

Tabla Apéndice II.2.1d Índice básico de capacidad E_0 (dirección X, nivel 1)

Signo	Resistencia Q_u (ton)	Modo de falla	Índice de ductilidad F	Grupo	Número n	$n \cdot Q_u$ (ton)
C _{A3}	88.04	BS	1.5	3	1	88.04
C _{A7,7,10,12}	36.31	CS	1.0	2	9	326.79
C _{A4}	35.15	CWSS	0.8	1	1	35.15
C _{A9}	37.10	CWSS	0.8	1	1	37.10
C _{A11,13,17,20}	38.75	BS	1.5	3	4	155.00
C _{A14,19}	33.36	BS	1.5	3	2	66.72
C _{A24}	32.26	BS	1.5	3	1	32.26
C _{B1}	24.95	BS	1.5	3	1	24.95
C _{B2}	24.23	BS	1.5	3	1	24.23
C _{B3 & 11,13}	23.41	BS	1.5	3	5	117.05
C _{B5 & 8,10}	24.32	BS	1.5	3	10	243.20
C _{B7 & 17}	23.54	BS	1.5	3	3	70.62
C _{B21}	40.06	CS	1.0	2	1	40.06
C _{B22}	25.79	BS	1.5	3	1	25.79
C _{B23}	26.18	BS	1.5	3	1	26.18
C _{B24}	15.68	BS	1.5	3	1	15.68
C _{C1}	30.76	BS	1.5	3	1	30.76
C _{C2}	33.22	BS	1.5	3	1	33.22
C _{C3}	33.71	BS	1.5	3	1	33.71
C _{C7,12,13}	48.40	CSS	0.8	1	11	532.40
C _{C8}	55.21	BS	1.5	3	1	55.21
C _{C9}	48.01	BS	1.5	3	1	48.01
C _{C10}	40.64	BS	1.5	3	1	40.64
C _{C11}	33.49	BS	1.5	3	1	33.49
C _{C14}	36.48	BS	1.5	3	1	36.48
C _{C15}	19.76	BB	3.0	3	1	19.76
C _{C16}	42.26	BS	1.5	3	1	42.26
C _{C22}	32.18	BS	1.5	3	1	32.18
C _{C23}	50.25	BS	1.5	3	1	50.25
C _{C24}	30.15	BS	1.5	3	1	30.15
W _{A11-1}	123.61	WS	1.0	2	1	123.61
W _{A21-23}	217.85	WS	1.0	2	1	217.85
C _{D7}	19.36	BS	1.5	3	1	19.36
C _{D10}	40.88	CB	1.27	2	1	40.88
C _{D11}	30.45	BS	1.5	3	1	30.45

ΣW (ton)	$\frac{n+1}{n+1}$	Grupo	Tipo	ΣQ_u (ton)	C	F	E
4477.1	$\frac{5}{5}$	1	CSS, CWSS	604.65	0.135	0.8	0.108
		2	CS, WS, CB	749.14	0.167	1.0	0.167
		3	BS, BB	1425.65	0.318	1.5	0.478

E_0	E_{01}	$\frac{5}{5} \times \sqrt{0.167^2 + 0.478^2} = 0.506$	0.51
	E_{02} (no existe columna frágil)	$\frac{5}{5} \times (0.158 + 0.7 \times 0.328) \times 1.0 = 0.387$	
	E_{02} (se consideran columnas frágiles)	$\frac{5}{5} \times (0.135 + 0.7 \times 0.158 + 0.5 \times 0.328) \times 0.8 = 0.328$	

Tabla Apéndice II.2.2a Índice básico de capacidad E_0 (dirección Y, nivel 4)

Signo	Resistencia Qu(ton)	Modo de falla	Índice de ductilidad F	Grupo	Número n	n · Qu (ton)
C2c	5.09	BB	3.0	1	1	5.09
C3c	5.04	BB	3.0	1	1	5.04
C4-14.17-21C	5.06	BB	3.0	1	16	80.96
C15c	5.16	BB	3.0	1	1	5.16
C16c	5.25	BB	3.0	1	1	5.25
C22c	5.11	BB	3.0	1	1	5.11
C23c	6.36	CB	3.2	2	1	6.36
C4-6.8.10.18						
19 20A	6.07	BB	3.0	1	8	48.56
C12 14-16A	6.58	BB	3.0	1	4	26.32
C4-6.8.10.12						
14-16 18-20B	8.57	CB	3.2	2	11	94.27
W1-A-B	27.96	WR	3.0	1	1	27.96
W2-A-B	36.55	WR	3.0	1	1	36.55
W3-A-B	51.86	WR	3.0	1	1	51.86
W7 9 11.13.17						
-A-B	59.14	WR	3.0	1	5	295.70
W21-A-B	29.59	WR	3.0	1	1	29.59
W22-A-B	36.60	WR	3.0	1	1	36.60
W23-A-B	36.50	WR	3.0	1	1	36.50
W24-A-B	26.42	WR	3.0	1	1	26.42

ΣW (ton)	$\frac{n+1}{n+1}$	Grupo	Tipo	ΣQu (ton)	C	F	E
1198.6	$\frac{5}{8}$	1	BB, WR	722.67	0.603	3.0	1.809
		2	CB	100.63	0.084	3.2	0.269
		3					

E ₀	E ₀₁	$\frac{5}{8} \times \sqrt{1.809^2 + 0.269^2} = 1.143$	1.29
	E ₀₂ (no existe columna frágil)	$\frac{5}{8} \times (0.603 + 0.084) \times 3.0 = 1.288$	
	E ₀₂ (se consideran columnas frágiles)	—	

Tabla Apéndice II.2.2b Índice básico de capacidad E_o (dirección Y, nivel 3)

Signo	Resistencia Qu(ton)	Modo de falla	Índice de ductilidad F	Grupo	Número n	n · Qu (ton)
C2-22C	7.82	BB	3.0	1	21	164.22
C4-6.8 10.18 19A	4.95	BB	3.0	1	7	34.65
C12.14-16A	5.97	BB	3.0	1	4	23.88
C20A	4.44	BB	3.0	1	1	4.44
C4-6.8.10.12						
14-16.18-20B	10.64	CB	3.2	2	12	127.68
C23	9.42	BB	3.0	1	1	9.42
W1-A-B	44.85	WR	3.0	1	1	44.85
W2-A-B	58.64	WR	3.0	1	1	58.64
W3-A-B	83.20	WR	3.0	1	1	83.20
W7.9 11.17-A-B	94.86	WR	3.0	1	5	474.30
W21A-B	47.47	WR	3.0	1	1	47.47
W22A-B	58.71	WR	3.0	1	1	58.71
W23A-B	58.56	WR	3.0	1	1	58.56
W24-B	42.39	WR	3.0	1	1	42.39

ΣW (ton)	$\frac{n+1}{n+i}$	Grupo	Tipo	ΣQu (ton)	C	F	E
2277.2	$\frac{5}{7}$	1	BB, WR	1104.73	0.485	3.0	1.455
		2	CB	127.68	0.056	3.2	0.179
		3					

E_o	E_{o1}	$\frac{5}{7} \times \sqrt{1.455^2 + 0.179^2} = 1.047$	1.16
	E_{o2} (no existe columna frágil)	$\frac{5}{7} \times (0.485 + 0.056) \times 3.0 = 1.159$	
	E_{o2} (se consideran columnas frágiles)	—	

Tabla Apéndice II.2.2c Índice básico de capacidad E_0 (dirección Y, nivel 2)

Signo	Resistencia Qu(ton)	Modo de falla	Índice de ductilidad F	Grupo	Número n	n · Qu (ton)
C2-8.12-22c	10.59	BB	3.0	2	18	190.62
C9c	13.28	BB	3.0	2	1	13.28
C10c	13.29	BB	3.0	2	1	13.29
C11c	11.95	BB	3.0	2	1	11.95
C23c	11.97	BB	3.0	2	1	11.97
C4-6.8.10.12						
14-16.18.19A	6.78	BB	3.0	2	11	74.58
C20A	11.65	BB	3.0	2	1	11.65
C4-6.8.10.12						
14-16.18.19B	20.89	BS	1.5	1	11	229.79
C20B	18.05	CB	3.0	2	1	18.05
W1-A-B	59.49	WR	3.0	2	1	59.49
W2-A-B	76.45	WR	3.0	2	1	76.45
W3-A-B	108.48	WR	3.0	2	1	108.48
W7.9.11.13.17A-B	123.69	WR	3.0	2	5	618.45
W21-A-B	61.90	WR	3.0	2	1	61.90
W22-A-B	76.56	WR	3.0	2	1	76.56
W23-A-B	76.35	WR	3.0	2	1	76.35
W24-A-B	55.27	WR	3.0	2	1	55.27

ΣW (ton)	$\frac{n+1}{n+i}$	Grupo	Tipo	ΣQu (ton)	C	F	E
3369.4	$\frac{5}{6}$	1	BS	229.79	0.068	1.5	0.102
		2	BB, WR, CB	1478.34	0.439	3.0	1.316
		3					

E ₀	E ₀₁	$\frac{5}{6} \times \sqrt{0.102^2 + 1.316^2} = 1.100$	1.10
	E ₀₂ (no existe columna frágil)	$\frac{5}{6} \times (0.068 + 0.439) \times 15 = 0.634$	
	E ₀₂ (se consideran columnas frágiles)	—	

Tabla Apéndice II.2.2d Índice básico de capacidad E_0 (dirección Y, nivel 1)

Signo	Resistencia Qu(ton)	Modo de falla	Índice de ductilidad F	Grupo	Número n	n · Qu (ton)
C2-8,12-22C	12.43	BB	3.0	2	18	223.74
C4-6 10 12						
14-16,18,19A	9.75	BB	3.0	2	11	107.25
C4-6,10 12						
14-16,18 19B	25.59	BB	3.0	2	11	281.49
C23C	12.58	BB	3.0	2	1	12.58
C9D	7.32	BB	3.0	2	1	7.32
C10D	7.63	BB	3.0	2	1	7.63
W1-A-B	70.14	WR	3.0	2	1	70.14
W2-A-B	91.69	WR	3.0	2	1	91.69
W3-A-B	130.12	WR	3.0	2	1	130.12
W7,9,11 13 17A-B	148.35	WR	3.0	2	5	741.75
W20-A-B	111.74	WR	3.0	2	1	111.74
W21-A-B	74.23	WR	3.0	2	1	74.23
W22-A-B	91.81	WR	3.0	2	1	91.81
W23-A-B	91.58	WR	3.0	2	1	91.58
W24-A-B	66.30	WR	3.0	2	1	66.30
W11-C-D	53.33	WR	3.0	2	1	53.33
C9C	22.45	BS	1.5	1	1	22.45
C10C	22.47	BS	1.5	1	1	22.47

ΣW (ton)	$\frac{n+1}{n+1}$	Grupo	Tipo	ΣQu (ton)	C	F	E
4577.1	$\frac{5}{5}$	1	BS	44.92	0.01	1.5	0.015
		2	BB, WR,	2162.7	0.47	3.0	1.417
		3					

E_0	E_{01}	$\frac{5}{5} \times \sqrt{0.015^2 + 1.417^2} = 1.418$	1.42
	E_{02} (no existe columna frágil)	$\frac{5}{5} \times (0.01 + 0.47) \times 1.5 = 0.72$	
	E_{02} (se consideran columnas frágiles)	—	

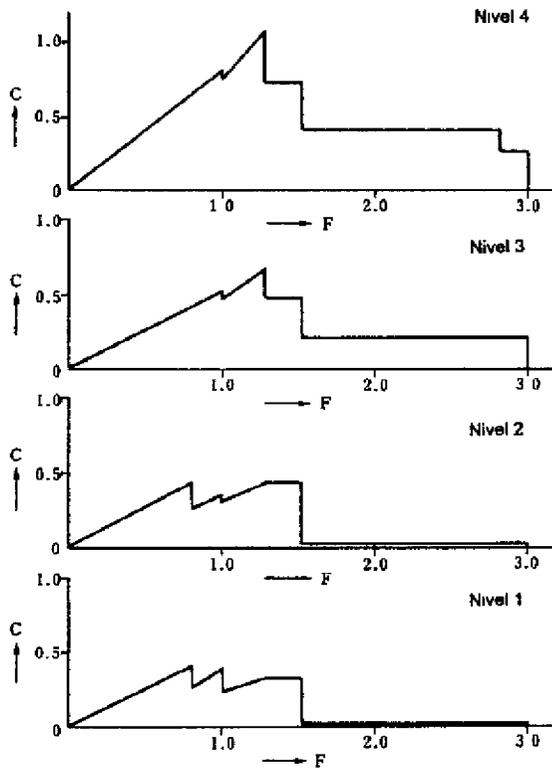


Figura Apéndice II.2.3a Relación C-F en cada nivel (dirección X)

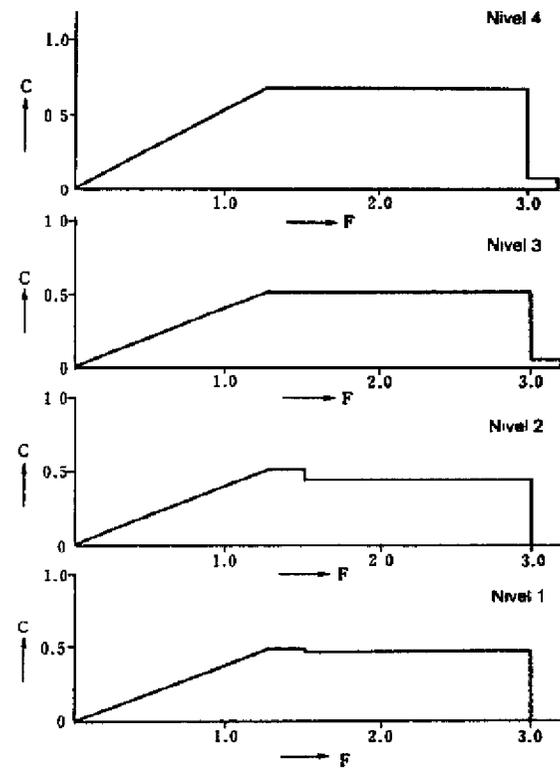


Figura Apéndice II.2.3b Relación C-F en cada nivel (dirección Y)

Tabla Apéndice II.2.3a Índice de forma en planta y en elevación (dirección X y Y)

Conceptos		Cálculo de a,b,c, ,k	Gi	Ri	Ci ^{*)}	
Forma en planta	a	Regularidad	Regular	1.0	0.5	1.0
	b	Dimensión	Dimensión larga 108.0 m Dimensión corta 9.5 m $b = 108.9/9.5 = 11.37$	0.8	0.25	0.95
	c	Saliente	no	1.0	0.25	1.0
	d	Junta de expansión	no	1.0	0.25	1.0
	e	Hueco de la loza	no	1.0	0.25	1.0
	f	Distribución irregular de huecos en la loza	no	1.0	0	1.0
	g	Otros tipos de formas irregulares	no	1.0	0.25	1.0
Forma en elevación	h	Existencia de sótano	no	0.8	1.0	1.0
	i	Regularidad de alturas de entpiso	$350 / 350 = 1.0$	1.0	0.25	1.0
	j	Existencia del primer piso débil	no	1.0	0.25	1.0
	k	Otros tipos de formas irregulares	no	1.0	0.25	1.0
S _{Di}	= Ca x Cb x Cc x x Ck		0.95			
<p>*) Ci = [1.0- (1-Gi) x Ri] i = Ca Cg, Ch Ck Ch = [1.2- (i -Gh) x Rh]</p>						

Tabla Apéndice II.2.3b Índice de forma S_D (dirección X)

Nivel	Conceptos		Cálculo de ℓ , y n	GI	RI	CI
4	ℓ	Excentricidad (centro de gravedad -centro de rigidez)	Desde el eje A $S = 5.13\text{m}$ $G = 5.12$ $E = 0.01\text{ m}$ $\ell = 0.01 / \sqrt{108.0^2 + 9.5^2} = 0.0001$	1.0	1.0	1.0
	n	Relación (rigidez/peso propio) de los niveles superior e inferior	Relación (rigidez/peso propio) del nivel 3 : 0.298 Relación (rigidez/peso propio) del nivel 4 : 0.535	1.0	1.0	1.0
	S_D		$= S_{D4} \times C \ell \times C_n$	0.95		
3	ℓ	Excentricidad (centro de gravedad-centro de rigidez)	Desde el eje A $S = 5.06\text{ m}$ $G = 5.15\text{ m}$ $E = 0.09\text{ m}$ $\ell = 0.09 / \sqrt{108.0^2 + 9.5^2} = 0.001$	1.0	1.0	1.0
	n	Relación (rigidez/peso propio) de los niveles superior e inferior	Relación (rigidez/peso propio) del nivel 4 : 0.535 Relación (rigidez/peso propio) del nivel 3 : 0.292	1.0	1.0	1.0
	S_D		$= S_{D3} \times C \ell \times C_n$	0.95		
2	ℓ	Excentricidad (centro de gravedad-centro de rigidez)	Desde el eje A $S = 3.23\text{ m}$ $G = 5.20\text{ m}$ $E = 0.07\text{ m}$ $\ell = 0.07 / \sqrt{108.0^2 + 9.5^2} = 0.001$	1.0	1.0	1.0
	n	Relación (rigidez/peso propio) de los niveles superior e inferior	Relación (rigidez/peso propio) del nivel 3 : 0.298 Relación (rigidez/peso propio) del nivel 2 : 0.217	1.0	1.0	1.0
	S_D		$= S_{D2} \times C \ell \times C_n$	0.95		
1	ℓ	Excentricidad (centro de gravedad-centro de rigidez)	Desde el eje A $S = 5.43\text{ m}$ $G = 5.22\text{ m}$ $E = 0.21\text{ m}$ $\ell = 0.21 / \sqrt{108.0^2 + 9.5^2} = 0.002$	1.0	1.0	1.0
	n	Relación (rigidez/pesopropio) de los niveles superior e inferior	Relación (rigidez/peso propio) del nivel 2 : 0.217 Relación (rigidez/peso propio) del nivel 1 : 0.174	1.0	1.0	1.0
	S_D		$= S_{D1} \times C \ell \times C_n$	0.95		

Tabla Apéndice II.2.3c Índice de forma S_D (dirección Y)

Nivel	Conceptos		Cálculo de ℓ , y n	Gi	Ri	CI
4	ℓ	Excentricidad (centro de gravedad -centro de rigidez)	Desde el eje 1 $S = 60.7\text{m}$ $G = 54.71\text{ m}$ $E = 5.99\text{ m}$ $\ell = 5.99 / \sqrt{9.5^2 + 108.0^2} = 0.055$	1.0	1.0	1.0
	n	Relación (rigidez/peso propio) de los niveles superior e inferior	Relación (rigidez/peso propio) del nivel 3 : 0.831 Relación (rigidez/peso propio) del nivel 4 : 1.531	1.0	1.0	1.0
	S_D		$= S_{D1} \times C \ell \times C_n$	0.95		
3	ℓ	Excentricidad (centro de gravedad-centro de rigidez)	Desde el eje 1 $S = 60.31\text{ m}$ $G = 54.45\text{ m}$ $E = 5.86\text{ m}$ $\ell = 5.86 / \sqrt{9.5^2 + 108.0^2} = 0.054$	1.0	1.0	1.0
	n	Relación (rigidez/peso propio) de los niveles superior e inferior	Relación (rigidez/peso propio) del nivel 4 : 1.531 Relación (rigidez/peso propio) del nivel 3 : 0.831	1.0	1.0	1.0
	S_D		$= S_{D1} \times C \ell \times C_n$	0.95		
2	ℓ	Excentricidad (centro de gravedad-centro de rigidez)	Desde el eje 1 $S = 60.25\text{ m}$ $G = 54.38\text{ m}$ $E = 5.87\text{ m}$ $\ell = 5.87 / \sqrt{9.5^2 + 108.0^2} = 0.054$	1.0	1.0	1.0
	n	Relación (rigidez/peso propio) de los niveles superior e inferior	Relación (rigidez/peso propio) del nivel 3 : 0.831 Relación (rigidez/peso propio) del nivel 2 : 0.573	1.0	1.0	1.0
	S_D		$= S_{D1} \times C \ell \times C_n$	0.95		
1	ℓ	Excentricidad (centro de gravedad-centro de rigidez)	Desde el eje 1 $S = 60.21\text{ m}$ $G = 56.37\text{ m}$ $E = 3.84\text{ m}$ $\ell = 3.84 / \sqrt{9.5^2 + 108.0^2} = 0.035$	1.0	1.0	1.0
	n	Relación (rigidez/peso propio) de los niveles superior e inferior	Relación (rigidez/peso propio) del nivel 2 : 0.573 Relación (rigidez/peso propio) del nivel 1 : 0.493	1.0	1.0	1.0
	S_D		$= S_{D1} \times C \ell \times C_n$	0.95		

Tabla Apéndice II.2.4 Índice de tiempo T

Conceptos		Agregamiento estructural, deformación			Cambio de calidad, deterioro		
		a	b	c	a	b	c
Elementos	Grado	I Agregamiento estructural por diferencial 1. Deformación de losas o trabes que afecta a los elementos secundarios 2. Agregamiento horizontal o diagonal en trabes, platos o columnas que es invisible a simple vista a distancia 3. Agregamiento por flexión o vertical en trabes o columnas que es visible a simple vista a distancia a Agregamiento estructural asimétrico 1. Agregamiento horizontal o diagonal en trabes, platos o columnas que es invisible a simple vista a distancia b Agregamiento en el concreto por la expansión debida a la corrosión de las barras 2. Corrosión de barras 3. Agregamiento en el concreto por incendio 4. Cambio de calidad del concreto por materiales químicos c Agregamiento estructural ligero no definido en a ni b 1. Deformación de losas o trabes que afecta a los elementos secundarios 2. Agregamiento horizontal o diagonal en trabes, platos o columnas que es invisible a simple vista a distancia 3. Agregamiento por flexión o vertical en trabes o columnas que es visible a simple vista a distancia					
		0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
		0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
II. Trabes principales	Límites	III Menos que 1/9 parte de todas las losas secundarias I Más que 1/3 número del número total de los elementos en una dirección del edificio II De 1/3 a 1/9 número del número total de los elementos en una dirección del edificio III Menos que 1/9 número del número total de los elementos en una dirección del edificio					
		0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
		0.080	0.015	0.004	0.050	0.015	0.004
III. Muros y columnas	Límites	I Más que 1/3 número del número total de los elementos II De 1/3 a 1/9 número del número total de los elementos III Menos que 1/3 número del número total de los elementos					
		0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
		0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
Suma de clasificación de puntos	Total	I Más que 1/3 número del número total de los elementos II De 1/3 a 1/9 número del número total de los elementos III Menos que 1/3 número del número total de los elementos					
		0	0	0.011	0	0.005	0.004
		P _a = 0.011			P _b = 0.004		

$T = (1-P_1) (1-P_2) = 0.985$

Tabla Apéndice II.2.5 Índice de resistencia I_s

Nombre del edificio		Primaria A			Año de construcción		1966, 1968 y 1970			
Fecha de evaluación		1989			Dirección		Dirección X y Y			
Nivel de evaluación		Evaluación del tercer nivel								
Dirección	Nivel	C	F	Tipo de falla	E_o	S_o	T	I_s	I_{so}	Evaluación
X	4	0.06	1.00	WS	0.89	0.95	0.985	0.83	0.66	OK
		0.67	1.27	BS, CB						
		0.41	2.81	CB, BB						
	3	0.06	1.00	WS	0.62	0.95	0.985	0.58	0.66	NO
		0.48	1.27	BS, CB						
		0.21	3.00	BB						
	2	0.18	0.80	CSS	0.55	0.95	0.985	0.51	0.66	NO
		0.06	1.00	WS						
		0.44	1.50	BS, BB						
	1	0.14	0.80	CSS, CWSS	0.51	0.95	0.985	0.48	0.66	NO
		0.17	1.00	CS, WS, CB						
		0.32	1.50	BS, BB						
Y	4	0.60	3.00	BB, WR	1.30	0.95	0.985	1.22	0.66	OK
		0.09	3.20	CB						
	3	0.49	3.00	BB, WR	1.16	0.95	0.985	1.09	0.66	OK
		0.06	3.20	CB						
	2	0.07	1.50	BS	1.10	0.95	0.985	1.03	0.66	OK
		0.44	3.00	BB, CB, WR						
	1	0.01	1.50	BS	1.42	0.95	0.985	1.33	0.66	OK
		0.47	3.00	BB, WR						

Tabla Apéndice II.2.6 Índice de resistencia según la evaluación del primer nivel (I_s : valores de referencia)

Dirección	Nivel	E_o	S_D	T	I_s	I_{so}	Evaluación
X	4	0.65	0.9	1.0	0.58	0.88	NO
	3	0.41	0.9	1.0	0.37	0.88	NO
	2	0.35	0.9	1.0	0.31	0.88	NO
	1	0.33	0.9	1.0	0.30	0.88	NO
Y	4	2.77	0.9	1.0	2.49	0.88	OK
	3	1.66	0.9	1.0	1.49	0.88	OK
	2	1.33	0.9	1.0	1.19	0.88	OK
	1	1.29	0.9	1.0	1.16	0.88	OK

Tabla Apéndice II.2.7 Índice de resistencia de la dirección X según la evaluación del segundo nivel (I_s : valores de referencia)

Dirección	Nivel	C	F	Tipo de falla	E_o	S_D	T	I_s	I_{so}	Evaluación
X	4	0.168	0.8	CSS	0.729	0.95	0.985	0.68	0.66	OK
		0.67	1.0	CS, CWS, CWB, CB, WB						
		0.547	1.27	WB, CB						
	3	0.344	0.8	CSS	0.462	0.95	0.985	0.43	0.66	NO
		0.366	1.0	CS, CWS, CWB, WS, CB						
		0.281	1.27	CB						
	2	0.254	0.8	CSS	0.435	0.95	0.985	0.41	0.66	NO
		0.286	1.0	CS, WS, CWS, CB						
		0.236	1.27	CB						
	1	0.216	0.8	CSS	0.392	0.95	0.985	0.37	0.66	NO
		0.286	1.0	CS, CWS, WS, CB						
		0.106	1.27	CB						

Notas

	Dirección X	Dirección Y
Evaluación del primer nivel		
Evaluación del segundo nivel		
Evaluación del tercer nivel		

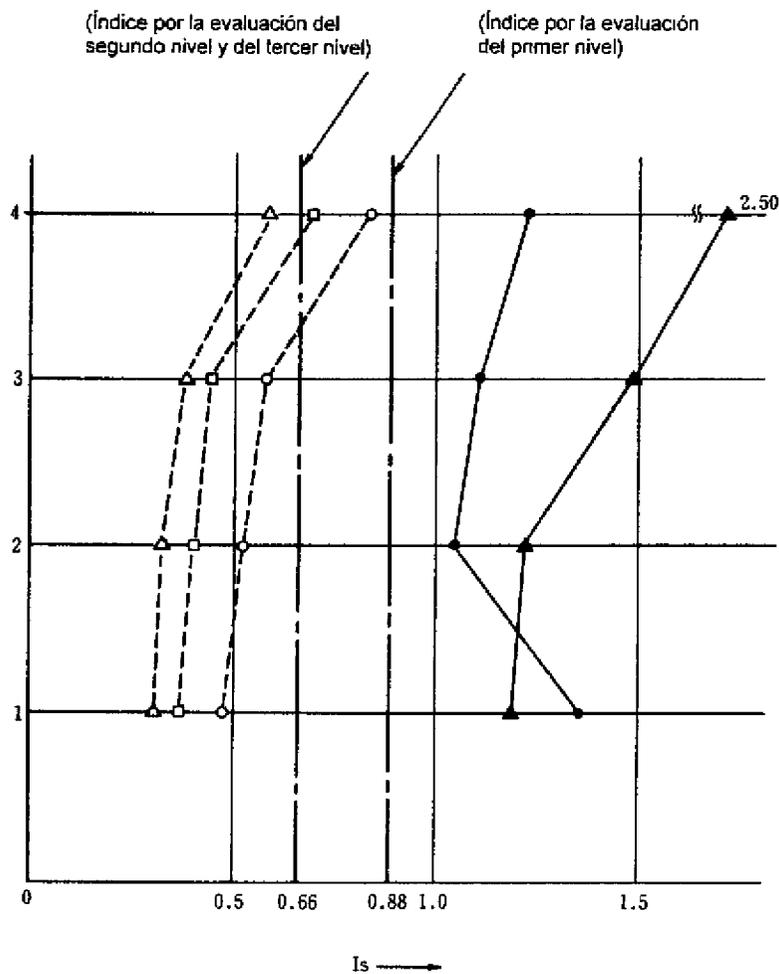


Figura Apéndice II.2.4 Distribución de los índices de resistencia (I_s)

3. DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE COMPORTAMIENTO DEL REFUERZO

Los valores objeto para el diseño del refuerzo se obtendrán de las expresiones (1.2.1) y (1.2.2) de la norma de diseño de refuerzo ante sismo, que se reproducen enseguida.

$$rI_s \geq \alpha \cdot I_{so}$$

$$rC \geq 0.3$$

En este caso el valor del índice I_{so} podrá considerarse igual a 0.66 con base en los valores de evaluación determinados por el procedimiento de tercer nivel, considerando también el índice de uso del edificio. Los valores para el parámetro α se recomiendan entre 1.0 y 1.2, valores que se definirán en función de la complejidad del sistema estructural del edificio, de la precisión del procedimiento de evaluación y de la precisión del procedimiento constructivo.

Enseguida, se indican las razones por las que se acepta el considerar un valor $\alpha = 1.0$, para cuando no se tienen valores altos del índice objeto de comportamiento ante sismo en el procedimiento de evaluación.

- ◆ Para edificios con estructuraciones regulares en planta y elevación, en los que además, el número de sitios para reforzar no es grande, no presenta una gran complejidad en su estructuración y, por lo tanto, resulta relativamente fácil el procedimiento de evaluación.
- ◆ Cuando se puede realizar un trabajo de supervisión adecuada durante los trabajos de construcción del refuerzo, logrando asegurar precisión de los mismos y la disminución de la dispersión de resistencias.

Por lo tanto, cuando se realiza el procedimiento de evaluación de comportamiento ante sismo, usando el procedimiento de tercer nivel, se propone como valor objeto del diseño del refuerzo cumple con que $I_s \geq 0.66$. Sin embargo, para el cálculo de la cantidad de refuerzo necesario, entre otros aspectos, podrá pensarse en una holgura que considere las imprecisiones de la teoría y trabajos de construcción, por lo que se recomienda afectar por un valor de $\alpha = 1.2$ al valor objeto de diseño ($I_{so} \geq 0.66 \times 1.2 = 0.79$).

Considerando los resultados del procedimiento de evaluación de comportamiento ante sismo mencionado en el capítulo 2, el valor del índice de evaluación del comportamiento ante sismo resulta menor que el valor $I_{so} = 0.66$, por lo que se concluye necesario el refuerzo de los niveles 1, 2 y 3 en la dirección X de análisis; considerando estas partes únicamente para modelar el comportamiento de las zonas a reforzar.

4. INSPECCIÓN PRELIMINAR

Esta inspección deberá realizarse antes de la ejecución del diseño del refuerzo, tratando de considerar y contemplar el efecto que tiene en los elementos a reforzar y/o en los elementos de refuerzo la ubicación y características de los elementos estructurales y no estructurales existentes. Los resultados de esta inspección de campo deberá ser congruente con lo indicado en los planos de diseño originales, si este no es el caso deberá hacerse el reporte correspondiente. Finalmente, los aspectos de mayor importancia en el trabajo de inspección, así como en los resultados de la misma serán como se indica abajo.

(1) Contenido de la inspección

- (a) Condición de uso del edificio
- (b) En el proceso de refuerzo antisísmico existen una serie de conceptos
- (c) Aspectos propios de la estructura existente
- (d) Desfasamiento de ejes de columna y trabe
- (e) Condición del acabado interior y exterior de muros
- (f) Condición de las instalaciones
- (g) Condición de la vecindad del edificio

(2) Resultados de la inspección.

(a) Todas las aulas están siendo usadas, y no se considera una disminución del número de estudiantes en el futuro cercano (10 años aproximadamente).

(b) Debido a que los trabajos de refuerzo se llevarán a cabo durante las vacaciones de verano, prácticamente no habrá estudiantes; sin embargo, habrá presencia de docentes trabajando, por lo que se deberá contemplar dentro del proyecto de diseño del refuerzo el uso de las aulas y cubículos correspondientes a las actividades laborales de los mismos.

(c) Para la introducción de maquinaria y material al sitio de construcción, se considerarán las dos puertas principales de la escuela, tomando en cuenta desde luego la posibilidad de necesidad de acceso de estudiantes a aulas y/o a instalaciones deportivas, aspecto que deberá considerarse para garantizar la seguridad de los mismos.

(d) Prácticamente no existen excentricidades en los ejes de columnas y trabes en todos los niveles y en todos los marcos. También, las características dimensionales de trabes y columnas de la estructura primaria, así como la ubicación y dimensiones de los muros concuerdan con lo indicado en los planos de diseño.

(e) Se verificó que las características del recubrimiento y acabados en todos los elementos concuerda con lo indicado en los planos de diseño.

(f) No existe interferencia alguna de las instalaciones eléctricas para los elementos de refuerzo en la dirección Y. Sin embargo, se piensa que puede presentarse una interferencia de las instalaciones contra incendios, sobre todo en el marco C, en los elementos de refuerzo localizados entre los marcos 2-3, 8-9, 14-16, 21-22 y 22-23.

(g) En el lado sur del edificio se encuentra un espacio importante, sin embargo deberá tomarse las precauciones necesarias por la instalación de una torre de enfriamiento del sistema de aire acondicionado. Por otro lado, en la vecindad norte, se cuenta con una holgura de aproximadamente 4 metros, sin embargo deberá mantenerse un espacio suficiente para el paso de máquinas y equipo propio para la recolección de basura y abastecimiento de combustible al edificio.

5. PROYECTO DE REFUERZO Y TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN DEL REFUERZO

5.1 Puntos de importancia durante la elaboración del proyecto de refuerzo

Con base en el capítulo 2.1 “Proyecto de Refuerzo” de la “Guía de Diseño de Refuerzo ante Sismo”, conjuntamente con la consideración de los resultados de la evaluación del comportamiento ante sismo del edificio, se define el proyecto de refuerzo del mismo como se indica.

(1) Aspectos de importancia relacionados con el proyecto de refuerzo en general

(a) Debido a que prácticamente todas las columnas con comportamiento frágil se encuentran en el marco C, se considera de mayor efectividad centrar el proyecto de refuerzo en dicho marco.

(b) Con objeto de reparar la fragilidad de las columnas, se puede pensar en la construcción de separaciones adecuadas entre estas y los muros parapeto que las confinan; sin embargo, esto repercutiría en un decremento importante de la capacidad de los elementos verticales de los primeros niveles, siendo insatisfactorios para soportar las fuerzas demandadas por sismo, por lo que resulta necesario considerar otro procedimiento de mayor efectividad.

(c) Con objeto de evitar la fragilidad de las columnas se puede considerar el uso de muros patín, con lo que también se puede esperar un comportamiento dúctil del sistema; sin embargo, debido a las dimensiones de poco espesor de los muros parapeto, resulta difícil esperar una efectividad adecuada del refuerzo.

(2) Aspectos de importancia relacionados con el proyecto de refuerzo cuando se emplea adición de muros estructurales de concreto reforzado

(a) Considerando la ubicación de muros adicionales únicamente en el marco C, aun siendo elementos con una gran rigidez, debido a que el edificio es suficientemente largo en la dirección X, aproximadamente 100 m, es poco probable la presencia de problemas de torsión. Sin embargo, considerando la relación de rigidez y peso entre niveles subsecuentes, con objeto de no presentar una distribución no uniforme de rigidez en la altura, será necesario pensar también en un porcentaje de refuerzo para el nivel cuatro, aunque por resistencia y capacidad no lo requiera.

(b) Cuando se consideran muros estructurales continuos, será importante tener precaución al definir las cargas de largo plazo en los pilotes de la estructura de cimentación.

(c) Con la adición de muros estructurales, existe un incremento importante de la resistencia, pero también será necesario considerar un cierto incremento de la capacidad de comportamiento dúctil del sistema ($F \geq 1.5$). Por lo tanto, será necesario considerar que el muro adicional sea continuo y ubicado en un solo claro.

(3) Aspectos de importancia relacionados con el proyecto de refuerzo para estructuras de concreto reforzado con elementos metálicos.

(a) Aunque son sistemas que no presentan una rigidez tan alta como los muros adicionales de concreto reforzado; sin embargo, debido a que puede presentarse una variación importante de la relación entre rigidez y peso en niveles consecutivos, puede llegar a ser necesario el refuerzo del cuarto nivel.

(b) Cuando se considera refuerzo por medio de elementos metálicos, comparativamente existe la posibilidad de manejar grandes espacios; por lo que no únicamente el marco C, sino también el marco A podría ser reforzado.

(c) Debido a que conjuntamente con el incremento de la capacidad a cargas laterales, será necesaria una cierta capacidad de comportamiento dúctil ($F \geq 1.5$), en el caso de cimentaciones con poca capacidad ante rotación será necesario considerar dentro del proyecto de refuerzo la adición de pilotes metálicos tipo I, de los cuales se puede esperar una gran capacidad y resistencia (para lo que recomienda consultar el capítulo 3.4 “Refuerzo por medio de marcos metálicos” de la “Guía de Diseño de Refuerzo ante Sismo”. En estos casos, será necesario tratar de abolir el comportamiento frágil de las columnas de los marcos reforzados con elementos metálicos, por lo que se mantiene la recomendación de proporcionar una holgura adecuada entre las columnas y los muros parapetos de la vecindad.

Independientemente del procedimiento de refuerzo que se seleccione, por medio de adición de muros estructurales de concreto reforzado o por medio de marcos de elementos metálicos, en la mayoría de los casos generalmente se requiere de la revisión y refuerzo de las columnas con posibilidad de comportamiento frágil; en el presente texto no se realiza una descripción a detalle de este tipo de soluciones. Sin embargo, debido a la presencia de columnas con comportamiento frágil (principalmente las columnas que pueden ser consideradas como elementos secundarios²⁾), existe la posibilidad de un colapso o volteamiento, por lo que durante el proyecto de refuerzo será necesario considerar si se eliminan o se refuerzan este tipo de elementos.

²⁾ En el caso de este ejemplo, para el marco C, las columnas de comportamiento frágil de los niveles 1 y 2, presentan del 80 al 90 % de su carga axial por efecto de las trabes cantiliver perpendiculares. Aunque los niveles de carga axial se puedan considerar comparativamente pequeños, debido a que deberán soportar toda esa demanda de carga axial después de alcanzar la resistencia máxima, se podrá pensar que estas columnas no son elementos secundarios.

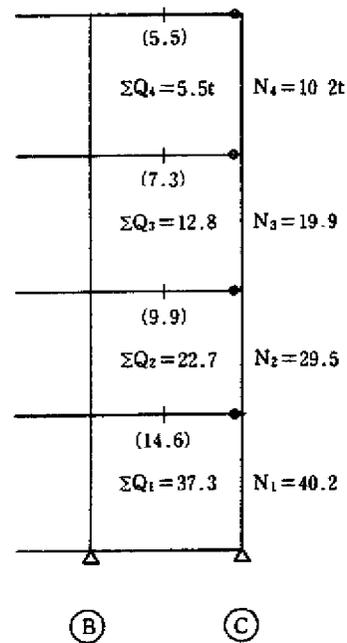
(segundo nivel)

$$\frac{\sum Q_2}{N_2} = \frac{22.7}{29.5} \approx 0.8$$

(primer nivel)

$$\frac{\sum Q_1}{N_1} = \frac{37.3}{40.2} \approx 0.9$$

(la resistencia de traveses se calculó considerando la trabe como cantiliver)



5.2 Trabajos de refuerzo

Con base en los aspectos indicados anteriormente, el refuerzo se realizará en el marco C.

Respecto al método de refuerzo y procedimiento de construcción del mismo, se trabajará con adición de muros estructurales y con refuerzo por medio de marcos a base de elementos metálicos, la descripción y resultados del diseño de cada caso se presentan en los índices 6 y 7.

(1) Refuerzo por medio de adición de muros de concreto reforzado

Para lograr un comportamiento monolítico adecuado entre los muros adicionales y los elementos existentes de la estructura, se usará anclas post-construcción para lograr una unión adecuada. El tipo de ancla seleccionada es ancla metálica, con una longitud de anclaje de $5d_a$, se decidió colocar estas anclas en toda la periferia del marco de la estructura original.

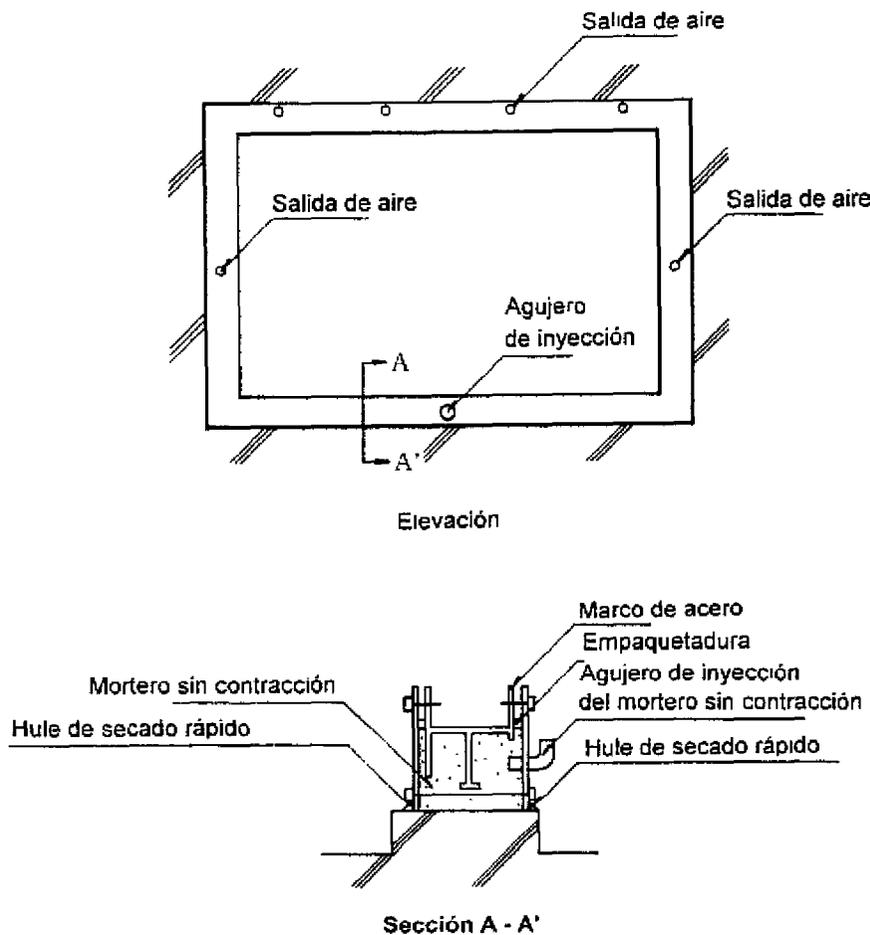
En el caso de muros estructurales, se colocará el muro hasta una altura de 20 cm por debajo de la trabe existente del nivel inmediato superior, el procedimiento de colado puede ser cualquiera de los regularmente empleados en la práctica; en el espacio restante entre la trabe existente y el muro de refuerzo se colocará mortero que tenga características de no variación volumétrica.

Finalmente, por regla general se considera que los muros estructurales adicionales en un proceso de refuerzo no deberán tener huecos.

(2) Refuerzo por medio de elementos metálicos

En el caso de refuerzo por medio de elementos metálicos, se empleará un sistema de contraviento en forma de K confinado en un marco de acero estructural. El procedimiento de unión entre los elementos metálicos de refuerzo y la estructura original de concreto reforzado, será por medio de la inyección de mortero que no presente variación volumétrica entre el marco confinante de acero estructural y la estructura original de concreto reforzado. El procedimiento de colado de dicho mortero será como se indica en las Figuras de abajo, para la zona horizontal inferior del marco se colocará un solo agujero para inyección de mortero, de igual manera se usará un solo agujero para las zonas verticales y se instalarán del orden de cuatro a cinco agujeros para la carga horizontal superior. Un detalle de la zona de inyección de mortero en la zona horizontal inferior se presenta en el corte AA', igualmente en la misma Figura se aprecia que las placas que fungen como cimbre del mortero, deberán tener una separación adecuada respecto a los elementos del marco.

Se colocarán anclas post-construcción, químicas con longitud de anclaje $8d_a$ dentro de los elementos de la estructura original.



Técnica de inyección de mortero sin contracción

(la figura muestra la parte inferior de la cimbra, ya que la manera es igual en la parte superior de la cimbra)

6. REFUERZO POR MEDIO DE MUROS ESTRUCTURALES ADICIONALES

6.1 Cálculo de la cantidad de refuerzo requerido

El cálculo de la cantidad de refuerzo requerido, se hará conforme al procedimiento mencionado en el capítulo 2.2.3(2) de la “Guía de Diseño de Refuerzo ante Sismo”, como se indica enseguida.

(1) Filosofía de cálculo

Con base en los resultados de la evaluación de comportamiento ante sismo, y debido a que el valor del índice E_o , para los pisos 1, 2 y 3, se determinó con la expresión (4) de la “Norma de Evaluación de Comportamiento ante Sismo”, se considerará esta misma expresión (4) para calcular la cantidad de refuerzo necesaria. Para dicho cálculo, se deberán considerar las siguientes hipótesis.

(i) El valor de los índices S_D y T , no presentará cambios antes y después del refuerzo.

(ii) El muro adicional será un muro continuo en la altura, localizado dentro de un claro, el espesor será de 20 cm en toda la altura del mismo.

También, para la evaluación adecuada del esfuerzo cortante promedio del muro adicional (τ_w), así como del mecanismo de falla, se hará con el procedimiento simplificado que se indica en el inciso (2) siguiente, calculando la resistencia a la rotación de la estructura de cimentación (Q_{RU}) de un muro adicional representativo.

(2) Resistencia de la rotación de la cimentación de un muro adicional (Q_{RU})

Se considera dentro del proyecto de refuerzo un muro adicional continuo hasta los niveles 2 y 4; sin embargo, como representativo en este caso se considerará un muro continuo hasta el nivel 3, y por medio de un procedimiento simplificado se determinará la resistencia a la rotación de la estructura de cimentación.

(i) Hipótesis de cálculo

- La altura de entrepiso es igual y uniforme en todos los niveles ($h = 3.5$ m)
- Debido a que no se conoce con exactitud la capacidad de anclaje de los pilotes en la estructura de cimentación, se ignora la resistencia a la extracción del pilote.
- El efecto de flexión de las traveses de borde y de las traveses perpendiculares al plano del muro se considerará igual para toda la altura y a ambos lados del muro.
- Se ignora el incremento de peso por el muro adicional.

(ii) Momento externo (M_o) y fuerza cortante (Q_u)

$$M_{ov} = n \cdot (n+1) / 2 \cdot P \cdot h \quad \text{donde, } n=3$$

$$= 6 \cdot P \cdot h = 21 \cdot P$$

$$Q_u = (n+1-i) \cdot P$$

(iii) Carga axial en columnas y pilotes

- carga axial en la cimentación : $N_f = 51.2 \text{ ton}$
- carga de largo plazo en el pilote : $f_a = 20 \text{ t / pilote} \times 3 \text{ pilotes} = 60 \text{ ton}$
- capacidad de carga última del pilote (tres veces f_a) : $f_u = 180 \text{ ton}$

(iv) Efecto de flexión de las trabes de borde y de las trabes perpendiculares al muro

- Trabes de borde:

$$\Sigma M_x = 2 \cdot l_x \cdot \Sigma Q_{xi} \quad (\text{desde las trabes de cimentación hasta las trabes del cuarto nivel})$$

$$\Sigma Q_{xi} = 29.97 + 27.34 + 36.89 + 34.23 = 128.43 \text{ t}$$

$$\Sigma M_x = 2 \times 4.5 \times 128.43 = 1155.87 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- Trabes perpendiculares: $\Sigma Q_y = 14.25 + 17.89 + 26.55 + 27.53 = 86.49 \text{ t}$

(v) Resistencia a la rotación de la cimentación (Q_{ru})

Se presenta el levantamiento de la estructura de cimentación en el lado de tensión, o se presenta el asentamiento de la cimentación en el lado de compresión, la inspección sobre ambos posibles fenómenos se presenta abajo.

- En el lado de tensión: $\Sigma T = N_f + \Sigma Q_{xi} + \Sigma Q_y$
 $= 51.2 + 128.43 + 86.49 = 266.12 \text{ t}$

- En el lado de compresión: $\Sigma C = f_u - N_f + \Sigma Q_{xi} + \Sigma Q_y$
 $= 180 - 51.2 + 128.43 + 86.49 = 343.72 \text{ t}$

Debido a que $\Sigma T < \Sigma C$, la resistencia Q_{RU} quedará determinada por el fenómeno de levantamiento de la cimentación en el lado de tensión.

$$M_{ov} = \Sigma M_x + (N_f + \Sigma Q_y) \cdot l_x$$

$$= 1155.87 + (51.2 + 86.49) \times 4.5 = 1775.48 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$P = M_{ov} / 21 = 84.55 \text{ t}$$

El valor de Q_{RU} para cada nivel queda como se indica.

- Tercer nivel: $Q_{RU} = 1P = 84.6 \text{ t}$
- Segundo nivel: $Q_{RU} = 2P = 169.1 \text{ t}$
- Primer nivel: $Q_{RU} = 3P = 253.6 \text{ t}$

Con base en lo anterior, el esfuerzo cortante promedio (τ_w) será:

$$\text{Tercer nivel: } \tau_w = 84600/(20 \times 450) = 9.4 \text{ kg / cm}^2$$

$$\text{Segundo nivel: } \tau_w = 169100/(20 \times 450) = 18.8 \text{ kg / cm}^2$$

$$\text{Primer nivel: } \tau_w = 253600/(20 \times 450) = 28.2 \text{ kg / cm}^2$$

En el primer nivel, donde se presenta el esfuerzo cortante promedio mayor, aproximadamente $0.13 F_c$ ($F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$), según la relación entre el esfuerzo cortante promedio y el valor del índice F esperado para muros adicionales, como se indica en el capítulo 3.1.5 de la "Guía de Diseño de Refuerzo ante Sismo", considerando que se presentará la rotación de la estructura de cimentación ($F = 3.0$), se puede pensar que es posible el diseño del refuerzo.

También, el valor del esfuerzo cortante promedio que se considerará para el cálculo de la cantidad necesaria de refuerzo en cada nivel, aceptando que esté del lado de la seguridad, se consideran los siguientes valores del esfuerzo para el tercer nivel 8 kg/cm^2 , para el segundo nivel 16 kg/cm^2 y para el primer nivel 24 kg/cm^2 .

(3) Cálculo de la cantidad necesaria de refuerzo

(a) Tercer nivel

(i) Valor necesario del índice E_0

$$E_0 \geq rIs/(S_0 \cdot T)$$

$$E_0 \geq 0.79/(0.95 \times 0.985) = 0.844$$

(ii) Valor necesario del índice C

Con base en los resultados de la evaluación de comportamiento ante sismo, se tiene

$$\text{Para el grupo 1: } \Sigma Q_{u1} = 131.35t, \quad C_1 = 0.058, \quad F_1 = 1.0 \text{ (WS)}$$

$$\text{Para el grupo 2: } \Sigma Q_{u2} = 1085.78t, \quad C_2 = 0.477, \quad F_2 = 1.27 \text{ (BS, CB)}$$

$$\text{Para el grupo 3: } \Sigma Q_{u3} = 471.05T, \quad C_3 = 0.207, \quad F_3 = 3.0 \text{ (BB)}$$

$$(n+1) / (n+i) \times \sqrt{(C_1 \cdot F_1)^2 + (C_2 \cdot F_2)^2 + \{(C_3 + C) \cdot F_3\}^2} \geq 0.844$$

$$5/7 \times \sqrt{(0.058 \times 1.0)^2 + (0.477 \times 1.27)^2 + \{(0.207 + C) \times 3.0\}^2} \geq 0.844$$

de donde, $C \geq 0.13$

(iii) Cantidad necesaria de muros adicionales

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

$$\text{Resistencia necesaria: } Q_u \geq C \cdot \Sigma W_3 = 0.13 \times 2277.2 = 296.0t$$

$$\text{Longitud necesaria de muros: } l \geq Q_u/(t \cdot \tau_w) = 296000/(20 \times 8.0) = 1850.2 \text{ cm}$$

Si se coloca en el interior de un muro con claro de 4.5 m, serán necesarios aproximadamente cuatro muros

(b) Segundo nivel

(i) Valor necesario del índice E_0

Igual que el nivel 3, $E_0 \geq 0.844$.

(ii) Valor necesario del índice C

Con base en los resultados de la evaluación de comportamiento ante sismo, se tiene

Para el grupo 1: $\Sigma Q_{u1} = 589.26t$, $C_1 = 0.175$, $F_1 = 0.8$ (CSS)

Para el grupo 2: $\Sigma Q_{u2} = 197.02t$, $C_2 = 0.058$, $F_2 = 1.0$ (WS)

Para el grupo 3: $\Sigma Q_{u3} = 1464.29t$, $C_3 = 0.435$, $F_3 = 1.5$ (BS, BB)

$$5/6 \times \sqrt{(0.058 \times 1.0)^2 + \{(0.435 + C) \times 1.5\}^2} \geq 0.844$$

de donde, $C \geq 0.24$

(iii) Cantidad necesaria de muros adicionales

Peso del edificio: $\Sigma W_2 = 3369.4t$

Resistencia necesaria: $Q_u \geq 0.24 \times 3369.4 = 808.7t$

Longitud necesaria de muros: $l \geq 808700/(20 \times 16) = 2527.2 \text{ cm}$

Si se coloca en el interior de un muro con claro de 4.5 m, serán necesarios aproximadamente seis muros

(c) Primer nivel

(i) Valor necesario del índice E_0

$E_0 \geq 0.844$.

(ii) Valor necesario del índice C

Con base en los resultados de la evaluación de comportamiento ante sismo, se tiene

Para el grupo 1: $\Sigma Q_{u1} = 604.5t$, $C_1 = 0.135$, $F_1 = 0.8$ (CCS)

Para el grupo 2: $\Sigma Q_{u2} = 749.14t$, $C_2 = 0.167$, $F_2 = 1.0$ (CS, WS, CB)

Para el grupo 3: $\Sigma Q_{u3} = 1425.65t$, $C_3 = 0.318$, $F_3 = 1.5$ (BS, BB)

$$5/5 \times \sqrt{(0.167 \times 1.0)^2 + \{(0.318 + C) \times 1.5\}^2} \geq 0.844$$

de donde, $C \geq 0.234$

(iii) Cantidad necesaria de muros adicionales

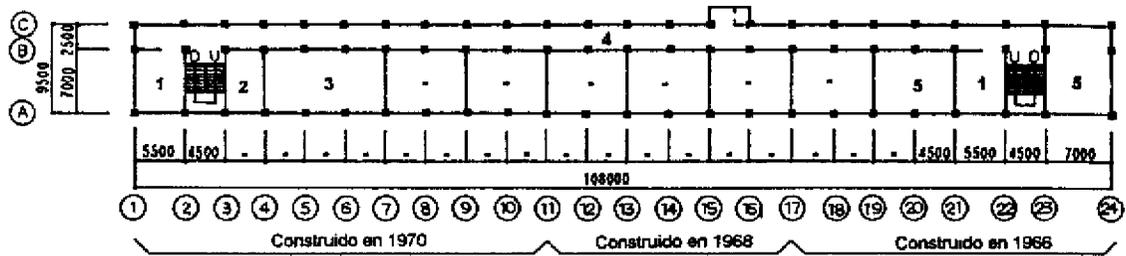
Peso del edificio:	$\Sigma W_1 = 4477.1t$
Resistencia necesaria:	$Q_u \geq 0.234 \times 4477.1 = 1047.6t$
Longitud necesaria de muros:	$l \geq 1047600 / (20 \times 24) = 2182.5 \text{ cm}$

Si se coloca en el interior de un muro con claro de 4.5 m, serán necesarios aproximadamente cinco muros. Sin embargo, tomando en cuenta que en el segundo nivel se requieren del orden de seis muros adicionales, se tomará este mismo número de muros adicionales para el primer nivel.

6.2 Ubicación de los elementos a reforzar o elementos de refuerzo

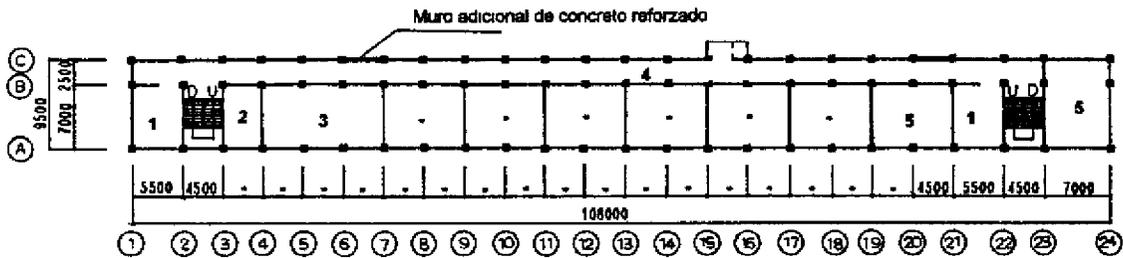
Con base en los resultados del cálculo simplificado para determinar las características de comportamiento objeto del refuerzo, se adicionarán muros de concreto reforzado dentro de algunos de los 23 claros que conforman el marco del eje C, cuatro muros en el tercer nivel, y seis muros en los niveles uno y dos. También, según los resultados del proceso de evaluación de comportamiento ante sismo, el nivel cuatro no requiere de refuerzo alguno; sin embargo, con objeto de no alterar significativamente la relación de rigidez y peso de un nivel a otro, en este nivel se colocarán dos muros adicionales de concreto reforzado.

Considerando los resultados de la inspección llevada a cabo antes de los trabajos de refuerzo, dentro del proyecto se propuso la ubicación de los muros adicionales que se presentan en las Figuras Apéndice II.6.1a a II.2.6d, así como en la Figura Apéndice II.6.2.



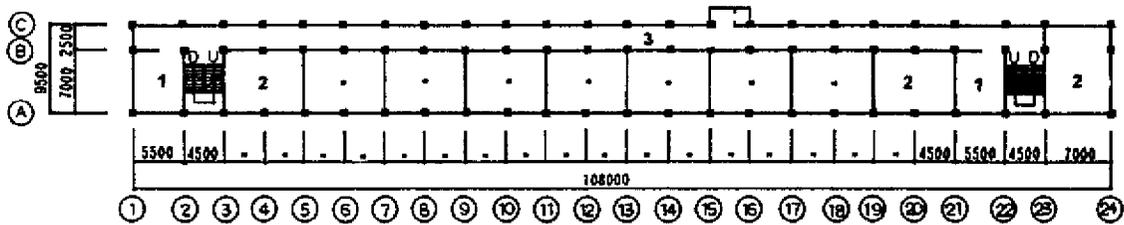
Planta anterior al refuerzo del nivel 4

- 1.- Sanitario 3.- Salón de música 5.- Salón de clase
- 2.- Sala de preparación 4.- Pasillo



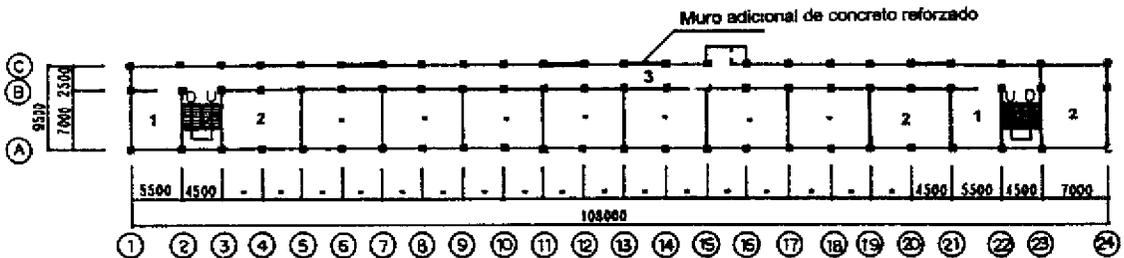
Planta después del refuerzo del nivel 4

Figura Apéndice II.6.1a Colocación de muros adicionales del nivel 4



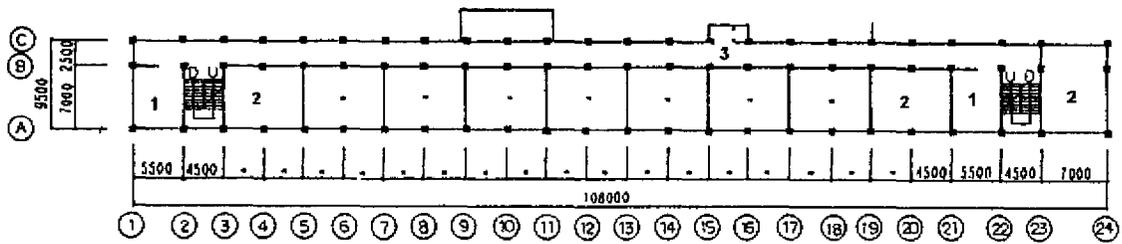
Planta anterior al refuerzo del nivel 3

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



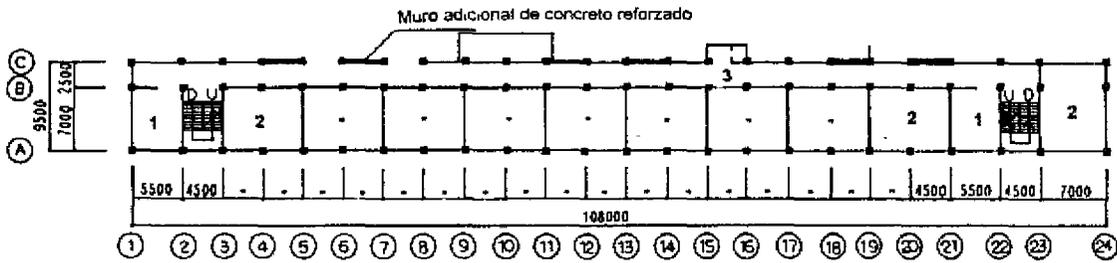
Planta después del refuerzo del nivel 3

Figura Apéndice II.6.1b Colocación de muros adicionales del nivel 3



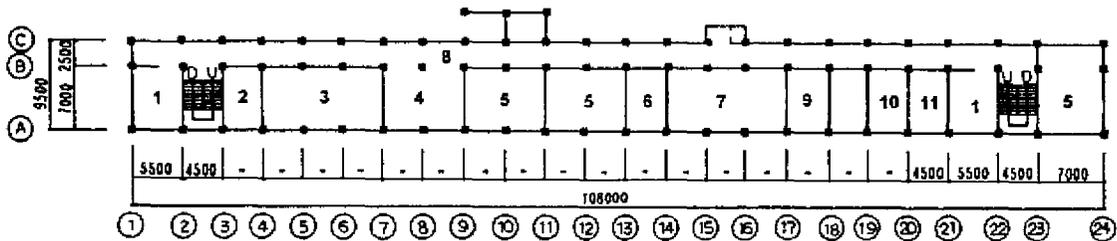
Planta anterior al refuerzo del nivel 2

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



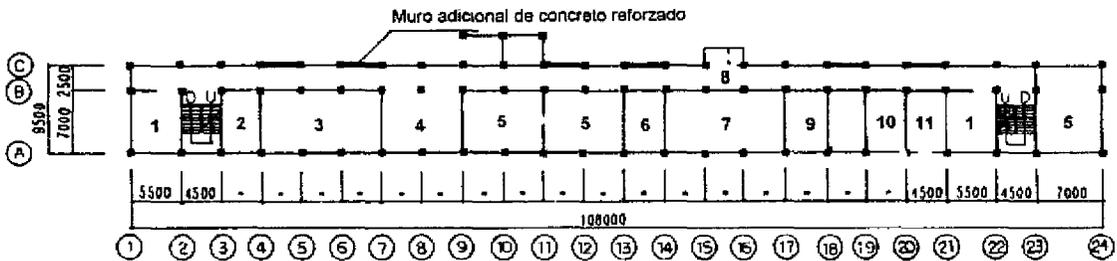
Planta después del refuerzo del nivel 2

Figura Apéndice II.6.1c Colocación de Muros Adicionales del Nivel 2



Planta anterior al refuerzo del nivel 1

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



Planta después del refuerzo del nivel 1

Figura Apéndice II.6.1d Colocación de muros adicionales del nivel 1

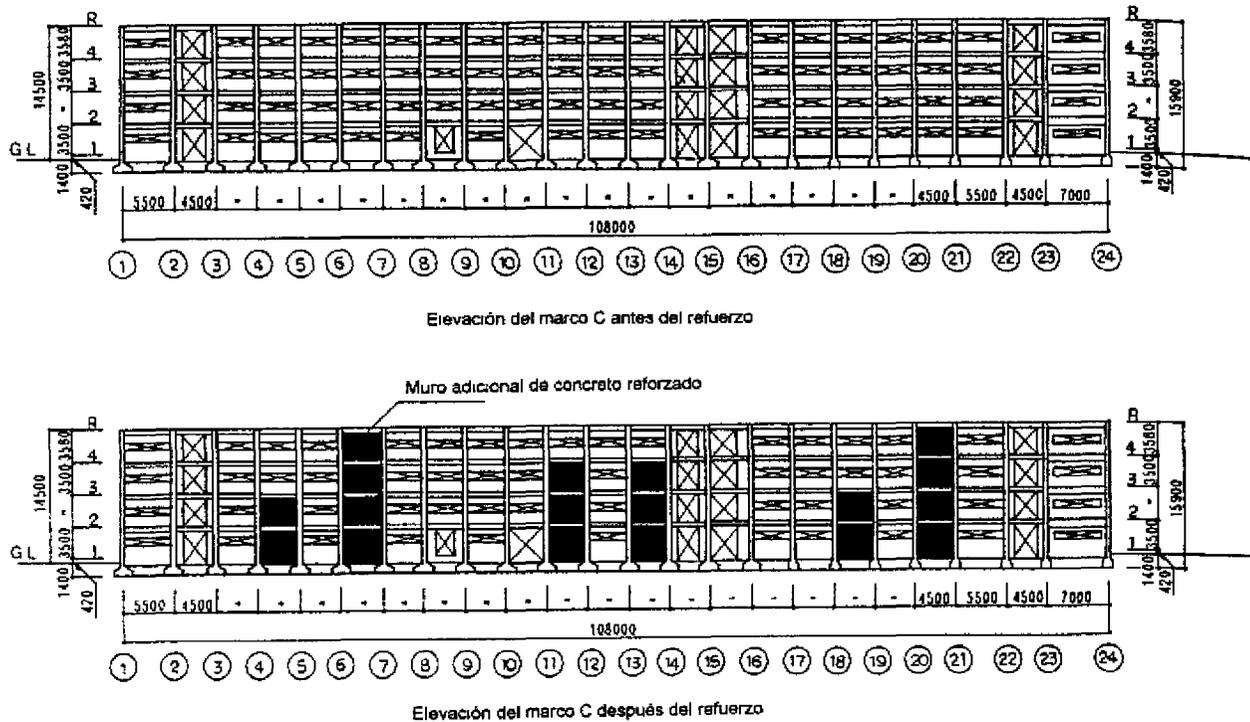


Figura Apéndice II.6.2 Colocación de muros adicionales en el marco C

6.3 Diseño a detalle

(1) Resistencia de los materiales

(a) Parte de la estructura existente

La resistencia del concreto y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo que se emplearán dentro del procedimiento de evaluación, son los indicados enseguida.

- Resistencia del concreto: $\sigma_B = 180 \text{ kg/cm}^2$ (valor obtenido de la inspección)
- Módulo de elasticidad del concreto: $E_c = 2.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ (según la expresión de la norma del AIJ)
- Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo: $\sigma_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$ (SR24)

(b) Elementos y partes de refuerzo

- Resistencia nominal de diseño del concreto: $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (valor obtenido de la inspección)
- Resistencia nominal de diseño del mortero: $F_m = 300 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo: $\sigma_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ (SD30A)

- Resistencia de los elementos metálicos que conforman en ancla:

$$m\sigma_y = 4500 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ancla)}$$

$$\sigma_y = 3000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (acero de la unión, SD30A)}$$

(2) Diseño de los muros a adicionar.

(a) Filosofía del diseño

Con base en las siguientes hipótesis, se diseñan los muros a adicionar.

(i) Se hará el diseño con base en la resistencia a la rotación de la cimentación (Q_{Ru}), calculada de manera simplificada en el inciso 6.1.

(ii) Con respecto a los muros adicionales para los niveles 1 y 2, el diseño de los mismos así como de las anclas necesarias se realizó considerando 1.4 veces el esfuerzo τ_w empleado en el cálculo de la cantidad de refuerzo necesaria como el esfuerzo de diseño (fuerza cortante de diseño = Q_D).

Este factor de incremento de fuerza cortante de diseño de 1.4, se definió de manera que el cortante Q_m del muro continuo del segundo nivel resultase mayor que el cortante resistente del tercer nivel, también se consideró que el incremento del peso debido a los muros adicionales representará un pequeño incremento en el cortante resistente de los elementos de niveles inferiores, e igualmente se trató de contemplar un incremento suficiente de la capacidad dúctil del sistema estructural.

(iii) Con respecto a los muros adicionales para el tercer nivel, el espesor del muro se consideró de 18 cm, y la fuerza cortante de diseño (Q_D) se obtuvo considerando un factor de incremento de 1.4 afectando al esfuerzo cortante $\tau_w \approx 9.0 \text{ kg/cm}^2$. El factor de incremento de la fuerza cortante de diseño para el caso de la reducción del espesor del muro es con el objeto de lograr un decremento de la carga a largo plazo a transmitir a los pilotes de la estructura de cimentación y mantener un nivel adecuado del esfuerzo cortante, para que tanto el acero y/o anclas de unión, como la cantidad de refuerzo resulten en valores adecuados.

(iv) Respecto al muro del cuarto nivel, se diseña de igual manera que el muro del tercer nivel

(b) Cálculo de la resistencia de las columnas

Debido a la adición de muros estructurales en el edificio, se puede esperar un pequeño incremento de carga axial en las columnas; sin embargo, puede pensarse que el efecto de este incremento es despreciable, por lo que para el cálculo de la resistencia de las columnas se puede considerar el nivel de carga axial que se tenía antes del proyecto de refuerzo.

(i) Tercer nivel

La resistencia a flexión (Q_{Mu}), así como la resistencia a cortante (Q_{Su}), resultará como se indica enseguida, en función de los resultados del procedimiento de evaluación del comportamiento ante sismo.

$$b \times D = 37.5 \times 60 \text{ cm}, \quad a_t = 12.06 \text{ cm}^2(6 - 16\phi), \quad N = 19.9 \text{ t},$$

$$h_0 = 120 \text{ cm}$$

$$Q_{Mu} = 38.4 \text{ t}, \quad Q_{su} = 35.9 \text{ t (cortante en columna)}$$

La resistencia al cortante por cizalleo de la columna (pQ_C), se calculará conforme lo indica la expresión (3.1.2) de la "Guía de Diseño de Reparación y Rehabilitación ante Sismo".

$$K_{min} = 0.34/(0.52 + a/D) = 0.34/(0.52 + \frac{1}{3} D/D) = 0.40$$

$$p_g = a_g/(b \cdot D) = 32.17/(37.5 \times 60) = 0.014$$

$$(a_g = 32.17 \text{ cm}^2(16 - 16\phi), \quad b \times D = 37.5 \times 60 \text{ cm})$$

$$\sigma_0 = 19.9 \times 10^3/(37.5 \times 60) = 8.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = p_g \cdot \sigma_y + \sigma_0 = 0.014 \times 3000 + 8.84 = 51.73 \text{ kg/cm}^2$$

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

debido a que $\sigma > 0.33\sigma_B - 28$, el valor de τ_0 se calculará conforme la siguiente ecuación:

$$\tau_0 = 0.22\sigma_B + 0.49\sigma = 0.22 \times 180 + 0.49 \times 51.73 = 64.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$pQ_C = K_{min} \cdot \tau_0 \cdot b \cdot D = 0.40 \times 64.95 \times 37.5 \times 60/10^3 = 58.5 \text{ t}$$

(ii) Segundo nivel

(Resistencia por flexión, resistencia por cortante)

$$b \times D = 42.5 \times 60 \text{ cm}, \quad a_t = 17.02 \text{ cm}^2(6 - 19\phi), \quad N = 29.5 \text{ t},$$

$$h_0 = 120 \text{ cm}$$

$$Q_{Mu} = 54.7 \text{ t}, \quad Q_{su} = 42.1 \text{ t (cortante en columna)}$$

(Resistencia al cortante por cizalleo)

$$K_{min} = 0.40, \quad p_g = 34.02 / (42.5 \times 60) = 0.013$$

$$\sigma_0 = 11.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 0.013 \times 3000 + 11.57 = 51.59 \text{ kg/cm}^2 > 31.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_0 = 0.22 \times 180 + 0.49 \times 51.59 = 64.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$pQ_C = 0.40 \times 64.88 \times 42.5 \times 60/10^3 = 66.2 \text{ t}$$

(iii) Primer nivel

(Resistencia por flexión, resistencia por cortante)

$$b \times D = 47.5 \times 60 \text{ cm}, \quad a_t = 22.81 \text{ cm}^2(6 - 22\phi), \quad N = 40.2 \text{ t},$$

$$h_0 = 120 \text{ cm}$$

$$Q_{Mu} = 73.3 \text{ t}, \quad Q_{su} = 48.4 \text{ t}$$

(Resistencia al cortante por cizalleo)

$$K_{mm} = 0.40, \quad pg = 51.29/(47.5 \times 60) = 0.018,$$

$$\sigma_0 = 14.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 0.018 \times 3000 + 14.11 = 68.10 \text{ kg/cm}^2 > 31.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_0 = 0.22 \times 180 + 0.49 \times 68.10 = 72.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$pQ_C = 0.40 \times 72.97 \times 47.5 \times 60/10^3 = 83.2 \text{ t}$$

(c) Diseño de las anclas post-construcción

El diseño de las anclas post-construcción se hará conforme la expresión (3.1.1) de la “Guía de Diseño de Reparación y Rehabilitación ante Sismo”.

$$wQ_{Sut} = Q_j + pQ_C + Q_C \cdot \alpha \geq Q_D$$

Q_D es la fuerza cortante de diseño.

(i) Tercer nivel

$$Q_D = (9.0 \times 18 \times 450) \times 1.4/1000 = 102.1 \text{ t}$$

$$Q_j \geq Q_D - (pQ_C + Q_C \cdot \alpha) = 102.1 - (58.5 + 35.9 \times 1.0) = 7.7 \text{ t}$$

Con base en lo anterior, se calcula la fuerza cortante necesaria por unidad de longitud del muro (Q_{Jl}), y las características de las anclas a considerar se definirá conforme se indica en el Apéndice I del capítulo 3.8 de la “Guía de diseño de reparación y rehabilitación ante sismo”.

$$Q_{Jl} \geq Q_j/l_w = 7.7/(4.5 - 0.6) = 2.0 \text{ t/m}$$

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

$$@ \leq 100 \times Q_u/Q_{Jl} = 100 \times 2.39/2.0 = 119.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{se toma } 20 \text{ cm}$$

Para un ancla metálica (la longitud de anclaje será $5d_u$): se colocarán tanto en columna como en travesaños anclas sencillas de 13 mm de diámetro @200

El acero usado en la unión será: D10, con longitud de anclaje: $l_n = 30d_u$ (sin gancho)

(ii) Segundo nivel

$$Q_D = (16.0 \times 20 \times 450) \times 1.4/10^3 = 201.6 \text{ t}$$

$$Q_j \geq 201.6 - (66.2 + 42.1 \times 1.0) = 93.3 \text{ t}$$

$$Q_{j1} \geq 93.3/(4.5 - 0.6) = 23.9 \text{ t/m}$$

empleando anclas metálicas de 19 mm de diámetro ($Q_a = 5.11 \text{ t/ancla}$)

$$@ \leq 100 \times Q_a/Q_{j1} = 100 \times 5.11/23.9 = 21.4 \text{ cm} \rightarrow \text{se toma } 20 \text{ cm}$$

Para un ancla metálica (la longitud de anclaje será $5d_a$): se colocarán tanto en columna como en traves anclas sencillas de 19 mm de diámetro @200

El acero usado en la unión será: D13, con longitud de anclaje: $l_n = 30d_a$ (sin gancho)

(iii) Primer nivel

$$Q_D = (24.0 \times 20 \times 450) \times 1.4/10^3 = 302.4 \text{ t}$$

$$Q_j \geq 302.4 - (83.2 + 48.4 \times 1.0) = 170.8 \text{ t}$$

$$Q_{j1} \geq 170.8/3.9 = 43.8 \text{ t/m}$$

empleando anclas metálicas de 19 mm de diámetro ($Q_a = 5.11 \text{ t/ancla}$)

$$@ \leq 100 \times 5.11/43.8 = 11.7 \text{ cm} \rightarrow \text{se toma } 10 \text{ cm}$$

Para un ancla metálica (la longitud de anclaje será $5d_a$): se colocarán tanto en columna como en traves anclas dobles de 19 mm de diámetro @200

El acero usado en la unión será: D13, con longitud de anclaje: $l_n = 30d_a$ (sin gancho)

(d) Diseño del refuerzo por cortante

El cálculo del refuerzo por cortante se hará conforme a la expresión (3.1.4) de la "Guía de Diseño de Reparación y Rehabilitación ante Sismo".

$$\beta \cdot Q_{su2} \geq Q_D$$

Debido a que se está considerando la colocación de anclas con una longitud de anclaje de $5d_a$ en toda la periferia del marco a reforzar, se considerará $\beta = 0.9$

(i) Tercer nivel

$$\beta \times \{0.053 \times \rho_t^{0.23} \times (F_c + 180)/(M/Ql + 0.12) + 2.7 \sqrt{\rho_w \cdot \sigma_y} + 0.1 \sigma_0\} b_c \cdot j \cdot l \geq Q_D$$

Según lo anterior, la cantidad de refuerzo por cortante necesaria (ρ_w) resulta como se indica.

$$p_w \geq \left\{ \left(\frac{QD}{\beta \cdot b_e \cdot j} - \frac{0.053 \cdot p_t^{0.21} \cdot (F_c + 180)}{M / Q\ell + 0.12} - 0.1\sigma_0 \right) / 2.7 \right\}^2 / \sigma_y$$

donde, el valor M/Q resulta de considerar el momento producto de las fuerzas externas empleadas para el cálculo simplificado de la resistencia a la rotación de la cimentación (M_{ov}) y la fuerza cortante correspondiente (Q_u), quedando como se indica.

$$M/Q = P \cdot h/P = h = 350 \text{ cm}$$

$$M / (Q \cdot \ell) = 350/(450 + 60) = 0.69 (= 1.0)$$

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

$$p_t = 100 \times a_g / \sum A_w = 100 \times 32.17 / 11520 = 0.279 (\%)$$

$$\sigma_0 = \sum N / \sum A_w = 2 \times 19.9 \times 10^3 / 11520 = 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante promedio que soporta el refuerzo por cortante (τ_w) resulta como se indica.

$$\tau_w \geq \frac{QD}{\beta \cdot b_w \cdot j} - \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 180)}{M / Q\ell + 0.12} - 0.1\sigma_0$$

$$\tau_w \geq \frac{102100}{0.9 \times 22.6 \times 450} - \frac{0.053 \times 0.279^{0.23} (210 + 180)}{1.0 + 0.12} - 0.1 \times 35 = - 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

Resultando no necesario el uso de acero de refuerzo por cortante; sin embargo, con base en el inciso 3.1.4, relacionado con detalles estructurales, de la "Guía de Diseño de Refuerzo y Rehabilitación", se colocará acero de refuerzo por cortante en un porcentaje mayor o igual a 0.25%.

Colocando barras D10 dobles ($a_w = 1.43 \text{ cm}^2$), queda

$$@ \leq a_w / (p_w \cdot t) = 1.43 / (0.0025 \times 18) = 31.8 \text{ cm}$$

por lo tanto, el acero de refuerzo por cortante serán barras D10 (doble) @200.

(ii) Segundo nivel

$$M / (Q \cdot \ell) = 3 \cdot P \cdot h / (2P \cdot \ell) = 3 \times 350 / (2 \times 510) = 1.03$$

$$b_e = (2 \times 42.5 \times 60 + 20 \times 390) / 510 = 25.3 \text{ cm}$$

$$p_t = 100 \times 34.02 / 12900 = 0.264 (\%)$$

$$\sigma_0 = 2 \times 29.5 \times 10^3 / 12900 = 4.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_w \geq \frac{201600}{0.9 \times 25.3 \times 450} - \frac{0.053 \times 0.264^{0.21} \times 390}{1.03 + 0.12} - 0.46 = 5.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_w \geq (\tau_w/2.7)^2/\sigma_y = (5.98/2.7)^2/3500 = 0.0014$$

Colocando barras D10 dobles ($a_w = 1.43 \text{ cm}^2$), queda,

$$@ \leq 1.43/(0.0014 \times 25.3) = 40.4 \text{ cm}$$

por lo tanto, el acero de refuerzo por cortante serán barras D10 (doble) @200.

(iii) Primer nivel

$$M / (Q \cdot \ell) = 6 \cdot P \cdot h / (3P \cdot \ell) = 6 \times 350 / (3 \times 510) = 1.37$$

$$b_e = (2 \times 47.5 \times 60 + 20 \times 390) / 510 = 26.5 \text{ cm}$$

$$p_t = 100 \times 51.29 / 13500 = 0.380 \%$$

$$\sigma_0 = 2 \times 40.2 \times 10^3 / 13500 = 6.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_w \geq \frac{302400}{0.9 \times 26.5 \times 450} - \frac{0.053 \times 0.38^{0.21} \times 390}{1.37 + 0.12} - 0.6 = 16.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_w \geq (16.5/2.7)^2/3500 = 0.011 < 1.2 \%$$

Colocando barras D13 dobles ($a_w = 2.54 \text{ cm}^2$), queda,

$$@ \leq 2.54 / (0.011 \times 26.5) = 8.7 \text{ cm}$$

por lo tanto, el acero de refuerzo por cortante serán barras D13 (doble) @75.

6.4 Evaluación del efecto del refuerzo

Con el propósito de verificar si la estructura reparada o rehabilitada alcanzó las características de comportamiento ante sismo objeto, se lleva a cabo una evaluación de tercer nivel con base en la "Norma de evaluación de comportamiento ante sismo" del edificio en el que se colocaron elementos o sistemas de refuerzo. Usando los resultados calculados según el procedimiento de evaluación del comportamiento ante sismo del mismo edificio, se podrá definir una corrección de elementos de refuerzo necesarios, así como su ubicación

(1) Estudio del peso del edificio después del procedimiento de refuerzo y de las cargas a largo plazo en los pilotes

(a) Peso adicional

El peso adicional debido a la adición de muros se calcula como sigue: