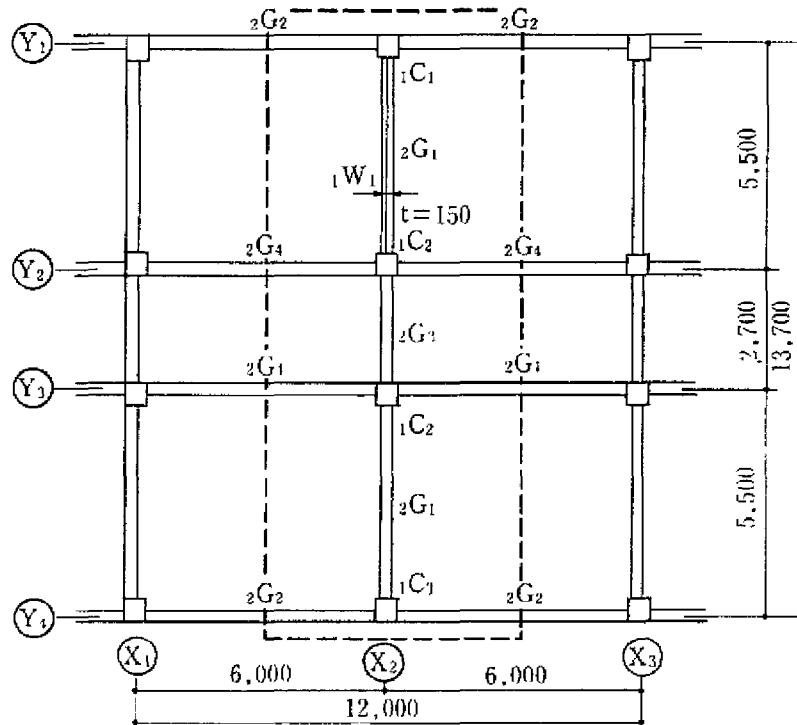


Figura Apéndice I.1.1(b) Planta del primer piso

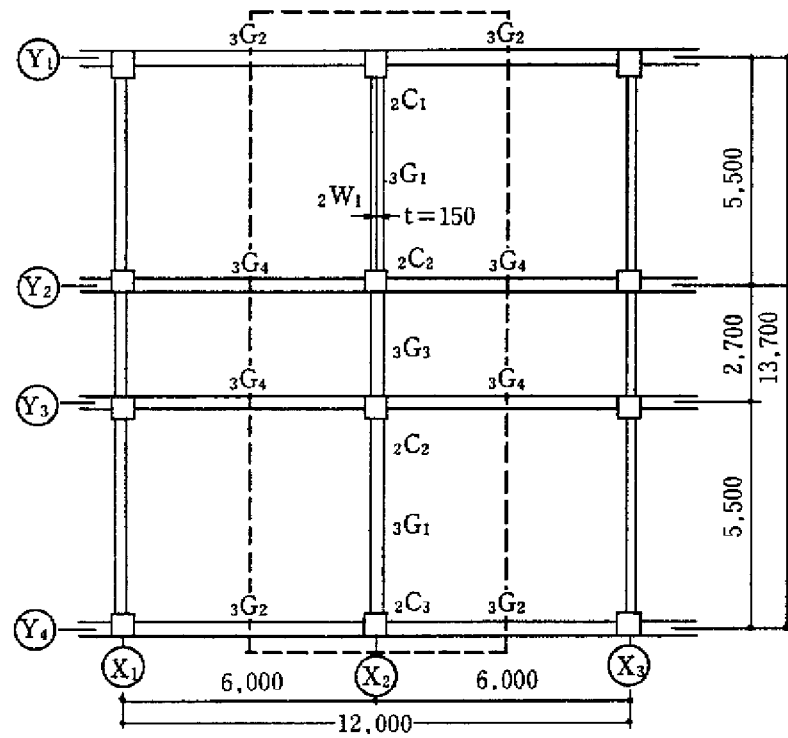


Figura Apéndice I.1.1(c) Planta del segundo piso

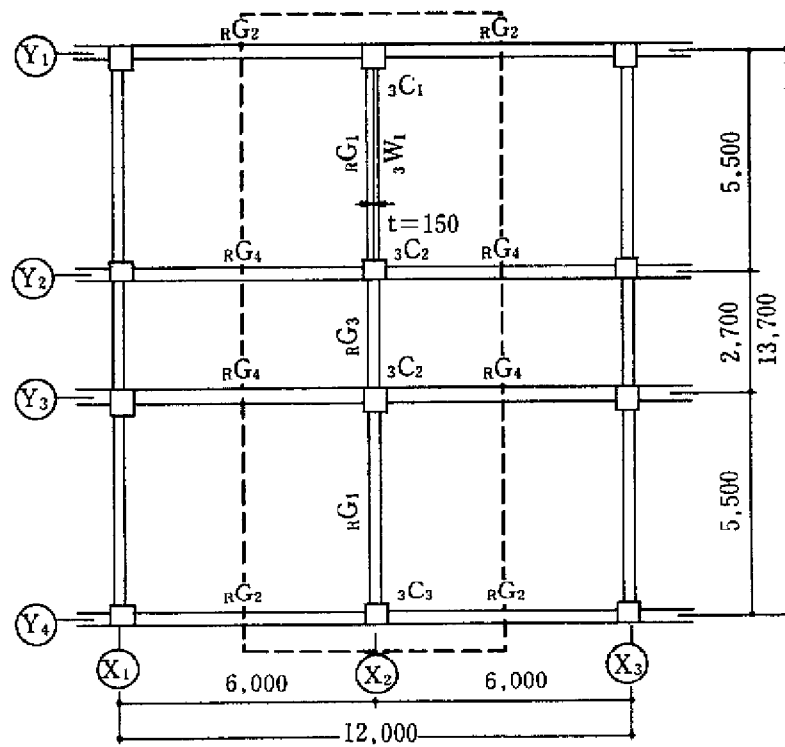


Figura Apéndice I.1.1(d) Planta de la azotea

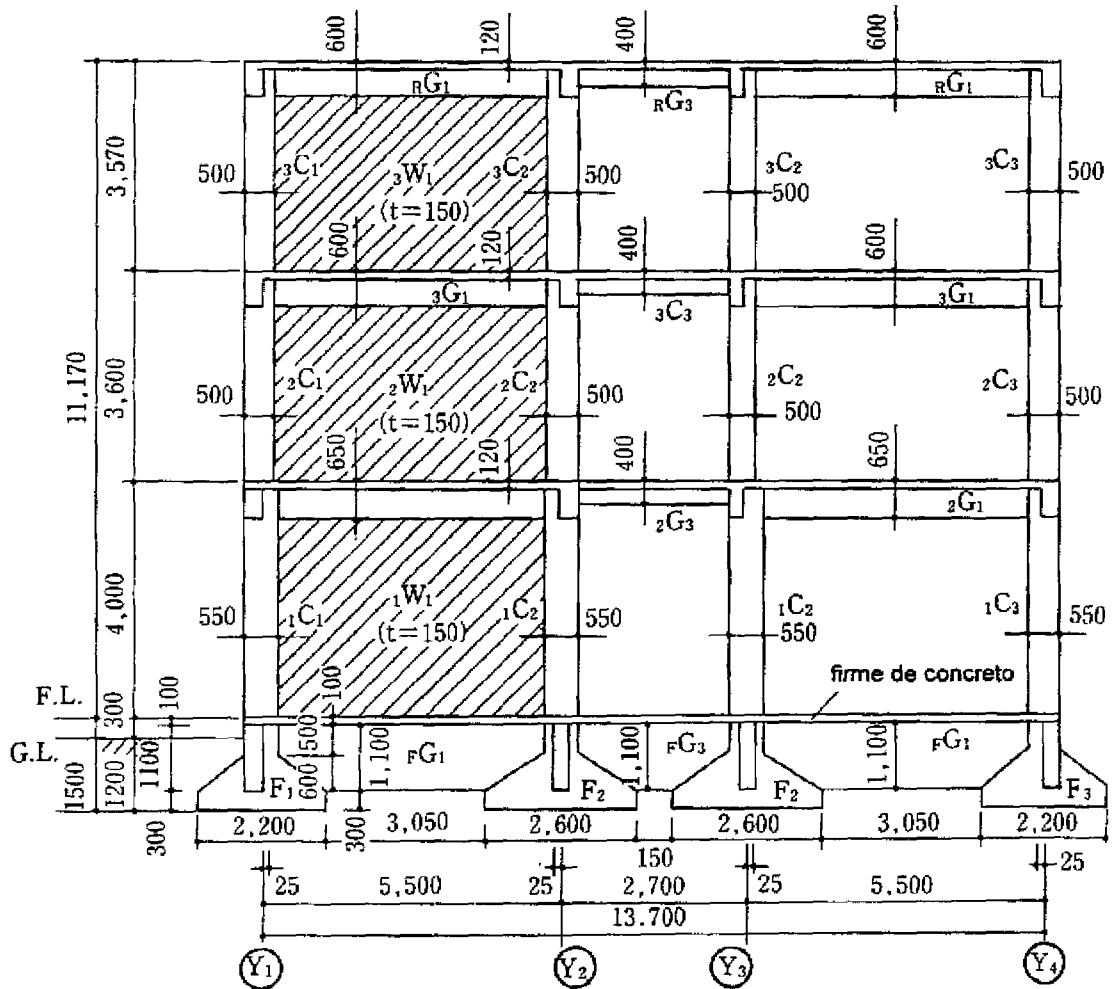
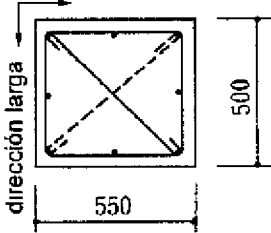
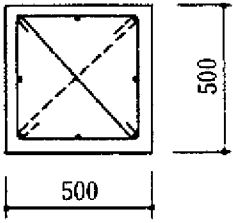
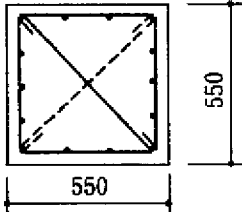


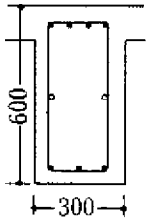
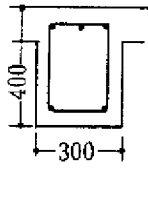
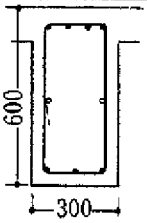
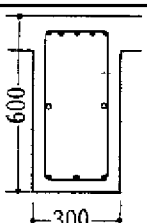
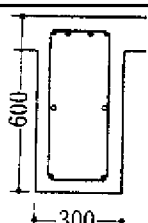
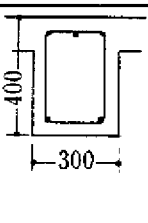
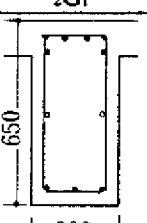
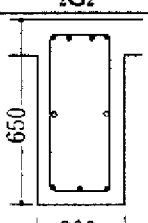
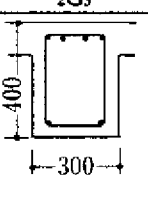
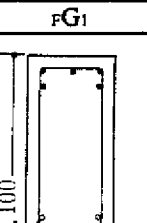
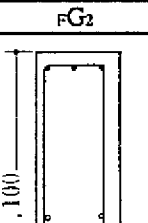
Figura Apéndice I.1.2 Sección del marco X_2 elegido para la revisión

Nivel	3C _{1,2}	3C ₃
Nivel 3		
Barras longitudinales	8-19 ϕ	8-19 ϕ
	3C _{1,2}	2C ₃
Nivel 2	igual que la columna del nivel 3	igual que la columna del nivel 3
Barras longitudinales		
	1C _{1,3}	
Nivel 1		igual que la columna izquierda
Barras longitudinales	14-19 ϕ	

Nota 1) Todos los estribos principales: 9 ϕ @200 todos los estribos secundarios: 9 ϕ @400
 2) Las columnas son de sección uniforme

Figura Apéndice I.1.3(a) Lista de columnas

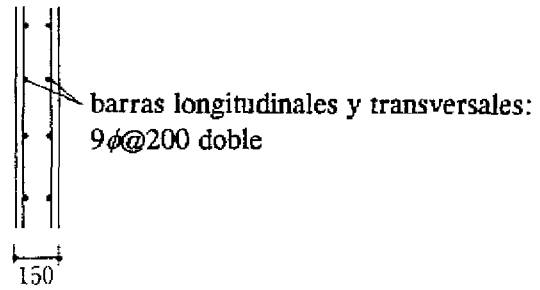
(i) Lista de secciones extremos de trabes

	R _{G1}	R _{G2}	R _{G3}	R _{G4}
Azotea		igual que R _{G1}		
Barras de lecho superior	4-19 ϕ		3-19 ϕ	4-19 ϕ
Barras de lecho inferior	3-19 ϕ		2-19 ϕ	3-19 ϕ
	3 _{G1}	3 _{G2}	3 _{G3}	3 _{G4}
Nivel 3				igual que 3 _{G1}
Barras de lecho superior	5-19 ϕ	4-19 ϕ	3-19 ϕ	
Barras de lecho inferior	3-19 ϕ	2-19 ϕ	2-19 ϕ	
	2 _{G1}	2 _{G2}	2 _{G3}	2 _{G4}
Nivel 2				igual que 2 _{G1}
Barras de lecho superior	6-19 ϕ	4-19 ϕ	4-19 ϕ	
Barras de lecho inferior	3-19 ϕ	3-19 ϕ	2-19 ϕ	
	F _{G1}	F _{G2}	F _{G3}	F _{G4}
Cimentación			igual que F _{G2}	igual que F _{G2}
Barras de lecho superior	5-19 ϕ	3-19 ϕ		
Barras de lecho inferior	5-19 ϕ	3-19 ϕ		

Nota) todos los estribos: 9 ϕ @200

todas las barras del lecho central: 2-13 ϕ

Figura Apéndice I.3.3(b) Lista de trabes y muros

(ii) Lista de secciones de muros**1.3 Peso del edificio y carga axial en columnas**

El peso del edificio se calculó considerando 1.2 t/m^2 como peso por unidad de superficie del sistema de piso. La carga axial que soportan las columnas se determinó con base en el área tributaria de las mismas multiplicada por el peso por unidad de superficie del sistema de piso, definiéndose como W .

2. PROCEDIMIENTO DE PRIMER NIVEL

2.1 Índice básico de las características de resistencia de la estructura (E_o)

(I) Cálculo preliminar

(a) Superficie del sistema de piso (ΣA_f)

$$\begin{aligned} 3F: \Sigma A_f &= 1 \times 6 \text{ m} \times 13.7 \text{ m} = 82.2 \text{ m}^2 \\ 2F: &= 2 \times 6 \text{ m} \times 13.7 \text{ m} = 164.4 \text{ m}^2 \\ 1F: &= 3 \times 6 \text{ m} \times 13.7 \text{ m} = 246.6 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

(b) Peso del edificio (ΣW)

Se calcula multiplicando la superficie por el peso por unidad de superficie $w=1.2$ t/m².

$$\begin{aligned} 3F: \Sigma W &= 82.2 \text{ m}^2 \times 1.2 \text{ t/m}^2 = 98.6 \text{ t} \\ 2F: &= 164.4 \text{ m}^2 \times 1.2 \text{ t/m}^2 = 197.3 \text{ t} \\ 1F: &= 246.6 \text{ m}^2 \times 1.2 \text{ t/m}^2 = 295.9 \text{ t} \end{aligned}$$

(II) Clasificación de los elementos verticales y determinación del índice de ductilidad (F)

La clasificación de los elementos verticales se hace conforme a la Tabla 1 de la norma, y la determinación del índice de ductilidad se hace conforme a la Tabla 8 de la misma norma.

Tabla Apéndice I.1.1 Clasificación de los elementos verticales e índice F

Hilera Nivel		(Y ₁ - Y ₂)	(Y ₃)	(Y ₄)
Nivel 3	signo	₃ W ₁	₃ C ₂	₃ C ₃
	clasificación	muro	columna	columna
	h _o / D*	—	5.94	5.94
	F	1.0	1.0	1.0
Nivel 2	signo	₂ W ₁	₂ W ₁	₂ C ₃
	clasificación	muro	columna	columna
	h _o / D*	—	6.0	6.0
	F	1.0	1.0	1.0
Nivel 1	signo	₁ W ₁	₁ C ₂	₁ C ₃
	clasificación	muro	columna	columna
	h _o / D*	—	6.09	6.09
	F	1.0	1.0	1.0

*h_o = dimensión interior de la columna, D = altura de columna

Todas las columnas guardan una relación $h_o / D > 2$, por lo que en este edificio no se tienen columnas cortas características de comportamiento frágil.

(III) Cálculo del índice de resistencia (C).

El índice C para los elementos verticales se determina con base en las expresiones (7) y (8) de la norma.

Tabla Apéndice I.1.2 Índice de resistencia de C de elementos verticales

Nivel	$\sum A_f$ (m ²)	A_c (cm ²)	a_c (cm ² /m ²)	C_c	A_{w1} (cm ²)	a_{w1} (cm ² /m ²)	C_w
3	82.2	5,250	63.9	0.40	8,250	100.4	1.88
2	164.4	5,250	31.9	0.20	8,250	50.2	1.94
1	246.6	6,050	24.5	0.15	8,250	33.5	0.62

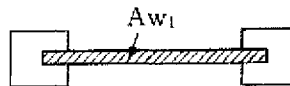
Los valores que se presentan en la Tabla se determinaron como se indica enseguida.

(a) A_c , A_{w1}

Tercer piso:

$$A_c = 55 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} + 50 \times 50 = 5250 \text{ cm}^2$$

$$A_{w1} = 550 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} = 8250 \text{ cm}^2$$



Para los pisos uno y dos, los valores se calculan de manera similar.

(b) a_c , a_{w1}

$$a_c = A_c / \sum A_f, \quad a_{w1} = A_{w1} / \sum A_f$$

(c) C_c , C_w

$$C_c = a_c \times \tau_c / W \quad C_w = a_{w1} \times \tau_{w1} / W$$

Donde, para $h/D < 6.0$ τ_c será igual a $10 \times F_c/200 = 7.5 \text{ kg/cm}^2$, para $h/D \geq 6.0$ τ_c será igual a $7 \times F_c/200 = 5.25 \text{ kg/cm}^2$,

También. τ_{w1} será igual a $30 \times F_c/200 = 22.5 \text{ kg/cm}^2$.

Tercer piso:

$$C_c = 63.9 \times 7.5 / 1200 = 0.40$$

$$C_w = 100.4 \times 22.5 / 1200 = 1.88$$

Para los pisos uno y dos, los valores se calculan de manera similar.

(IV) Cálculo del índice básico de características de resistencia de la estructura (E_o)

Debido a que este edificio no tiene columnas cortas susceptibles de falla frágil, el índice E_o se calculará conforme la expresión (2) de la norma.

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_w + \alpha_1 C_c) \times F_w \quad (2)$$

Considerando $\alpha_1 = 0.7$,

Tercer piso:

$$E_o = \frac{3+1}{3+3} (1.88 + 0.7 \times 0.40) \times 1.0 = 1.44$$

Para los pisos uno y dos, los valores se calculan de manera similar, obteniéndose,

Segundo piso: $E_o = 0.86$

Primer piso: $E_o = 0.73$

2.2 Índice de comportamiento ante sismo de la estructura (I_s)

El cálculo del índice I_s se hará conforme a la expresión (1) de la norma.

$$I_s = E_o \times S_D \times T \quad (1)$$

donde, S_D y T se considerarán para este ejemplo iguales a 1.0, por lo que el índice I_s adquiere el siguiente valor.

Tercer piso: $I_s = 1.44 \times 1.0 \times 1.0 = 1.44$

Segundo piso: $I_s = 0.86 \times 1.0 \times 1.0 = 0.86$

Primer piso: $I_s = 0.73 \times 1.0 \times 1.0 = 0.73$

3. PROCEDIMIENTO DE SEGUNDO NIVEL

3.1 Índice básico de las características de resistencia de la estructura (E_0)

(I) Cálculo preliminar

(a) Peso del edificio (ΣW)

Se consideran los mismos valores determinados para el procedimiento de primer nivel.

(b) Resistencia de los materiales

Acero (longitudinal, transversal y de muros) será SR24, con resistencia a la fluencia σ_1 igual a 3,000 kg/cm², como se indica en el capítulo 3.2.2(2)(ii) de la presente norma. El concreto tiene una resistencia a la compresión F_c igual a 150 kg/cm².

(c) Carga axial en las columnas

La carga axial en las columnas se determina multiplicando el área tributaria para cada columna y el peso unitario del sistema de piso ($w = 1.2 \text{ t/m}^2$).

Tabla Apéndice I.1.3 Carga axial en columnas (t)

Hilera Nivel	(Y ₁)	(Y ₂)	(Y ₃)	(Y ₄)
Nivel 3	₃ C ₁	₃ C ₂	₃ C ₂	₃ C ₃
	19.8* ¹ (7.2)* ²	29.5 (10.7)	29.5 (10.7)	19.8 (7.9)
Nivel 2	₂ C ₁	₂ C ₂	₂ C ₂	₂ C ₃
	39.6 (14.4)	59.0 (21.5)	59.0 (21.5)	39.6 (15.8)
Nivel 1	₁ C ₁	₁ C ₂	₁ C ₂	₁ C ₃
	59.4 (19.6)	88.5 (29.3)	88.5 (29.3)	59.4 (19.6)

*1 : $6 \times 5.5 / 2 \times 1.2 = 19.8 \text{ t}$

*2 : Los valores dentro del paréntesis son esfuerzos axiales en columnas en kg/cm²
 $19800 / (50 \times 55) = 7.2 \text{ kg/cm}^2$

(II) Cálculo del índice de resistencia (C)

(a) Capacidad máxima de flexión y cortante de la columnas.

La capacidad máxima a flexión de la columna M_u , y la capacidad máxima a cortante de la columna Q_{Mu} , se determinarán con base en las expresiones (10) y (16) de la norma.

$$M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (10)$$

$$Q_{Mu} = M_u / (h_0 / 2) \quad (16)$$

La expresión empleada para determinar M_u , expresión (10) de la norma, es válida para niveles de carga axial $0.4bDF_c \geq N > 0$. También, la expresión (16) empleada para determinar Q_{Mu} , se basa en la consideración de que los momentos últimos en los extremos del elemento son iguales.

Tercer piso:

Columna del eje (Y_3) ($3C_2$)

$$a_t = 3 \times 2.84 = 8.51 \text{ cm}^2 (3-19 \phi), \sigma_y = 3 \text{ t/cm}^2, D = 0.5 \text{ m}$$

$$N = 29.5 \text{ t}, \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} = 10.7 / 150 = 0.0713, \text{ por lo tanto}$$

$$M_u = 0.8 \times 8.51 \times 3.0 \times 0.5 + 0.5 \times 29.5 \times 0.5 (1 - 0.0713)$$

$$= 17.1 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Q_{Mu} = 17.1 / (2.97 / 2) = 11.5 \text{ t}$$

Columna del eje (Y_4) ($3C_3$)

$$a_t = 8.51 \text{ cm}^2, \sigma_y = 3 \text{ t/cm}^2, D = 0.5 \text{ m}, N = 19.8 \text{ t}$$

$$\frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} = 7.92 / 150 = 0.0528, \text{ por lo tanto}$$

$$M_u = 0.8 \times 8.51 \times 3.0 \times 0.5 + 0.5 \times 19.8 \times 0.5 (1 - 0.0528) = 14.9 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Q_{Mu} = 14.9 / (2.97 / 2) = 10.0 \text{ t}$$

Para las columnas de los niveles inferiores $2C_2, 2C_3, 1C_2, 1C_3$, se procede de manera similar.

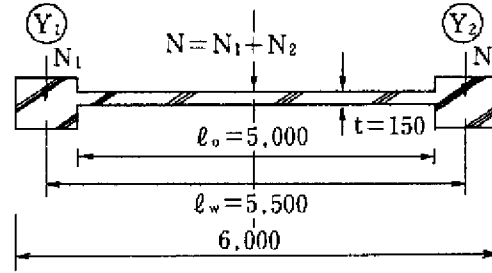
(b) Capacidad máxima de flexión y cortante de muros.

La capacidad máxima a flexión de los muros ${}_wM_u$, y la capacidad máxima a cortante de los muros ${}_wQ_{Mu}$, se determinarán con base en las expresiones (12) y (17) de la norma.

$${}_wM_u = a_t \cdot \sigma_y \cdot \ell_w + 0.5 \sum (a_w \cdot \sigma_{wy}) \cdot \ell_w + 0.5 \cdot N \cdot \ell_w \quad (12)$$

$$wQ_{Mu} = wM_u / (h_w / 2.0) \quad (17)$$

donde, h_w : es la altura libre del muro hasta el nivel inferior de losa. Sin embargo, para el último nivel se considerará dos veces este valor.



$$N : 3F ; 49.3 \text{ t}, \quad 2F ; 98.6 \text{ t}, \quad 1F ; 147.9 \text{ t}$$

$$a_t : 3F, 2F ; 22.68 \text{ cm}^2 (8-19\phi), \quad 1F ; 39.69 \text{ cm}^2 (14-19\phi)$$

$$a_w : \text{considerando } 9 \phi @ 200\text{mm}, 1.27 \times 500 / 20 = 31.75 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_y, \quad \sigma_{wy} : 3 \text{ t/cm}^2$$

$$h_w : 3F ; 3.57 \text{ m}, \quad 2F ; 7.17 \text{ m}, \quad 3F ; 11.17 \text{ m}, \text{ por lo tanto}$$

Tercer piso : ${}_3W_1$

$$\begin{aligned} wM_u &= 22.68 \times 3.0 \times 5.5 + 0.5 \times 31.75 \times 3.0 \times 5.5 + 0.5 \times 49.3 \times 5.5 \\ &= 5.5 (68.0 + 47.6 + 24.7) = 771.6 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$wQ_{Mu} = 771.6 / 3.57 = 216.1 \text{ t}$$

Segundo piso : ${}_2W_1$

$$\begin{aligned} wM_u &= 5.5 (22.68 \times 3.0 + 0.5 \times 31.75 \times 3 + 0.5 \times 98.6) \\ &= 5.5 (68.0 + 47.6 + 49.3) = 907.0 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$wQ_{Mu} = 907.0 / (7.17 / 2) = 253.0 \text{ t}$$

Para el primer piso ${}_1W_1$, se sigue un procedimiento similar.

(c) Capacidad última a cortante de las columnas

La capacidad última a cortante de las columnas se determinará con la expresión (13) de la norma.

$$Q_{Su} = \left(\frac{0.053 \cdot p_i^{0.23} (180 + F_c)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot s_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_o \right) b \cdot j \quad (13)$$

Tercer piso:

Columna del eje (Y₃) (3C₂)

$$p_i = 8.51 / (50 \times 55) \times 100 = 0.31\%, F_c = 150 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\frac{M}{Q \cdot d} = (h_o / d) \times \frac{1}{2} = (297 / 45) \times 1 / 2 = 6.6 / 2 = 3.3 \rightarrow 3.0,$$

$$p_w = a_w / (b \cdot x) = 1.27 / (55 \times 20) = 0.001154 (9 \phi @ 200),$$

$$s_{wy} = 3 \text{ t/cm}^2, \sigma_o = 10.7 \text{ kg/cm}^2, b = 0.55\text{m}, j = 0.8D = 0.8 \times 0.50$$

$$= 0.4\text{m}, \text{ por lo tanto}$$

$$Q_{Su} = \left\{ \frac{0.053 \times 0.31^{0.23} \times (180 + 150)}{3.0 + 0.12} + 2.7 \sqrt{0.001154 \times 3000} + 0.1 \times 10.7 \right\} \times 55 \times 40 \text{ kg}$$

$$= (5.61 \times 0.764 + 5.02 + 1.07) \times 2.2 = 22.8 \text{ t}$$

Columna del eje (Y₄) (3C₃)

$$p_i = 8.51 / (50 \times 50) \times 100 = 0.34\%, \frac{M}{Q \cdot d} = 3.0$$

$$p_w = 1.27 / (50 \times 20) = 0.00127 (9 \phi @ 200), \sigma_o = 7.9 \text{ kg/cm}^2, \text{ por lo tanto}$$

$$Q_{Su} = \left\{ \frac{0.053 \times 0.34^{0.23} \times 330}{3.12} + 2.7 \sqrt{0.00127 \times 3000} + 0.1 \times 7.9 \right\} \times 50 \times 40 \text{ kg}$$

$$= (5.61 \times 0.78 + 5.29 + 0.79) \times 2.0 = 20.9 \text{ t}$$

Para las columnas de los niveles inferiores 2C₂, 2C₃, 1C₂, 1C₃, se procede de manera similar.

(d) Capacidad última a cortante de muros

La capacidad última a cortante de los muros (wQ_{Su}) se determinará conforme a la expresión (13) que se presenta en el capítulo 3.2.2(2)(g) de la norma.

Tercer piso : $3W_1$

$$p_c = 100 \times a_t / (b_e \cdot \ell) = 100 \times 22.68 / (21.67 \times 600) = 0.175\% (8-19\phi),$$

$$b_e = (50 \times 55 \times 2 + 500 \times 15) / 600 = (5500 + 7500) / 600 = 21.67 \text{ cm},$$

$$p_w = 1.27 / (21.67 \times 20) = 0.00293,$$

$$\sigma_b = 49.3 \times 1000 / (21.67 \times 600) = 3.79 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\frac{M}{Q \cdot d} = \frac{wQ_u}{wQ_{Mu} \cdot d} = \frac{771.6}{216.1 \times 6} = 0.6 \rightarrow 1.0, \text{ por lo tanto}$$

$$Q_{Su} = \left\{ \frac{0.053 \times 0.174^{0.23} \times (180 + 150)}{1.0 + 0.12} + 2.7\sqrt{0.00293 \times 3000} + 0.1 \times 3.79 \right\}$$

$$\times 21.67 \times 550 = (15.62 \times 0.174^{0.23} + 8.00 + 0.38) \times 11.92 \times 10^3 = 224.4$$

Para los muros de los niveles inferiores, $2W_1$ (segundo piso) y $1W_1$ (primer piso), se procede de manera similar.

(e) Capacidad última a cortante de los elementos verticales y determinación del mecanismo de falla.

Con base en los resultados calculados en los incisos (a) a (d), y lo indicado en la Tabla 2 de la norma, se determina la capacidad última a cortante de los elementos verticales Q_u y la clasificación del mecanismo de falla, resultados que se presentan en la tabla siguiente.

Tabla 1.1.4 Fuerza cortante última en columnas y muros y mecanismo de falla

Hilera	Nivel	Signo	M_u	Q_{Mu}	Q_{Su}	Q_u	Mecanismo de falla	Q_{Su}/Q_u
Columnas en la hilera (Y ₃)	3	$3C_2$	(t.m) 17.1	(t) <u>11.5</u> *	(t) 22.8	(t) 11.5	Falla en columna por flexión	2.00
	2	$2C_2$	22.8	<u>15.2</u>	25.2	15.2		1.66
	1	$1C_2$	34.6	<u>20.6</u>	30.1	20.6		1.46
Columnas en la hilera (Y ₄)	3	$3C_3$	14.9	<u>10.0</u>	20.9	10.0	Falla en columna por flexión	2.10
	2	$2C_3$	19.1	<u>12.7</u>	22.5	12.7		1.77
	1	$1C_3$	29.2	<u>17.4</u>	27.7	17.4		1.60
Muros entre hileras (Y ₁) y (Y ₂)	3	$3W_1$	771.6	<u>216.1</u>	224.4	216.1	Falla en muro por cortante	1.04
	2	$2W_1$	907.0	253.0	229.1	229.1	Falla en muro por cortante	1.00
	1	$1W_1$	1306.9	<u>234.0</u>	254.6	234.0	Falla en muro por flexión	1.09

*: Los valores subrayados son del caso $Q_{Mu} \leq Q_{Su}$

(III) Cálculo del índice de ductilidad (F)

(a) Columna a flexión

La ductilidad última de una columna a flexión μ_0 se determinará con la expresión (22) de la norma (Tabla Apéndice I.1.5), donde, los valores reportados en los números ① a ⑤ dentro de la misma tabla, se calculan como se indica.

$$\textcircled{1} \mu_0 = 10 \left(\frac{Q_{su}}{Q_u} - 1 \right)$$

$$\textcircled{2} \tau_u = \frac{Q_u}{b \cdot j} \quad (\quad) \text{ dentro del paréntesis se indica la relación } \tau_u / F_c$$

③ k_1 = la separación del acero de refuerzo lateral será mayor que ocho veces el diámetro de las barras de refuerzo longitudinal ($200 > 8 \times 19 = 152$) $\rightarrow k_1 = 2.0$

$$\textcircled{4} k_2 = 30 \left(\frac{\tau_u}{F_c} - 0.1 \right) < 0 \rightarrow k_2 = 0.0$$

$$\textcircled{5} \mu = \mu_0 - k_1 - k_2$$

sin embargo, $1 \leq \mu \leq 5$

Tabla Apéndice I.1.5 μ y F de las columnas en flexión

Hilera	Nivel	Signo	b	D	j (0.8D)	$\frac{Q_{su}}{Q_u}$	μ_0 ①	τ_u ②	k_1 ③	k_2 ④	μ ⑤	F
Y ₃	3	₃ C ₂	55 ^(cm)	50 ^(cm)	40 ^(cm)	2.00	10.0	5.22 (0.035)	2.0	0	8.0 ↓ 5.0	3.2
	2	₂ C ₂	"	"	"	1.66	6.6	6.91 (0.046)	"	0	4.6	3.1
	1	₁ C ₂	"	55	44	1.46	4.6	8.51 (0.057)	"	0	2.6	2.4
Y ₄	3	₃ C ₃	50	50	40	2.10	11.0	5.00 (0.033)	"	0	9.0 ↓ 5.0	3.2
	2	₂ C ₃	"	"	"	1.77	7.7	6.35 (0.042)	"	0	5.7 ↓ 5.0	3.2
	1	₁ C ₃	55	55	44	1.60	6.0	7.19 (0.048)	"	0	4.0	2.9

Considerando este valor de μ , el valor del índice F para una columna en flexión

$$F = \frac{1}{0.75(1+0.05\mu)} \sqrt{2\mu-1} \quad (20)$$

$$3C_2: F = 3.2$$

$$2C_2: F = 3.1$$

$$1C_2: F = 2.4$$

Respecto a las columnas inferiores $3C_3$, $2C_3$ y $1C_3$, se calculan con un procedimiento similar.

A continuación se hará una revisión de las condiciones para que el índice F de las columnas a flexión sea igual a 1.0 (expresión (23) de la norma).

$$\textcircled{1} \frac{N_s}{b \cdot D \cdot F_c} : 0.4b \cdot D \cdot F_c = 0.4 \times 55 \times 55 \times 150 = 181.5 \text{ t}$$

Con respecto a esto, aún la columna con mayor nivel de carga axial de largo plazo ($1C_2$) presenta un valor de carga axial $N=88.5 \text{ t}$, por lo que aún considerando un incremento de carga axial por efecto de fuerzas laterales, la carga axial durante la incidencia de un sismo (N_s) puede pensarse que resultará menor o igual a $0.4b \cdot D \cdot F_c$.

$$\textcircled{2} \frac{\tau_u}{F_c} : \text{conforme a la Tabla Apéndice I.1.5, aún para la columna con el mayor valor}$$

$$1C_2, \text{ el valor de } \frac{\tau_u}{F_c} = 0.057 < 0.2.$$

$$\textcircled{3} p_t: (p_t)_{\max} = 0.374\% < 1.0\% \quad (\text{columna del primer nivel})$$

$$\textcircled{4} \frac{h_o}{D} : \left(\frac{h_o}{D}\right)_{\min} = 5.94 > 2.0 \quad (\text{columna del tercer nivel})$$

Por lo tanto, el valor del índice F para la columna en flexión, podrá considerarse igual al valor calculado por la expresión (20). Ese valor se muestra dentro de la Tabla Apéndice I.1.5.

(b) Muros

Los índices para un muro en flexión se calcularán con la expresión (21) de la norma.

$$\text{Cuando } wQ_{su} / wQ_u \leq 1.2: F = 1.0$$

$$\text{Cuando } wQ_{su} / wQ_u > 1.3: F = 2.0 \quad (21)$$

Sin embargo, se podrá interpolar linealmente para valores intermedios (consultar Figura Apéndice I.1.4).

Para el edificio en estudio, debido a que no presenta columnas de comportamiento frágil ($h_o/D \leq 2$, o bien que presente falla por cortante antes de la aparición de la fluencia por flexión), así como elementos estructurales de segundo orden, el valor del índice E_o se considerará como el mayor de los valores calculados con las expresiones (4) y (5) de la norma que se presenta en el capítulo 3.2.1(2) (i) de la misma.

① Cuando se usa la expresión (4) de la norma

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2} = \frac{n+1}{n+i} \sqrt{(C_1 \cdot F_1)^2 + (C_2 \cdot F_2)^2 + (C_3 \cdot F_3)^2} \quad (4)$$

Tercer piso:

$$E_o = \frac{3+1}{3+3} \sqrt{(2.19 \times 1.0)^2 + (0.22 \times 3.2)^2} = 1.53$$

Para los pisos inferiores se determina el valor de E_o de la misma manera.

② Cuando se usa la expresión (5) de la norma

$$E_o = \frac{n+1}{n+1} (C_1 + \alpha_2 \cdot C_2 + \alpha_3 \cdot C_3) \times F_1 \quad (5)$$

Para el presente ejemplo, los muros se clasifican en el primer grupo, y las columnas a flexión en los grupos 2 y 3, por lo que de las Tablas 3 y 4 de la norma, se considera que los coeficientes $\alpha_2 = \alpha_3 = 0.7$.

Tercer piso :

$$E_o = \frac{4}{6} (2.19 + 0.7 \times 0.22) = 1.56$$

Para los pisos inferiores se considera un procedimiento similar de cálculo.

Los valores calculados del índice E_o , así como el mayor de ellos se presenta en las columnas del extremo derecho de la Tabla Apéndice I.1.6.

Con base en la Tabla 6, en la Figura Apéndice I.1.5 se grafican las relaciones entre los índices F y C para los niveles 1, 2 y 3 del edificio.

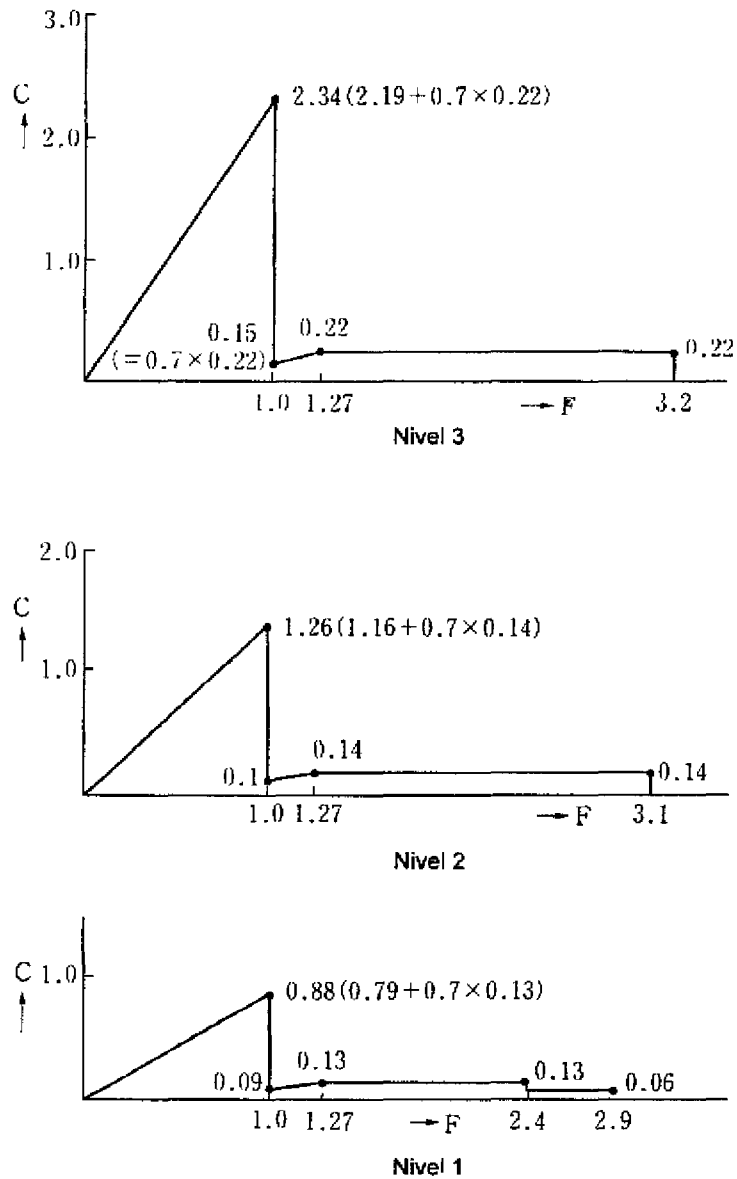


Figura Apéndice I.1.5 Relación C-F de cada nivel

3.2 Índice de comportamiento ante sismo de la estructura (I_s)

De manera similar a lo considerado para el procedimiento de primer nivel, se supone que $S_D = T = 1.0$, y se calcula el valor del índice I_s conforme a la expresión (1).

$$\text{Tercer piso : } I_s = 1.56 \times 1.0 \times 1.0 = 1.56$$

$$\text{Segundo piso : } I_s = 1.01 \times 1.0 \times 1.0 = 1.01$$

$$\text{Primer piso : } I_s = 0.88 \times 1.0 \times 1.0 = 0.88$$

4. PROCEDIMIENTO DE TERCER NIVEL

4.1 Índice básico de las características de resistencia de la estructura (E_o)

(I) Cálculo preliminar

(a) Peso del edificio y altura de entrepisos

Para el peso del edificio se debe considerar el mismo valor que para los procedimientos de segundo y primer nivel.

La altura de entrepiso para el procedimiento de tercer nivel, se considerará como la altura de entrepiso mostrada en la Figura Apéndice I.1.6 (separación entre ejes de las vigas de cada nivel). También, cuando se presente rotación en la base de muros estructurales se deberá considerar el centro de rotación para definir la altura del primer entrepiso. Finalmente, la separación entre columnas se determinará como la distancia a ejes entre las mismas.

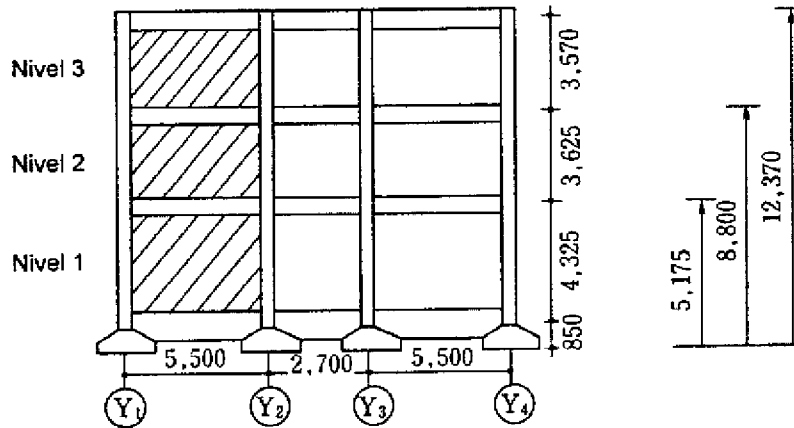


Figura Apéndice I.1.6 Altura de entrepiso

(b) Resistencia de los materiales

La resistencia de los materiales, acero y concreto, se considerará igual a la usada para el procedimiento de segundo nivel.

(II) Cálculo del índice de resistencia (C) y del índice de ductilidad (F).

En el procedimiento de tercer nivel, el valor de los índices diferirá dependiendo de la dirección de incidencia del sismo en el edificio (consultar la Tabla Apéndice I.1.7). Por lo tanto, generalmente se deberá realizar el cálculo para ambas direcciones; sin embargo, dado que la finalidad de este ejemplo es la explicación del procedimiento de empleo de la norma de evaluación, se simplificará considerando una sola dirección de incidencia de sismo en el edificio. También, se ignorarán los momentos en vigas producto de cargas de largo plazo.

(a) Cálculo de la resistencia de columnas y muros

La resistencia de columnas y muros se calculan de manera similar al procedimiento de segundo nivel (Tabla Apéndice I.1.4). También, se considera que no habrá diferencia para ambas direcciones de carga.

(b) Cálculo de la resistencia de las traves

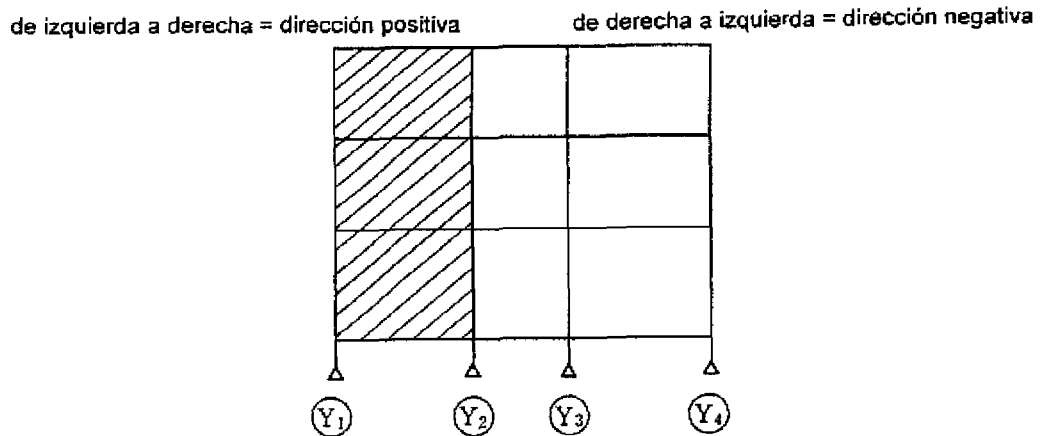


Figura Apéndice I.1.7 Dirección de la fuerza sísmica

① Resistencia a flexión

La resistencia a flexión de traves M_u se calculará conforme a la expresión (19) de la norma.

$$M_u = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d \tag{19}$$

a_{G1} (losa de azotea):

Cuando el acero de lecho superior está en tensión

El ancho efectivo de contribución de losa se determina conforme a lo indicado en el Reglamento para Estructuras de Concreto Reforzado del Instituto de Arquitectos del Japón. Se tomará como 0.55 m a cada lado de la losa.

El refuerzo de la losa es de dos de $9\phi @ 300\text{mm}$ (consideración que se mantiene para todas las losas del edificio). El número de barras de refuerzo de losa a considerar dentro del ancho de la misma será $(0.55 \times 2) / 0.3 \times 2 = 7.33$ barras, por lo que el área de acero de refuerzo longitudinal en el lecho superior será:

$$a_t = 11.34 (4 - 19\phi) + 7.33 \times 0.64 = 16.03 \text{ cm}^2, \text{ por lo tanto,}$$

$$M_u = 0.9 \times 16.03 \times 3.0 \times 0.55 = 23.8 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cuando el acero de lecho inferior está en tensión

$$M_u = 0.9 \times 8.51 (3 - 19\phi) \times 3.0 \times 0.55 = 12.6 \text{ t}\cdot\text{m}$$

rG_3 (losa de azotea)

Cuando el acero de lecho superior está en tensión

$$b_a = 0.27\text{m}$$

$$\alpha_t = 8.51(3 - 19\phi) + 3.60 \times 0.64 = 10.81\text{cm}^2, \text{ por lo tanto}$$

$$M_u = 0.9 \times 10.81 \times 3.0 \times 0.35 = 10.2 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cuando el acero de lecho inferior está en tensión

$$M_u = 0.9 \times 5.67 (2 - 19\phi) \times 3.0 \times 0.35 = 5.4 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Con respecto a las traveses rG_1 , rG_3 , rG_1 , rG_3 , rG_1 , rG_3 , el procedimiento de cálculo es exactamente el mismo que el presentado para los dos casos anteriores. Es preciso mencionar que se ignora el efecto del acero de refuerzo por temperatura en el alma (13ϕ). También, con respecto a rG_1 y rG_3 , se consideró el peralte efectivo (d) igual a $d = D - 7\text{cm} = 1.03 \text{ m}$

② Capacidad última a cortante

La capacidad última a cortante de las traveses Q_{su} , se calculará conforme la expresión (13) del capítulo 3.2.2(3)(ii) del cuerpo de la norma, en la que se considera $\omega = 0.0$.

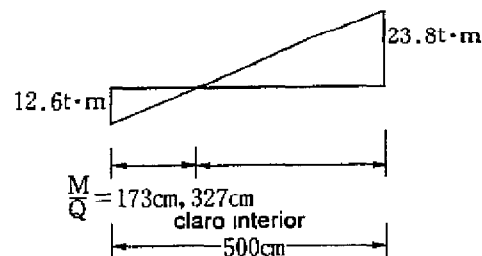
rG_1 (losa de azotea):

Cuando el acero de lecho superior está en tensión

$$p_t = \frac{11.34}{30 \times 55} \times 100 = 0.69\%$$

$$F_c = 150 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\frac{M}{Q \cdot d} = \frac{327}{55} = 5.95 > 3.0 \rightarrow \frac{M}{Q \cdot d} = 3.0,$$



$$p_w = 1.27 / (20 \times 30) = 0.0021 (9\phi @ 200), j = 0.8D = 0.8 \times 60 = 48 \text{ cm, por lo tanto}$$

$$Q_{Su} = \left\{ \frac{0.053 \times (0.69)^{0.23} \times (180 + 150)}{3.00 + 0.12} + 2.7\sqrt{0.0021 \times 3000} \right\} \times 30 \times 48 \text{ kg}$$

$$= (5.147 + 6.777) \times 30 \times 48$$

$$= 17.2 \times 10^3 = 17.2 \text{ t}$$

Quando el acero de lecho inferior está en tensión

$$p_t = \frac{8.51}{30 \times 55} \times 100 = 0.52\%,$$

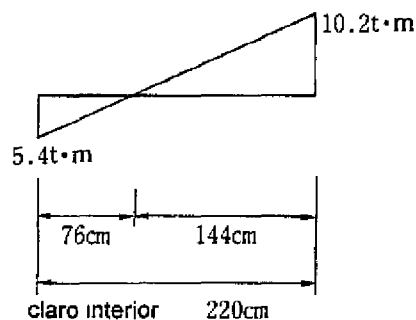
$$\frac{M}{Q \cdot d} = 173/55 = 3.15 > 3.0 \rightarrow \frac{M}{Q \cdot d} = 3.0, \text{ por lo tanto}$$

$$Q_{Su} = \left\{ \frac{0.053 \times (0.52)^{0.23} \times 330}{3.12} + 6.777 \right\} \times 30 \times 48 \text{ kg} = (4.823 + 6.777) \times 30 \times 48$$

$$= 16.7 \times 10^3 = 16.7 \text{ t}$$

R_{G3} (losa de azotea):

Quando el acero de lecho superior está en tensión



$$p_t = \frac{8.51}{30 \times 35} \times 100 = 0.81\%,$$

$$p_w = \frac{1.27}{20 \times 30} = 0.0021,$$

$$\frac{M}{Q \cdot d} = \frac{144}{35} = 4.11 > 3.0, j = 0.8D = 0.8 \times 40 = 32 \text{ cm, por lo tanto}$$

$$Q_{Su} = \left\{ \frac{0.53 \times (0.81)^{0.21} \times 330}{3.12} + 6.777 \right\} 30 \times 32 \text{ kg} = (5.341 + 6.777) \times 30 \times 32$$

$$= 11.6 \times 10^3 = 11.6 \text{ t}$$

Quando el acero de lecho inferior está en tensión

$$p_t = \frac{5.67}{30 \times 35} \times 100 = 0.54\%$$

$$\frac{M}{Q \cdot d} = \frac{76}{35} = 2.17 \text{ por lo tanto,}$$

$$Q_{Su} = \left\{ \frac{0.053 \times (0.54)^{0.23} \times 330}{2.29} + 6.777 \right\} \times 30 \times 32 \text{ kg} = (6.628 + 6.777) \times 30 \times 32$$

$$= 12.9 \times 10^3 = 12.9 \text{ t}$$

Para las traveses 3G_1 , 3G_3 , 2G_1 , 2G_3 , 1G_1 , 1G_3 , el procedimiento de cálculo es exactamente el mismo que el presentado para los dos casos anteriores.

Para los casos 1G_1 y 1G_2 , se ignora el efecto de la cimentación y se considera como claro libre la distancia entre las columnas de los marcos.

La resistencia de las traveses determinada como se indicó, se presenta en la Tabla Apéndice I.1.7.

(c) Cálculo de la resistencia al cortante y del índice de ductilidad de las columnas

① Mecanismo de falla en columnas y momento último de nudos

El mecanismo de falla de las columnas, como se indica en la Tabla Apéndice I 1.4, en todos los casos es una falla predominantemente de flexión. Los momentos de nudo (en el estado último) de las columnas se calcula con base en la Tabla Apéndice I.1.4, considerando que se presenta la fluencia en los extremos de las vigas que llegan a cada columna en estudio.

Momento de nudo de la columna 3C_2 :

$$\text{Parte superior de la columna} \quad 17.1 + 0.3 \times 11.5 = 20.6 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Considerando como zona rígida 0.3 veces la distancia entre el centro del nudo y el paño de trabe

$$\text{Parte inferior de la columna} \quad 17.1 + 0.3 \times 11.5 = 20.6 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Momento de nudo de la columna 3C3:

Parte superior de la columna $14.9 + 0.3 \times 10.0 = 17.9 \text{ t-m}$

Parte inferior de la columna $14.9 + 0.3 \times 10.0 = 17.9 \text{ t-m}$

Para las columnas 2C2, 2C3, 1C2 y 1C3, se procede de manera similar; todos los resultados se presentan en la Tabla Apéndice I.1.8.

② Mecanismo de falla en trabes y momento último de nudos

Con base en la Tabla Apéndice I.1.7, se determina el mecanismo de falla de las trabes mediante la comparación entre la fuerza cortante asociada al mecanismo de falla por flexión en ambos extremos de las trabes (Q_{Mu}) con la capacidad última de cortante de la misma (Q_{Su}). Así se determina finalmente los momentos últimos de nudo. En este caso se está despreciando el efecto de las cargas de largo plazo en las trabes.

Tabla Apéndice I.1.7 Resistencia de las trabes

Nivel	Signo	M_u	Q_{Su}
R	rG1	23.8	(17.2)
		12.6	16.7
	rG3	10.2	11.6
		5.4	(12.9)
3	3G1	28.0	(17.6)
		12.6	17.1
	3G3	10.2	11.6
		5.4	(12.8)
2	2G1	35.2	19.2
		13.8	(20.0)
	2G3	12.9	12.0
		5.4	(13.0)
F	rG1	39.4	36.4
		39.4	36.4
	rG3	23.7	51.0
		23.7	51.0

*1: El valor superior es la resistencia en el caso del momento negativo el valor inferior es la resistencia en el caso del momento positivo

*2: Se toma la resistencia mínima de la trabe. Se indica la resistencia máxima con paréntesis.

Tabla Apéndice I.1.8 Momento último en nudos de columnas

Nivel	Signo	(t-m)	
		Extremo Superior	Extremo Inferior
3	3C2	20.6	20.6
	3C3	7.9	17.9
2	2C2	27.4	27.8
	2C3	22.9	23.2
1	1C2	41.3	48.0
	1C3	34.9	40.5

R_{G1} (losa de azotea):

$Q_{Mu} = \frac{23.8 + 12.6}{5.0} = 7.3 \text{ t} < 16.7 \text{ t} = Q_{Su}$, por lo tanto, el mecanismo de falla es predominantemente de flexión.

Los momentos de nudo para este caso son:

$$23.8 + 0.25 \times 7.3 = 25.6 \text{ t-m (lecho superior en tensión)}$$

$$12.6 + 0.25 \times 7.3 = 14.4 \text{ t-m (lecho inferior en tensión)}$$

R_{G3} (losa de azotea):

$Q_{Mu} = \frac{10.2 + 5.4}{2.2} = 7.1 \text{ t} < 11.6 \text{ t} = Q_{Su}$, por lo tanto, el mecanismo de falla es predominantemente de flexión.

Los momentos del nudo para este caso son,

$$10.2 + 0.25 \times 7.1 = 12.0 \text{ t-m}$$

$$5.4 + 0.25 \times 7.1 = 7.2$$

Para las otras travesas $3G1$, $3G3$, $2G1$, $2G3$, $1G1$ y $1G3$, el método de cálculo es similar; los resultados se presentan en la Tabla Apéndice I.1.9.

Tabla Apéndice I.1.9 Mecanismo de falla y momento último en nudos de traves

Nivel	Signo	Q _{Mu}	Comparación	Q _{Su}	Mecanismo de falla	Momento en Nudos	
						Momento negativo	Momento positivo
R	R _{G1}	7.3 ^(b)	<	16.7 ^(b)	flexión	25.6 ^{t_m}	14.4 ^{t_m}
	R _{G3}	7.1	<	11.6		12.0	7.2
3	3 _{G1}	8.1	<	17.1	"	30.0	14.6
	3 _{G3}	7.1	<	11.6		12.0	7.1
2	2 _{G1}	10.0	<	19.2	"	37.9	16.5
	2 _{G3}	8.3	<	12.0		15.2	7.7
F	F _{G1}	16.1	<	36.4	"	43.8	43.8
	F _{G3}	21.5	<	51.0		29.6	29.6

③ Mecanismo de falla de los nudos

Los momentos últimos de nudo para traves y columnas, cuando la aplicación de carga lateral en el edificio es en sentido positivo, se presentan en la Figura Apéndice I.1.8.

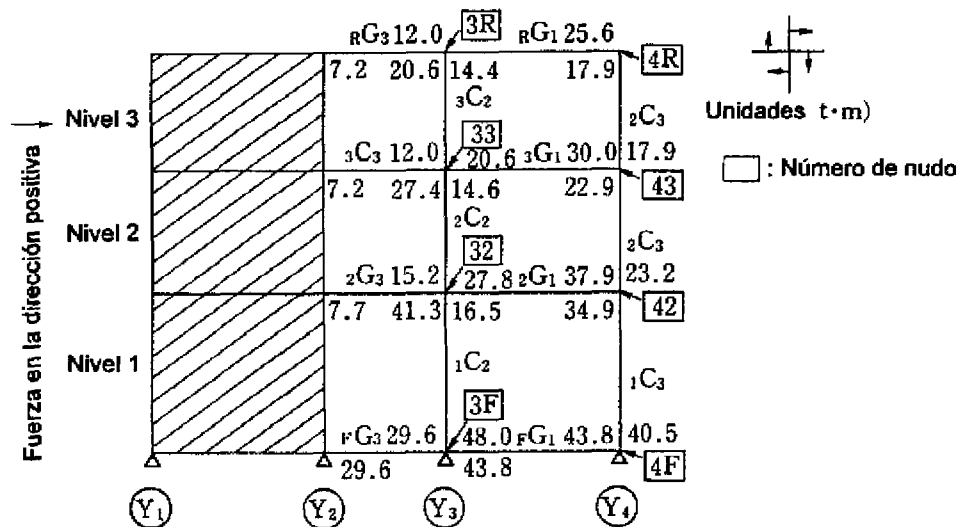


Figura Apéndice I.1.8 Momento último en nudos de columnas y traves

Con base en los resultados presentados para cada nudo de la Figura Apéndice I.1.8, se obtendrá la sumatoria de momentos de nudo en columnas y la sumatoria de momentos de nudo en traves, la comparación entre estas sumatorias contribuirá a determinar el mecanismo de falla del nudo.

[3R] Nudo:

Sumatoria de momentos de nudo en columna	20.6 t-m
Sumatoria de momentos de nudo en trabes	$12.0 + 14.4 = 26.4$ t-m

$20.6 < 26.4$, por lo tanto la falla será en la columna.

[4R] Nudo:

Sumatoria de momentos de nudo en columna	17.9 t-m
Sumatoria de momentos de nudo en trabes	25.6 t-m

$17.9 < 25.6$, por lo tanto la falla será en la columna.

[33] Nudo:

Sumatoria de momentos de nudo en columna	$20.6 + 27.4 = 48.0$ t-m
Sumatoria de momentos de nudo en trabes	$12.0 + 14.6 = 26.6$ t-m

$48.0 > 26.6$, por lo tanto la falla será en la trabe. En este caso el momento de nudo en columnas, se determinará como la mitad de la sumatoria de momentos de nudo en trabes siguiendo la indicación del capítulo 3.2.2(3)(iii) de la norma, quedando igual a $26.6/2 = 13.3$ t-m.

[43] Nudo:

Sumatoria de momentos de nudo en columna	$17.9 + 22.9 = 40.8$ t-m
Sumatoria de momentos de nudo en trabes	30.0 t-m

$40.8 > 30.0$, por lo tanto la falla será en la trabe. En este caso el momento de nudo en columnas será igual a $30.0/2 = 15.1$ t-m.

[32] Nudo:

Sumatoria de momentos de nudo en columna	$27.8 + 41.3 = 69.1$ t-m
Sumatoria de momentos de nudo en trabes	$15.2 + 16.5 = 31.7$ t-m

$69.1 > 31.7$, por lo tanto la falla será en la trabe. En este caso el momento de nudo en columnas será igual a $31.7/2 = 15.9$ t-m.

[42] Nudo:

Sumatoria de momentos de nudo en columna	$23.2 + 34.9 = 58.1$ t-m
Sumatoria de momentos de nudo en trabes	37.9 t-m

$58.1 > 37.9$, por lo tanto la falla será en la trabe. En este caso el momento de nudo en columnas será igual a $37.9/2 = 19.0$ t-m.

[3F] Nudo:

Sumatoria de momentos de nudo en columna	48.0 t-m
Sumatoria de momentos de nudo en trabes	$29.6 + 43.8 = 73.4$ t-m

$48.0 < 73.4$, por lo tanto la falla será en la columna.

[4F] Nudo:

Sumatoria de momentos de nudo en columna 40.5 t·m
 Sumatoria de momentos de nudo en traves 43.8 t·m
 40.5 < 43.8, por lo tanto la falla será en la columna.

En la Figura Apéndice I.1.9 se presentan los momentos de nudo en columnas cuando aparecen las articulaciones plásticas en diversos puntos de la estructura. Se ha empleado el procedimiento de cálculo antes mostrado.

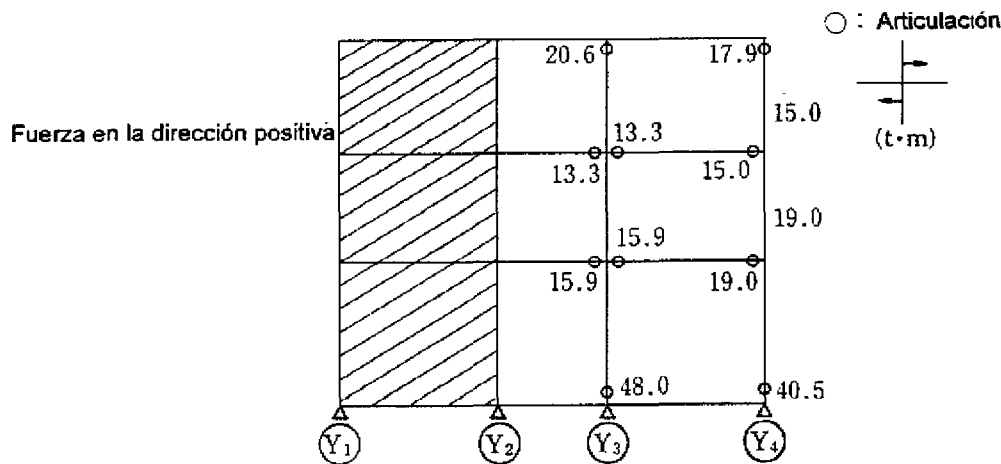


Figura Apéndice I.1.9 Articulaciones y momentos en nudos de columna

Con los resultados anteriores, se concluye que el valor de carga axial que predomina en las columnas será el producto de las cargas de largo plazo. La carga axial en columnas al momento de alcanzar la resistencia última, se supone que presentará diferencias despreciables respecto al producto de las cargas de largo plazo.

④ Fuerza cortante al alcanzar la resistencia última de cada columna y el índice de ductilidad.

La fuerza cortante al momento de la resistencia última de cada columna Q_u , y el valor del índice de ductilidad de las mismas determinado a partir del mecanismo de falla de los nudos, se muestran enseguida. En cuanto al índice de ductilidad de cada columna, se calculará conforme a la expresión (20) de manera similar al cálculo para el procedimiento de segundo nivel.

3C2 (tercer piso):

$$Q_u = \frac{20.6 + 13.3}{3.57} = 9.5 \text{ t}$$