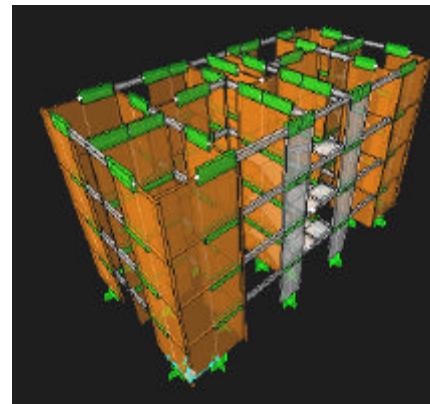
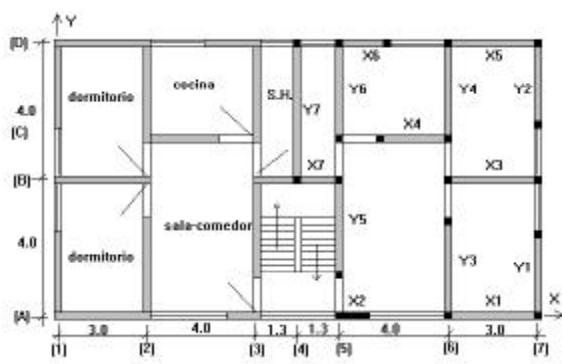




EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LA NORMA E.070 EN EL DISEÑO DE UN EDIFICIO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

Por: ÁNGEL SAN BARTOLOMÉ

Profesor Principal del Departamento de Ingeniería -Sección Civil-
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ



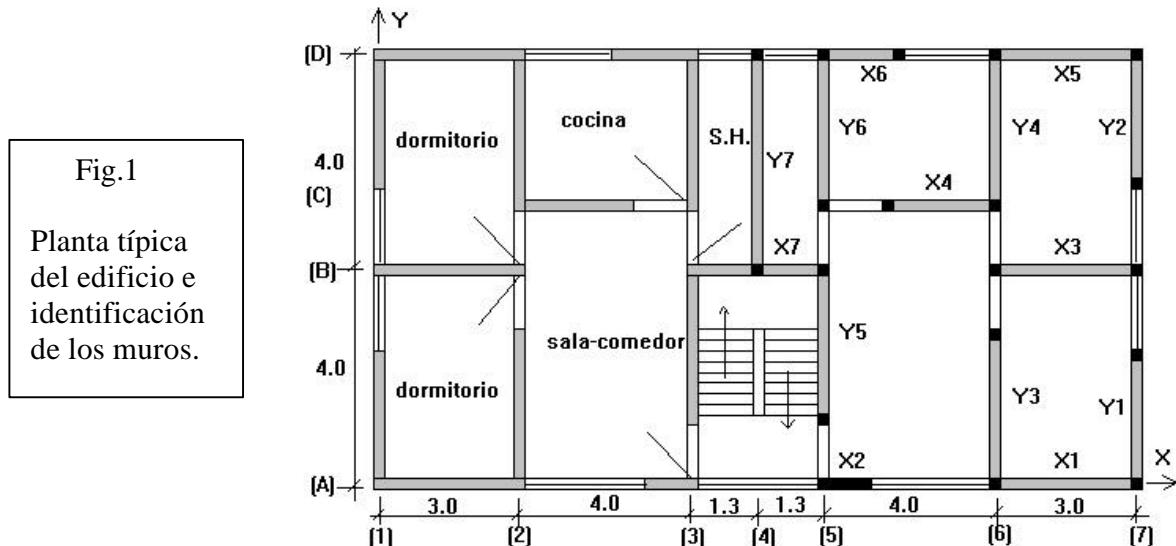
Lima, agosto del 2006

CONTENIDO

	Pág.
1. Información general	3
2. Características de los materiales	3
3. Cargas unitarias	4
4. Estructuración	4
5. Predimensionamiento	4
6. Metrado de cargas	6
7. Análisis ante el sismo moderado	11
8. Diseño por sismo moderado, resistencia al corte global, fuerzas internas ante el sismo severo y verificación del agrietamiento en pisos superiores.	20
9. Diseño de los muros agrietados por corte	23
10. Diseño de los muros no agrietados por corte	27
11. Diseño del muro X2 (placa P1)	30
12. Diseño por carga sísmica perpendicular al plano	33
13. Planos	35
14. Comentarios	38

EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LA NORMA E.070 EN EL DISEÑO DE UN EDIFICIO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

Empleando las especificaciones de la Norma Técnica de Edificaciones E.070 “Albañilería”, se trata de diseñar a los muros confinados del edificio de 4 pisos cuya planta típica se muestra en la Fig.1.



1. INFORMACIÓN GENERAL

- Ubicación del edificio: Lima, sobre cascajo.
- Uso: vivienda
- Sistema de techo: losa maciza armada en dos sentidos, espesor $t = 12 \text{ cm}$.
- Azotea: no utilizable, sin parapetos, sin tanque de agua (sistema hidroneumático)
- Altura de piso a techo: 2.40 m
- Ancho de puertas: 0.90 m.
- Altura de alféizares: $h = 1.00 \text{ m}$ (excepto en S.H. donde $h = 1.80 \text{ m}$)
- Longitud de ventanas en dormitorios y cocina: L = 1.40 m, en la Sala L = 2.50 m, en S.H. L = 1.15 m en la escalera L = 2.45 m.
- Peralte de vigas soleras: 0.12 m (igual al espesor del techo)
- Peralte de vigas dinteles: 0.30 m.

2. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Albañilería

- Ladrillos clase IV sólidos (30% de huecos), tipo King Kong de arcilla, $t = 13 \text{ cm}$, $f' b = 145 \text{ kg/cm}^2$
- Mortero tipo P2: cemento-arena 1 : 4
- Pilas: resistencia característica a compresión = $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2 = 650 \text{ ton/m}^2$
- Muretes: resistencia característica a corte puro = $v'm = 8.1 \text{ kg/cm}^2 = 81 \text{ ton/m}^2$
- Módulo de elasticidad = $E_m = 500 f'm = 32,500 \text{ kg/cm}^2 = 325,000 \text{ ton/m}^2$
- Módulo de corte = $G_m = 0.4 E_m = 13,000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ Módulo de Poisson = $\nu = 0.25$

Concreto

- Resistencia nominal a compresión = $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad = $E_c = 200,000 \text{ kg/cm}^2 = 2'000,000 \text{ ton/m}^2$
- Módulo de Poisson = $\nu = 0.15$

Acero de Refuerzo

- Corrugado, grado 60, esfuerzo de fluencia = $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 4.2 \text{ ton/cm}^2$

3. CARGAS UNITARIAS

Pesos Volumétricos

- Peso volumétrico del concreto armado: 2.4 ton/m^3
- Peso volumétrico de la albañilería: 1.8 ton/m^3
- Peso volumétrico del tarrajeo: 2.0 ton/m^3

Techos

- Peso propio de la losa de techo: $2.4 \times 0.12 = 0.288 \text{ ton/m}^2$
- Sobrecarga (incluso en escalera): 0.2 ton/m^2 , excepto en azotea: 0.1 ton/m^2
- Acabados: 0.1 ton/m^2

Muros

- Peso de los muros de albañilería con 1 cm de tarrajeo: $1.8 \times 0.13 + 2.0 \times 0.02 = 0.274 \text{ ton/m}^2$
- Peso de los muros de concreto con 1 cm de tarrajeo: $2.4 \times 0.13 + 2.0 \times 0.02 = 0.352 \text{ ton/m}^2$
- Ventanas: 0.02 ton/m^2

4. ESTRUCTURACIÓN

Muros

La estructura está compuesta en sus 2 direcciones principalmente por muros confinados. En el eje A se ha considerado conveniente que los muros X2 sean de concreto armado para compensar rigideces y evitar problemas de torsión, ya que los muros X4 desplazan al centro de rigidez lateral hacia la parte superior de la planta.

Escalera

Los descansos de la escalera apoyan sobre la viga central del eje A y sobre el muro X7.

Alféizares

Los alféizares de ventanas serán aislados de la estructura principal.

5. PREDIMENSIONAMIENTO

5.1. Espesor Efectivo de Muros “t”

Para la zona sísmica 3, el espesor efectivo mínimo, descontando tarrajeos, es $t = h / 20 = 240/20 = 12 \text{ cm}$, donde “h” es la altura libre de la albañilería. Con lo cual, se utilizará muros en aparejo de soga con espesor efectivo igual a 13 cm (15 cm tarajeados).

5.2. Densidad Mínima de Muros Reforzados

La densidad mínima de muros reforzados (confinados en este ejemplo), para cada dirección del edificio, se determina con la expresión:

$$\frac{\sum L t}{A_p} \geq \frac{Z U S N}{56} = \frac{0.4 \times 1 \times 1 \times 4}{56} = 0.0286$$

Donde:

L = longitud total del muro incluyendo sus columnas (sólo intervienen muros con L > 1.2 m)

t = espesor efectivo = 0.13 m, excepto para el muro X2 de concreto armado.

A_p = área de la planta típica = 8.15x16.75 = 136.51 m²

Z = 0.4 ... el edificio está ubicado en la zona sísmica 3 (Norma E.030)

U = 1 ... el edificio es de uso común, destinado a vivienda (Norma E.030)

S = 1 ... el edificio está ubicado sobre suelo de buena calidad (Norma E.030)

N = 4 = número de pisos del edificio

En la Tabla 1 se indica la longitud de los muros, su área de corte (Ac = L t), el número de muros de iguales características (Nm) y además se verifica que la densidad de muros que presenta el edificio en cada dirección excede al valor mínimo reglamentario (0.0286).

Tabla 1. Densidad de Muros Reforzados.

Dirección X-X					Dirección Y-Y				
Muro	L (m)	t (m)	Ac (m ²)	Nm	Muro	L (m)	t (m)	Ac (m ²)	Nm
X1	3.13	0.13	0.407	2	Y1	2.60	0.13	0.338	2
X2 (*)	1.50	0.80	1.200	2	Y2	2.60	0.13	0.338	2
X3	3.13	0.13	0.407	2	Y3	3.10	0.13	0.403	2
X4	3.10	0.13	0.403	2	Y4	3.10	0.13	0.403	2
X5	3.13	0.13	0.407	2	Y5	3.10	0.13	0.403	2
X6	2.60	0.13	0.338	2	Y6	3.10	0.13	0.403	2
X7	2.73	0.13	0.356	1	Y7	4.13	0.13	0.537	1
$\Sigma (Ac Nm) / A_p = 6.68 / 136.51 = 0.0489$					$\Sigma (Ac Nm) / A_p = 5.113 / 136.51 = 0.0375$				

(*) En el muro X2, de concreto armado, debe emplearse t = tc (Ec / Em) = 0.13x6.15 = 0.80 m

5.3. Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad

La resistencia admisible (Fa) a compresión en los muros de albañilería está dada por la expresión:

$$F_a = 0.2 f'_{m} \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] = 0.2 \times 650 \left[1 - \left(\frac{2.4}{35 \times 0.13} \right)^2 \right] = 93.8 \text{ ton/m}^2 \leq 0.15 f'_{m}$$

Valor que no debe superar a: 0.15 f'm = 0.15x650 = 97.5 ton/m² → gobierna Fa = 93.8 ton/m²

Revisando la zona central del muro más esforzado (Y3) y contemplando al 100% de sobrecarga, se tiene sobre una longitud unitaria de muro:

$$\text{Ancho tributario de losa} = 1.5 \text{ m (dormitorio)} + 2.0 \text{ m (sala)} = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Carga proveniente de la losa de azotea} = (0.288 + 0.1 + 0.1) \times 3.5 = 1.71 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga proveniente de la losa en pisos típicos} = (0.288 + 0.1 + 0.2) \times 3.5 = 2.06 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio del muro en un piso típico} = 0.274 \times 2.4 = 0.66 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga axial total} = P_m = 1.71 + 3 \times 2.06 + 4 \times 0.66 = 10.53 \text{ ton/m}$$

Esta carga produce un esfuerzo axial máximo:

$$\sigma_m = P_m / t = 10.53 / 0.13 = 81 \text{ ton/m}^2 < F_a = 93.8 \text{ ton/m}^2 \rightarrow \text{Ok.}$$

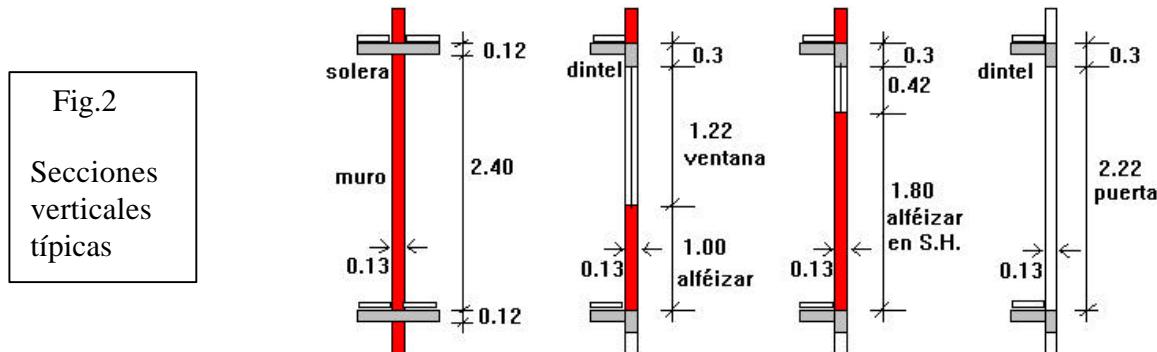
En consecuencia, por carga vertical, es posible emplear muros en aparejo de soga ($t = 13 \text{ cm}$) y una albañilería de calidad intermedia con $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$.

6.0 METRADO DE CARGAS

Las cargas actuantes en cada muro se obtienen sumando las cargas directas (peso propio, peso de soleras, dinteles, ventanas y alféizares) más las cargas indirectas (provenientes de la losa del techo: peso propio, acabados y sobrecarga).

6.1. Cargas Directas

Para obtener las cargas directas primeramente se determinará las cargas repartidas por unidad de longitud en cada sección vertical típica (Fig.2), empleando las cargas unitarias del acápite 3.



Zona de puertas:

$$\text{piso típico y azotea: } 0.13 \times 0.3 \times 2.4 = 0.09 \text{ ton/m}$$

Zona de muros de albañilería:

$$\begin{aligned} \text{piso típico } w &= 2.4 \times 0.274 + 0.13 \times 0.12 \times 2.4 = 0.70 \text{ ton/m} \\ \text{azotea } w &= 1.2 \times 0.274 + 0.13 \times 0.12 \times 2.4 = 0.37 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

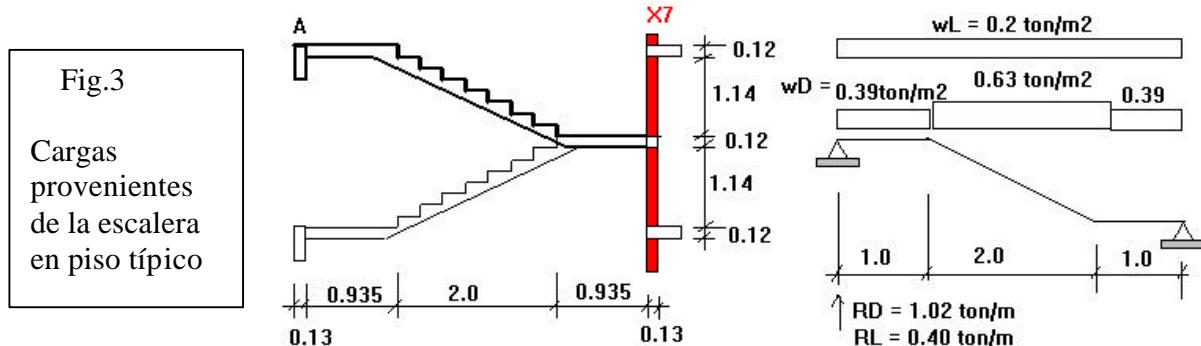
Zona de placa X2:

$$\begin{aligned} \text{piso típico } w &= 2.4 \times 0.352 + 0.13 \times 0.12 \times 2.4 = 0.88 \text{ ton/m} \\ \text{azotea } w &= 1.2 \times 0.352 + 0.13 \times 0.12 \times 2.4 = 0.46 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Zona de alféizares con $h = 1.0$ m: piso típico $w = 1.0 \times 0.274 + 1.22 \times 0.02 + 0.09 = 0.39$ ton/m
azotea $w = 0.09$ ton/m (dintel)

Zona de alféizares con $h = 1.8$ m: piso típico $w = 1.8 \times 0.274 + 0.42 \times 0.02 + 0.09 = 0.59$ ton/m
azotea $w = 0.09$ ton/m (dintel)

Adicionalmente, el edificio presenta una escalera cuyos tramos apoyan en el muro X7 y en la viga central del eje A. El peso de esta escalera y las reacciones se muestran en la Fig.3.



Cabe indicar que en el tramo inclinado la carga de peso propio fue obtenida mediante la expresión:

$$w_{pp} = g \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right] = 0.53 \text{ ton/m}^2$$

Donde:

$$\gamma = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$t = 0.12$ m = espesor de la garganta

cp = contrapaso = 0.16 m

p = paso = 0.25 m

De esta forma, la carga permanente en el tramo inclinado es $wD = 0.53 + 0.10 = 0.63 \text{ ton/m}^2$

En la tabla 2 se presenta un resumen de las cargas directas.

Tabla 2. Cargas Directas (ton/m)		
Zona	Piso típico	Azotea
Puertas	0.09	0.09
Muros de albañilería	0.70	0.37
Placa X2	0.88	0.46
Alféizar $h = 1.0$ m	0.39	0.09
Alféizar $h = 1.8$ m	0.59	0.09
Escalera (1 tramo)	$wD = 1.02$ $wL = 0.4$	---

6.2 Cargas Indirectas

Para determinar las cargas provenientes de la losa del techo, se aplicó la técnica de áreas de influencias (“AI” en la tabla 3). En la Fig.4, las áreas en rojo corresponden a los muros X, mientras que las denotadas en azul corresponden a los muros Y. Debe mencionarse que la escalera se encuentra techada en la azotea. En la tabla 3 se presenta un resumen de estas cargas.

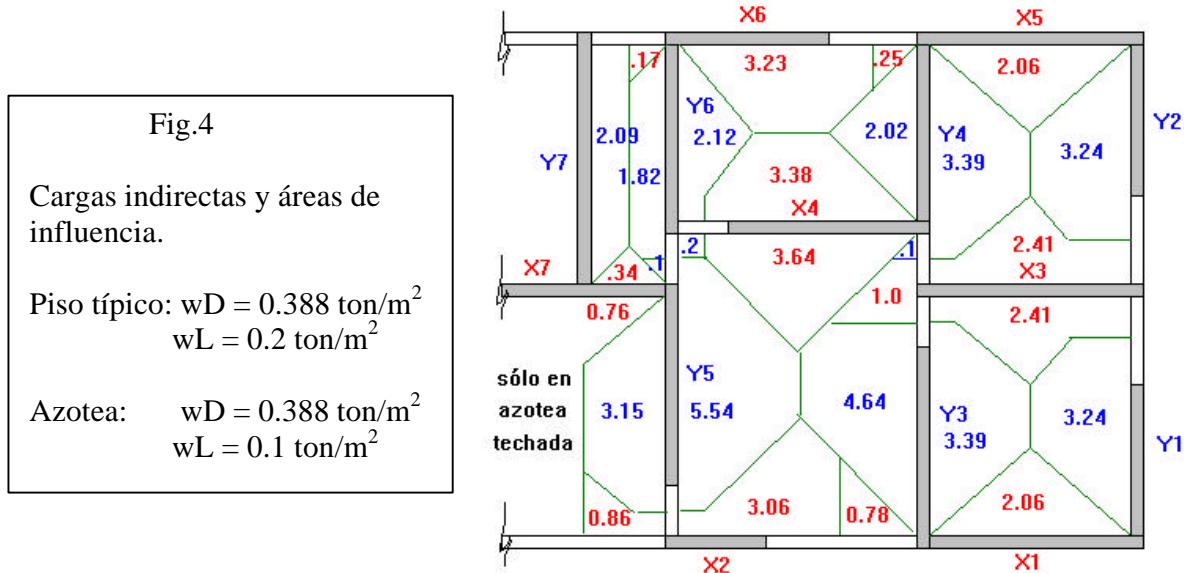


Tabla 3. Cargas Indirectas (ton)						
Muro	Piso Típico			Azotea		
	AI (m^2)	PD = AI wD	PL = AI wL	AI (m^2)	PD = AI wD	PL = AI wL
X1	2.84	1.10	0.57	2.84	1.10	0.28
X2	3.06	1.19	0.61	3.92	1.52	0.39
X3	5.82	2.26	1.16	5.82	2.26	0.58
X4	7.02	2.72	1.40	7.02	2.72	0.70
X5	2.31	0.90	0.46	2.31	0.90	0.23
X6	3.40	1.32	0.68	3.40	1.32	0.34
X7	0.68	0.26	0.14	2.20	0.85	0.22
Y1	3.24	1.26	0.65	3.24	1.26	0.32
Y2	3.24	1.26	0.65	3.24	1.26	0.32
Y3	8.03	3.12	1.60	8.03	3.11	0.80
Y4	5.51	2.14	1.10	5.51	2.14	0.55
Y5	5.64	2.19	1.13	8.79	3.41	0.88
Y6	4.14	1.61	0.83	4.14	1.61	0.41
Y7	4.18	1.62	0.84	4.18	1.62	0.42

6.3. Cargas por Nivel y Centro de Gravedad

Para determinar las cargas existentes en cada nivel del muro (P), se sumó la carga directa (tabla 2) con la carga indirecta (tabla 3). Puesto que estas cargas se utilizan para el análisis sísmico, se trabajó con el 25% de la sobrecarga (0.25 PL). Por ejemplo, para el muro X2 ($L = 1.5 \text{ m}$) se tiene:

Azotea:

cargas directas 1.5×0.46 (peso propio) + $\frac{1}{2} (2.5+2.47+0.9) \times 0.09$ (dinteles) = 0.95 ton

cargas indirectas $1.52 + 0.25 \times 0.39$ (sobrecarga) = 1.62 ton

$P(X_2)$ en azotea = $0.95 + 1.62 = 2.57$ ton

Piso típico:

cargas directas $0.88 \times 1.5 + \frac{1}{2} (2.5+2.47) \times 0.39 + \frac{1}{2} (0.9) \times 0.09 + \frac{1}{2} (2.47)(1.02 + 0.25 \times 0.4) = 3.71$ ton
peso propio + alfizares $h=1$ + dintel + escalera

cargas indirectas $1.19 + 0.25 \times 0.61$ (sobrecarga) = 1.34 ton

$P(X_2)$ en piso típico = $3.71 + 1.34 = 5.05$ ton

Cabe remarcar que en el acápite 5.3 se determinó que incluyendo al 100% de sobrecarga, los muros no tenían problemas por cargas verticales.

Una vez determinada la carga P_i , se calculó la posición del centro de gravedad (CG) de cada nivel del edificio, mediante las expresiones:

$$X_{CG} = \frac{\sum P_i X_i}{W} \quad Y_{CG} = \frac{\sum P_i Y_i}{W}$$

Donde:

P_i es la carga vertical existente en el muro "i", cuyo centroide se define con las coordenadas X_i , Y_i , y W es el peso del nivel en análisis.

Por simetría, $X_{CG} = 8.3$ m.

En las tablas 5 y 6 se presenta un resumen de las cargas existentes en cada nivel de cada muro.

Tabla 5. Cargas en el nivel de la Azotea.

Zona	Muro	Cargas Directas					P (ton) directa	Carga Indirecta PD + 0.25PL (Tabla 3)	Pi (ton)	Yi (m)
		Puerta	Alf. h=1.0	Alf.h=1.8	Escalera					
Tabla 2 (ton/m) en X2: 0.46	0.37	0.09	0.09	0.09	0					
Muro	Longitudes de Influencia (metros)									
X1	3.13	---	1.25	---	---		1.27	1.17	2.44	0.00
X2	1.50	0.45	2.49	---	---		0.95	1.62	2.57	0.00
X3	3.13	0.90	1.40	---	---		1.37	2.41	3.78	4.00
X4	3.10	0.45	---	---	---		1.19	2.90	4.09	5.03
X5	3.13	---	0.70	---	---		1.22	0.96	2.18	8.00
X6	2.60	---	0.70	0.59	---		1.08	1.41	2.49	8.00
X7	2.73	0.90	---	---	---		1.09	0.91	2.00	4.00
Y1	2.60	---	0.70	---	---		1.04	1.34	2.38	1.24
Y2	2.60	---	0.70	---	---		1.03	1.34	2.37	6.77
Y3	3.10	0.45	---	---	---		1.19	3.31	4.50	1.49
Y4	3.10	0.45	---	---	---		1.19	2.28	3.47	6.52
Y5	3.10	0.90	---	---	---		1.23	3.63	4.86	2.52
Y6	3.10	0.90	---	---	---		1.23	1.71	2.94	6.52
Y7	4.13	---	---	1.17	---		1.63	1.73	3.36	6.00

Con la información presentada en la tabla 5, se obtiene:

$$W_4 = 81.50 \text{ ton} \text{ (peso de la azotea con 25% de sobrecarga)} \text{ e } Y_{CG4} = 4.09 \text{ m}$$

Tabla 6. Cargas en el nivel de los Pisos Típicos.									
Cargas Directas						P (ton) directa	Carga Indirecta PD + 0.25PL (Tabla 3)	P_i (ton)	Y _i (m)
Zona	Muro	Puerta	Alf. h=1.0	Alf.h=1.8	Escalera				
Tabla 2 (ton/m) en X2: 0.88	0.70	0.09	0.39	0.59	D: 1.02 L: 0.40				
Muro	Longitudes de Influencia (metros)								
X1	3.13	---	1.25	---	---	2.68	1.24	3.92	0.00
X2	1.50	0.45	2.49	---	1.24	3.71	1.34	5.05	0.00
X3	3.13	0.90	1.40	---	---	2.82	2.55	5.37	4.00
X4	3.10	0.45	---	---	---	2.21	3.07	5.28	5.03
X5	3.13	---	0.70	---	---	2.46	1.02	3.48	8.00
X6	2.60	---	0.70	0.59	---	2.44	1.49	3.93	8.00
X7	2.73	0.90	---	---	2.47	4.76	0.30	5.06	4.00
Y1	2.60	---	0.70	---	---	2.09	1.42	3.51	1.24
Y2	2.60	---	0.70	---	---	2.09	1.42	3.51	6.77
Y3	3.10	0.45	---	---	---	2.21	3.52	5.73	1.49
Y4	3.10	0.45	---	---	---	2.21	2.42	4.63	6.52
Y5	3.10	0.90	---	---	---	2.25	2.47	4.72	2.52
Y6	3.10	0.90	---	---	---	2.25	1.82	4.07	6.52
Y7	4.13	---	---	1.17	---	3.58	1.83	5.41	6.00

Con la información presentada en la tabla 6, se obtiene para el piso típico ($i = 1, 2, 3$):

$$W_i = 116.87 \text{ ton} \text{ (peso de los niveles típicos con 25% de sobrecarga)} \text{ e } Y_{CGi} = 4.09 \text{ m}$$

Este peso (con 25% de sobrecarga) repartido por unidad de área en planta resulta:

$$116.87 / A_p = 0.86 \text{ ton/m}^2, \text{ donde: } A_p = \text{área de la planta típica} = 8.15 \times 16.75 = 136.51 \text{ m}^2$$

Por otro lado, en todos los niveles la posición del centro de gravedad es:

$$(X_{CG}, Y_{CG}) = (8.3, 4.09) \text{ m, valores que se encuentran cercanos al centroide de la planta (8.3, 4.0).}$$

6.4. Peso Total del Edificio y Cargas Acumuladas

El peso obtenido en cada nivel del edificio, con 25% de sobrecarga para efectos sísmicos, es:

$$W_4 = 81.50 \text{ ton (azotea)}$$

$$W_i = 116.87 \text{ ton (piso típico, } i = 1, 2, 3\text{)}$$

Luego el peso total del edificio resulta: **P = 81.50 + 3x116.87 = 432.11 ton**

Con la información presentada en las tablas 5 y 6, se elaboró la Tabla 7 correspondiente a las cargas verticales acumuladas en cada piso de cada muro: $P_g = PD + 0.25 PL$. En esta tabla además aparece el esfuerzo axial en los muros del primer piso: $\sigma_1 = P_g / (L t)$.

Tabla 7. Cargas de Gravedad Acumuladas (ton): Pg = PD + 0.25PL								
		Carga por Nivel		Cargas acumuladas Pg y esfuerzo axial en Piso 1				
Muro	L (m)	Azotea	Piso Típ.	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1	$\sigma_1(\text{ton/m}^2)$
X1	3.13	2.44	3.92	2.44	6.36	10.28	14.20	34.89
X2	1.50	2.57	5.05	2.57	7.62	12.67	17.72	90.87
X3	3.13	3.78	5.37	3.78	9.15	14.52	19.89	48.88
X4	3.10	4.09	5.28	4.09	9.37	14.65	19.93	49.45
X5	3.13	2.18	3.48	2.18	5.66	9.14	12.62	31.01
X6	2.60	2.49	3.93	2.49	6.42	10.35	14.28	42.25
X7	2.73	2.00	5.06	2.00	7.06	12.12	17.18	48.41
Y1	2.60	2.38	3.51	2.38	5.89	9.40	12.91	38.19
Y2	2.60	2.37	3.51	2.37	5.88	9.39	12.90	38.16
Y3	3.10	4.50	5.73	4.50	10.23	15.96	21.69	53.82
Y4	3.10	3.47	4.63	3.47	8.10	12.73	17.36	43.07
Y5	3.10	4.86	4.72	4.86	9.58	14.30	19.02	47.19
Y6	3.10	2.94	4.07	2.94	7.01	11.08	15.15	37.59
Y7	4.13	3.36	5.41	3.36	8.77	14.18	19.59	36.49

En la tabla 7 puede observarse que el muro más esforzado es X2, ésta es otra razón (aparte de la indicada en el acápite 4) por la cual este muro es de concreto armado. El siguiente muro más esforzado es Y3, el cual fue revisado en el acápite 5.3, incluyendo al 100% de la sobrecarga.

7. ANÁLISIS ANTE EL SISMO MODERADO

Dada la regularidad del edificio, se hará un análisis estático ante las acciones del sismo moderado, modelando al edificio mediante un sistema de pórticos planos conectados a través de diafragmas rígidos (losas de techo), empleando el programa SAP2000. De acuerdo a la Norma E.070, el sismo moderado se define como aquél que origina fuerzas de inercia iguales a la mitad de las correspondientes al sismo severo (donde $R = 3$, según la Norma E.030), esto significa que para el sismo moderado puede emplearse un factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas $R = 6$.

Cabe mencionar que de efectuarse el análisis ante el sismo severo, podría obtenerse en los muros fuerzas cortantes últimas (V_u) que superen a su resistencia (V_m), esto no significa que el muro colapse, sino que incurrió en su régimen inelástico, redistribuyéndose la diferencia de cortantes ($V_u - V_m$) en el resto de muros conectados por el diafragma rígido, con lo cual, el análisis elástico ante el sismo severo perdería validez. Por ello, es preferible efectuar el análisis ante el sismo moderado.

7.1. Determinación de las Fuerzas de Inercia (F_i)

De acuerdo a la Norma E.030, las fuerza cortante en la base del edificio (H) se calcula con la expresión:

$$H = \frac{Z U S C}{R} P$$

Donde:

$Z = 0.4$ (edificio ubicado en la zona sísmica 3)

$U = 1.0$ (edificio de uso común, destinado a vivienda)

$S = 1.0$ (edificio ubicado sobre suelo de buena calidad, tipo S1, con $T_p = 0.4$ seg)

$T_p = 0.4$ seg = período donde termina la plataforma plana del espectro sísmico

$C = 2.5$ ($T_p / T \leq 2.5$; para $T_p > T \rightarrow C = 2.5$)

$T = h_m / 60 = 10.08 / 60 = 0.17$ seg = período natural de vibrar para edificios de muros portantes

h_m = altura total del edificio = $2.52 \times 4 = 10.08$ m

$R = 6$ (para sismo moderado)

$P = 432.11$ ton = peso total del edificio con 25% de sobrecarga (ver el acápite 6.4)

De este modo se obtiene para las dos direcciones (X e Y):

$$H = \frac{Z U S C}{R} P = \frac{0.4 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.5}{6} \times 432.11 = 72 \text{ ton}$$

Luego las fuerzas de inercia (F_i , tabla 8) se evalúan mediante la expresión de la Norma E.030:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} H$$

Donde:

W_i = peso del nivel “i” (ver el acápite 6.3)

h_i = altura del nivel “i” medida desde la base del edificio

Tabla 8. Fuerzas de Inercia ante el Sismo Moderado “ F_i ”

Nivel	h_i (m)	W_i (ton)	$W_i h_i$ (ton-m)	Sismo Moderado		VE_i (ton) = 2 H_i
				F_i (ton)	H_i (ton)	
4	10.08	81.50	821.52	22.85	22.85	45.70
3	7.56	116.87	883.54	24.57	47.42	94.84
2	5.04	116.87	589.02	16.38	63.80	127.60
1	2.52	116.87	294.51	8.20	72.00	144.00
Σ		432.11	2588.59	72.00		

En la tabla 8 se muestra además:

H_i = cortante en el entrepiso “i” por sismo moderado

VE_i = cortante en el entrepiso “i” por sismo severo (el doble de H_i)

7.2 Excentricidades Accidentales y Estados de Carga Sísmica

De acuerdo a la Norma E.030, la excentricidad accidental (E_a) se calcula mediante la expresión:

$$E_a = 0.05 B$$

Donde “B” es la dimensión de la planta transversal a la dirección en análisis, con lo cual:

Para sismo en la dirección X-X: $Ea = 0.05 \times 8.15 = 0.41$ m

Para sismo en la dirección Y-Y: $Ea = 0.05 \times 16.75 = 0.84$ m

Cuando se emplea el programa SAP2000, es necesario mover al centro de masas (punto donde actúa la fuerza de inercia “ F_i ”) para contemplar las torsiones accidentales. Puesto que la posición del centro de gravedad es: $(X_{CG}, Y_{CG}) = (8.3, 4.09)$ m (ver el acápite 6.3), se analizaron tres estados de carga (dos para el sismo en X-X y una para el sismo en Y-Y):

Sismo XX1 → $(X_{CG}, Y_{CG}) = (8.3, 3.68)$ m

Sismo XX2 → $(X_{CG}, Y_{CG}) = (8.3, 4.50)$ m

Sismo YY → $(X_{CG}, Y_{CG}) = (9.14, 4.09)$ m

7.3. Materiales

Se consideraron 3 tipos de material (ver el acápite 2), determinándose $n = E_c/E_m = 6.15$:

- Albañilería (muros):	$E_m = 325,000 \text{ ton/m}^2$	$\nu = 0.25$
- Concreto (placa X2 y dinteles):	$E_c = 2'000,000 \text{ ton/m}^2$	$\nu = 0.15$
- Rígido (brazos rígidos):	$E_r = 200'000,000 \text{ ton/m}^2$	$\nu = 0.15$

7.4. Secciones Transversales

De acuerdo a lo indicado en la Norma E.070, en un modelo de barras pseudo tridimensional, para definir las secciones transversales de los muros confinados, debe aplicarse el criterio de la sección transformada, transformando las columnas de concreto en elementos equivalentes de albañilería (su espesor de 0.13 m se multiplica por $n = E_c/E_m = 6.15$, proporcionando un ancho equivalente de 0.8 m). Además, para contemplar la restricción que ofrecen las paredes transversales al giro por flexión y a la deformación axial del muro en análisis, debe agregarse un ancho efectivo (b) igual a:

$$b = \frac{1}{4} L_t \text{ o } 6t = 6 \times 0.13 = 0.78 \text{ m, sin exceder a } \frac{1}{2} L_t$$

Donde “ L_t ” es la longitud libre de la pared transversal y “ t ” es su espesor.

En la Fig.5 se ilustra la definición de las secciones transversales de dos muros (X7 e Y3), con sus propiedades (área axial, área de corte = $t L$, y momento de inercia) en el sentido de los ejes locales (1, 2, 3) que emplea el SAP2000, entendiéndose que para el resto de muros (ver sus propiedades en la Tabla 9), se siguió el mismo proceso.

Cabe mencionar que los pórticos planos ofrecen rigidez sólo para acciones contenidas en su plano, por lo que para acciones perpendiculares al plano se asignó propiedades nulas (valores muy pequeños del área de corte y del momento de inercia, Fig.6).

Adicionalmente, se asignó a los brazos rígidos (barras que hacen las veces de la sección plana en los muros –hipótesis de Navier-) una rigidez torsional (I_1) muy pequeña, ya que sobre algunos de ellos llegan transversalmente vigas dinteles (por ejemplo sobre: X2, X3, X7, Y6 e Y7) o el descanso de la escalera (sobre X7). Estos elementos ortogonales tienen la tendencia de estar simplemente apoyados sobre el muro en análisis y no empotrados.

Fig.5
Secciones reales
y transformadas
de los muros X7
e Y3.

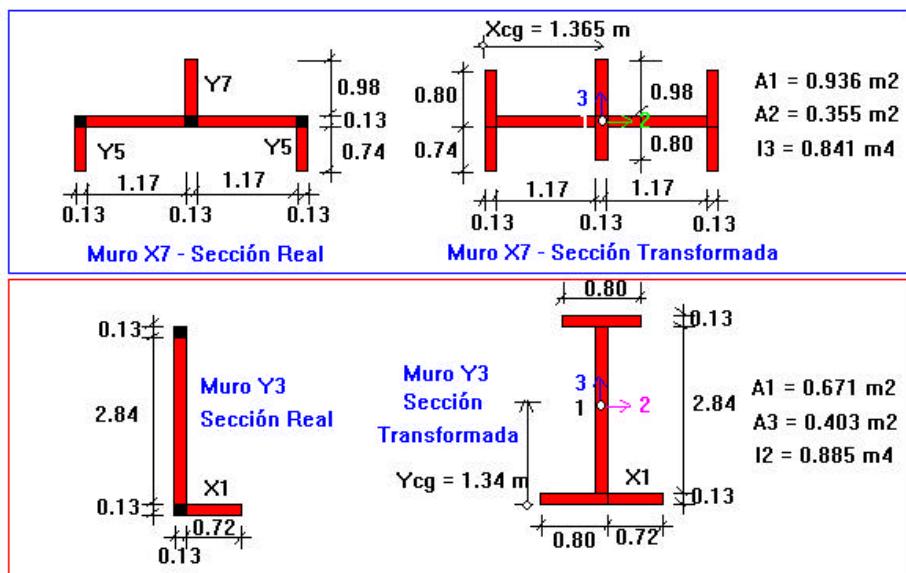


Tabla 10. Propiedades de los Muros

Muros X					Muros Y				
Muro	x _{cg} (m)	A ₁ (m ²)	A ₂ (m ²)	I ₃ (m ⁴)	Muro	y _{cg} (m)	A ₁ (m ²)	A ₃ (m ²)	I ₂ (m ⁴)
X1	1.590	0.753	0.407	1.110	Y1	1.110	0.606	0.338	0.577
X2	0.750	0.195	0.163	0.037	Y2	Igual a Y1			
X3	1.565	0.581	0.407	0.724	Y3	1.340	0.671	0.403	0.885
X4	1.350	0.669	0.403	0.883	Y4	1.540	0.767	0.403	1.126
X5	Igual a X1				Y5	1.720	0.653	0.403	0.854
X6	1.500	0.608	0.338	0.580	Y6	1.730	0.658	0.403	0.863
X7	1.365	0.936	0.355	0.841	Y7	1.720	0.862	0.537	1.958

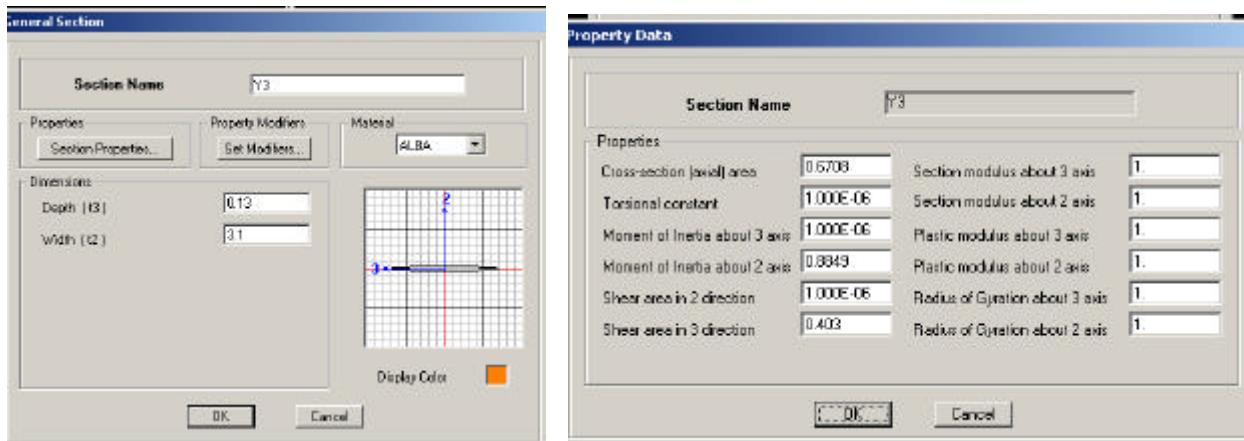
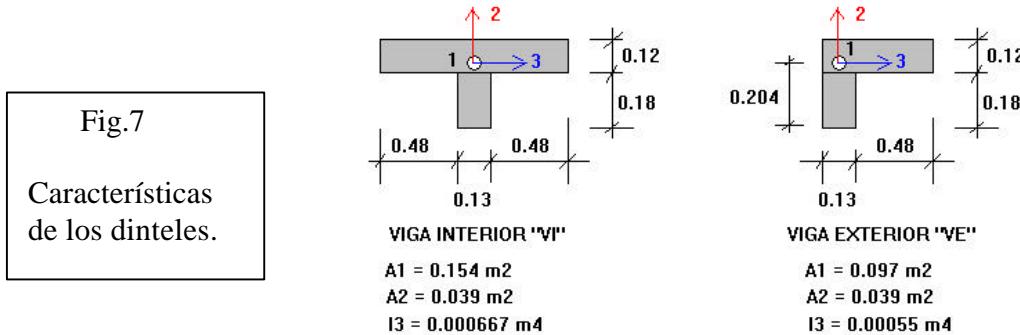


Fig.6. Información proporcionada al SAP200 para la sección del muro Y3.

En cuanto a las vigas dinteles de concreto, existen 2 tipos, las ubicadas en el perímetro (viga exterior VE) y las localizadas en la parte interior del edificio (viga interior VI). En ambos casos se consideró

un ancho tributario de losa, a cada lado del alma, igual a 4 veces el espesor de la losa ($4 \times 0.12 = 0.48$ m). Las propiedades de estas vigas aparecen en la Fig.7.



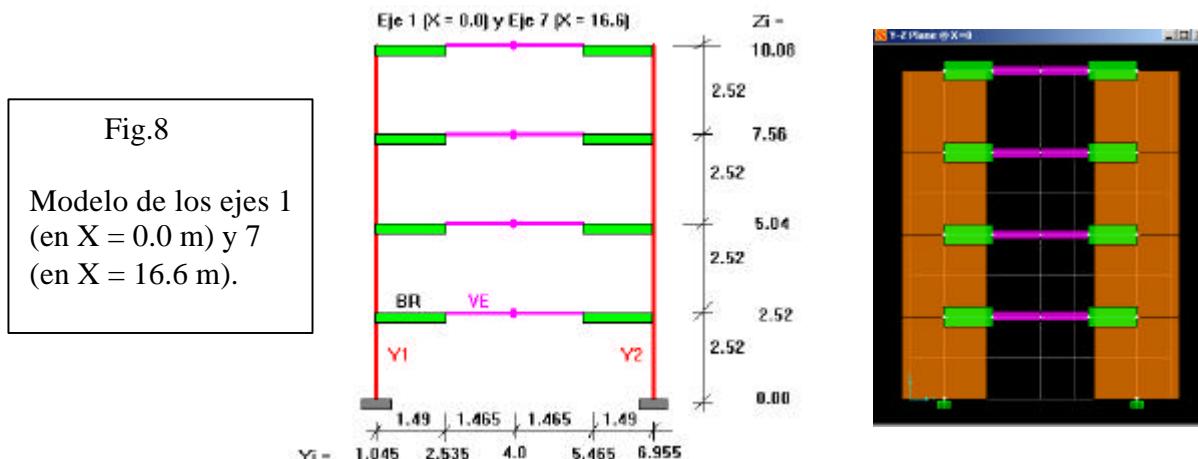
Finalmente, cada tramo de la escalera de concreto tuvo una sección rectangular de 1.14×0.12 m.

7.5. Definición de los Pórticos Planos

A través de los centroides de cada muro que componen a un pórtico, dispuesto en cada eje del edificio, se trazaron barras verticales (de color naranja en la Fig.8) que representaban a los muros empotados en su base. Luego, en cada nivel del pórtico se trazaron las barras rígidas (de color verde en la Fig.8) desde el centroide del muro hasta su borde donde nacía la viga dintel (de color magenta en la Fig.8). Posteriormente, se asignaron a cada barra las propiedades indicadas en el acápite 7.4.

Cabe indicar que para compatibilizar desplazamientos verticales en el encuentro entre 2 muros transversales (por ejemplo entre X1 y Y1), es posible conectar sus brazos rígidos, pero proporcionándoles rigidez torsional nula ($I_{11} = 0$), para que estas barras no limiten la deformación por flexión de ambos muros, además, en esos muros debería proporcionarse áreas axiales (A_1) iguales a su área de corte ($A_c = L t$), para evitar duplicidades de áreas dadas por los anchos efectivos de los muros transversales. Esta operación no se realizó en el edificio en análisis, por facilidad y además porque en los muros de poca altura predomina la deformación por corte (son los giros por flexión los que generan los desplazamientos verticales indicados).

En la Fig.8 se presenta un modelo esquemático de los ejes 1 y 7, mientras que en las figuras 9 a 16, se presenta el resto de ejes.



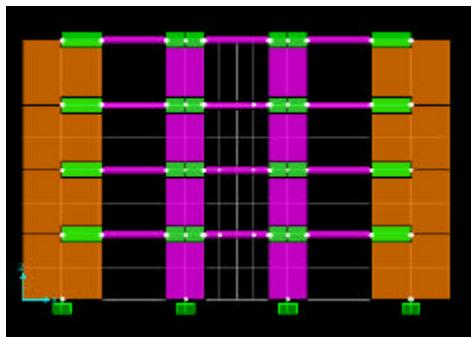


Fig.9. Eje A en $Y = 0.0\text{ m}$

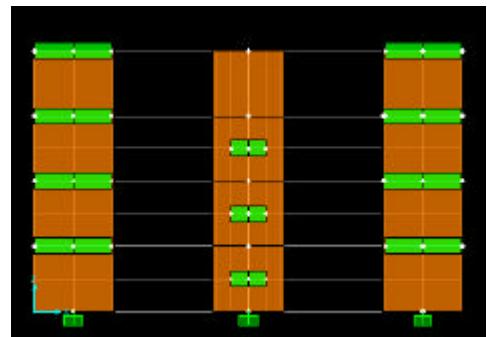


Fig.10. Eje B en $Y = 4.0\text{ m}$.

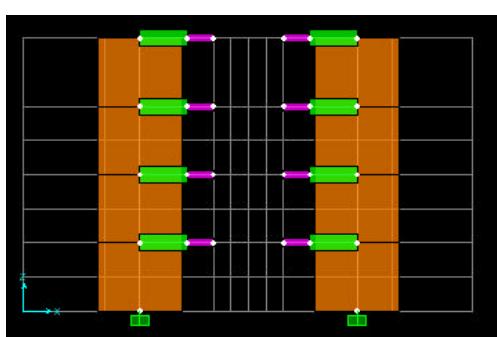


Fig.11. Eje C en $Y = 5.03\text{ m}$.

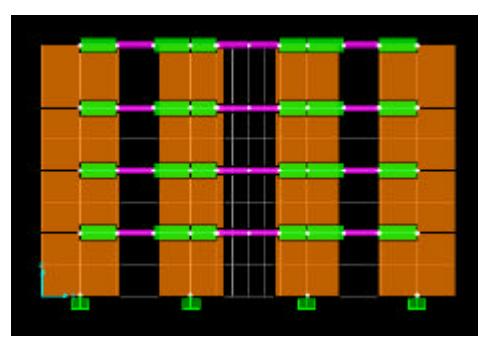


Fig.12. Eje D en $Y = 8.0\text{ m}$.

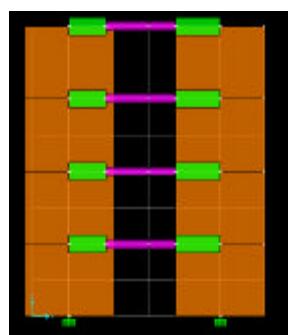


Fig.13. Ejes 2 (en $X = 3.0\text{ m}$) y 6 (en $X = 13.6\text{ m}$).

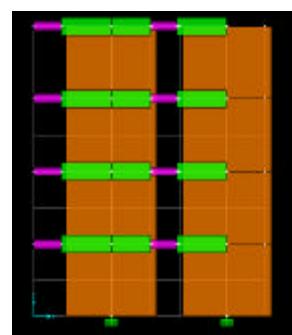


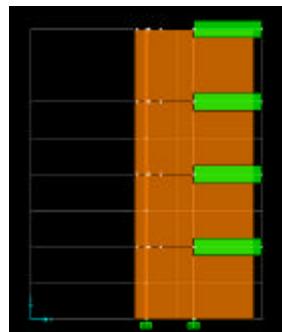
Fig.14. Ejes 3 (en $X = 7.0\text{ m}$) y 5 (en $X = 9.6\text{ m}$).

Fig.15
Escalera



Fig.16

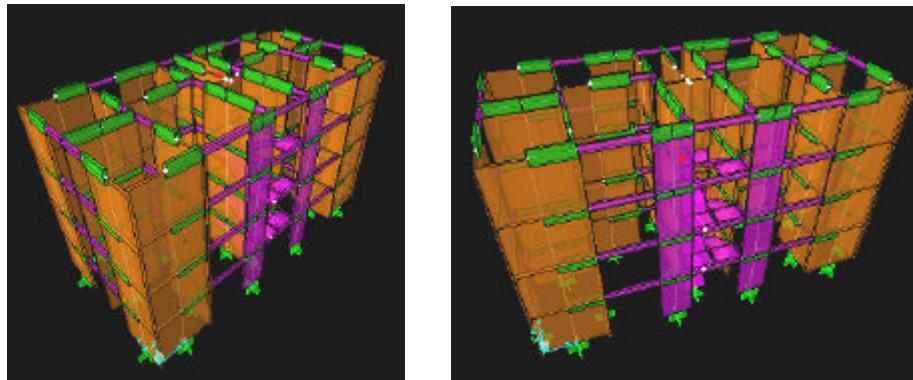
Eje 4 en X = 8.3 m.



Finalmente, los nudos de los pórticos y el centro de masas incluyendo las excentricidades accidentales (ver el acápite 7.2), correspondientes a cada nivel, fueron conectados a los diafragmas rígidos respectivos, formándose la estructura completa (Fig.17), para enseguida analizarla ante el sismo moderado con las cargas (“ F_i ”) indicadas en la tabla 8.

Fig.17

Estructura completa.



7.6. Desplazamientos Laterales, Distorsión Inelástica y Regularidad Torsional

La nomenclatura empleada en este acápite es:

- D = desplazamiento lateral elástico absoluto por sismo moderado
- d = desplazamiento lateral elástico relativo por sismo moderado (o desplazamiento del entrepiso).
- DI = distorsión inelástica máxima de entrepiso = $0.75 R d / h$ (Norma E.030)
- R = 6 (para sismo moderado)
- h = 2.52 m = altura de entrepiso
- RT = regularidad torsional

De acuerdo a la Norma E.030, “RT” se calcula en cada nivel como $dm_{\text{máx}} / (\frac{1}{2} (dm_{\text{máx}} + dm_{\text{mín}}))$. Para la dirección X-X, el estado de carga que dominó fue “Sismo XX1” (ver el acápite 7.2). En la dirección X-X los valores máximos y mínimos de “d” se presentaron en los ejes A y D, mientras que para la dirección Y-Y, estos valores se presentaron en los ejes 7 y 1, respectivamente.

En las tablas 11 y 12 se presentan los desplazamientos obtenidos, notándose que la dirección X-X es más flexible que la dirección Y-Y, pese a que en X-X hay dos muros de concreto armado, aunque de poca longitud (1.5 m). También se aprecia que las distorsiones inelásticas máximas (DI) son menores que las permitidas por la Norma E.030 para edificaciones de albañilería reforzada (0.005),

por tanto, el edificio cuenta con una rigidez adecuada. Asimismo, se aprecia que los valores de “RT” son menores que 1.3, por tanto, el edificio califica torsionalmente como regular y no hay necesidad de reducir al factor “R”, ni de efectuar un análisis dinámico.

Tabla 11. Desplazamientos Laterales –Sismo en X-X (estado “Sismo XX1”)-							RT = $dA/(\frac{1}{2} (dA + dD))$
	Centro de Masas CG		Eje A		Eje D		RT = $dA/(\frac{1}{2} (dA + dD))$
Nivel	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	
4	0.00281	0.00069	0.00319	0.00081	0.00245	0.00058	1.17
3	0.00212	0.00082	0.00238	0.00094 (*)	0.00187	0.00071	1.14
2	0.00130	0.00079	0.00144	0.000886	0.00116	0.000692	1.12
1	0.00051	0.00051	0.000554	0.000554	0.000468	0.000468	1.08

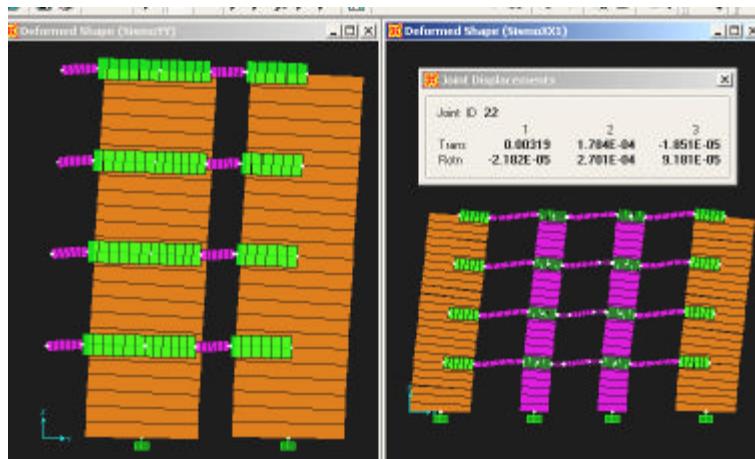
(*) Máxima distorsión inelástica en el piso 3 del eje A = $0.75 \times 6 \times 0.00094 / 2.52 = 0.0017 < 0.005$ Ok.

Tabla 12. Desplazamientos Laterales –Sismo en Y-Y -							RT = $d7/(\frac{1}{2} (d7 + d1))$
	Centro de Masas CG		Eje 7		Eje 1		RT = $d7/(\frac{1}{2} (d7 + d1))$
Nivel	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	
4	0.00248	0.00061	0.00308	0.00076	0.00187	0.00044	1.27
3	0.00187	0.00070	0.00232	0.00088 (*)	0.00143	0.000531	1.25
2	0.00117	0.000694	0.00144	0.000861	0.000899	0.000526	1.24
1	0.000476	0.000476	0.000579	0.000579	0.000373	0.000373	1.22

(*) Máxima distorsión inelástica en el piso 3 del eje 7 = $0.75 \times 6 \times 0.00088 / 2.52 = 0.0016 < 0.005$ Ok.

En la Fig.18 se muestra la configuración deformada de los ejes 5 (para sismo en Y-Y) y A (para el estado de carga “Sismo XX1”).

Fig.18
Deformada de los ejes
5 (izq.) y A (der.)



7.7. Período Natural de Vibrar (T)

Con el SAP2000 se efectuó un análisis modal, concentrando la masa de cada nivel (ver el peso W_i en la tabla 8) en el centro de masa respectivo, obteniéndose para el primer modo de vibrar:

$$T(X-X) = 0.198 \text{ seg}$$

$$T(Y-Y) = 0.187 \text{ seg}$$

Estos períodos pudieron ser verificados mediante la fórmula que indica la Norma E.030:

$$T = 2 p \sqrt{\frac{\sum W_i D_i^2}{g \sum F_i D_i}}$$

Donde: $g = 9.8 \text{ m/seg}^2$, mientras que el resto de parámetros provienen de las tablas 8, 11 y 12 y se encuentran sintetizados en la tabla 13.

Tabla 13. Cálculo de “T” con la fórmula de la Norma E.030.				
Nivel	Wi (ton) – Tabla 8	Fi (ton) -Tabla 8	DiX (m) – Tabla 11	DiY (m) – Tabla 12
4	81.50	22.85	0.00281	0.00248
3	116.87	24.57	0.00212	0.00187
2	116.87	16.38	0.00130	0.00117
1	116.87	8.20	0.00051	0.000476

Empleando los valores de la tabla 13 y la fórmula del reglamento se obtuvo:

$$T(X-X) = 0.197 \text{ seg (vs. } 0.198 \text{ seg del análisis modal)}$$

$$T(Y-Y) = 0.187 \text{ seg (vs. } 0.187 \text{ seg del análisis modal)}$$

Además, estos valores son comparables con la fórmula $T = h/60 = 10.08/60 = 0.17 \text{ seg}$, dada por la Norma E.030 para edificios estructurados por muros portantes.

De este modo se verifica que la dirección X-X es más flexible que la Y-Y y que $T < T_s = 0.4 \text{ seg}$.

7.8. Fuerzas Internas por Sismo Moderado

La nomenclatura que se emplea en este acápite, similar a la de la Norma E.070, es:

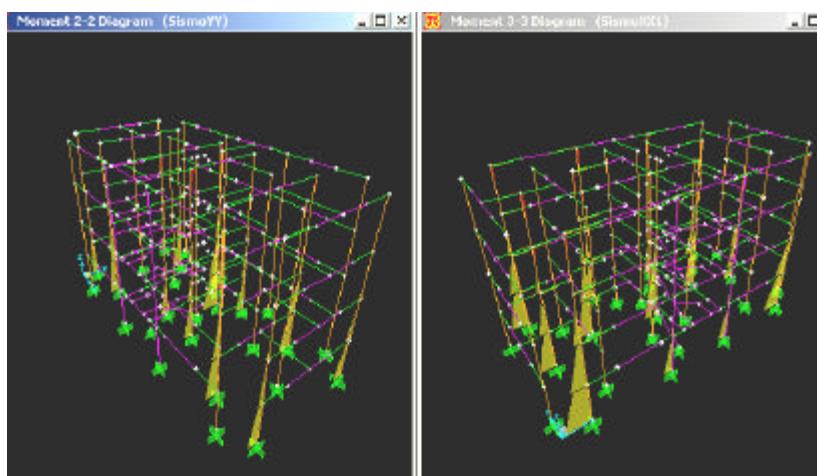
- V_e = fuerza cortante (ton) producida por el sismo moderado
- M_e = momento flector (ton-m) producido por el sismo moderado

Los valores V_e , M_e obtenido del análisis elástico, en sus valores máximos para cada piso, aparecen en las tablas 14 y 15, mientras que gráficos de momento flector aparecen en la Fig.19. Cabe indicar que para los muros de los ejes A y B, predomina el estado de carga “Sismo XX1”, mientras que para los muros de los ejes C y D, prevalece el estado de carga “Sismo XX2” (ver el acápite 7.2).

Tabla 14. Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton-m) ante Sismo Moderado X-X								
Muro	Piso 1		Piso 2		Piso 3		Piso 4	
	V_e	M_e	V_e	M_e	V_e	M_e	V_e	M_e
X1	6.29	34.22	6.11	20.65	4.16	8.31	1.47	2.80
X2	5.46	15.10	2.89	5.28	2.65	3.85	1.80	3.79
X3	5.72	22.51	5.53	13.28	4.23	5.94	2.29	4.53
X4	5.75	25.68	5.27	14.58	3.73	5.74	1.55	3.46
X5	6.38	28.96	6.03	16.92	4.35	7.00	1.91	3.92
X6	5.04	17.46	4.94	10.18	4.12	5.46	2.82	5.72
X7	4.78	25.78	3.81	13.91	2.04	4.42	0.24	0.62

Tabla 15. Fuerzas Internas Ve (ton) y Me (ton-m) ante Sismo Moderado Y-Y								
Muro	Piso 1		Piso 2		Piso 3		Piso 4	
	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me
Y1 e Y2	4.91	21.30	3.73	10.64	2.50	3.63	0.79	2.25
Y3	5.99	28.04	4.72	14.62	3.10	5.10	0.89	2.45
Y4	6.57	31.57	5.81	17.98	4.12	7.33	1.68	3.40
Y5	6.60	20.82	7.08	13.91	6.25	8.26	4.59	8.07
Y6	6.29	22.02	6.21	14.07	4.91	7.55	2.76	4.47
Y7	8.30	42.36	7.72	25.44	5.51	11.17	2.29	3.76

Fig.19
Diagramas de momento flector para sismo Y-Y (izq.) y X-X (der.)



8. DISEÑO POR SISMO MODERADO, RESISTENCIA AL CORTE GLOBAL, FUERZAS INTERNAS ANTE SISMO SEVERO y VERIFICACIÓN DEL AGRIETAMIENTO EN PISOS SUPERIORES

La nomenclatura que se emplea es similar a la que aparece en la Norma E.070:

- L = longitud total del muro (m)
- Pg = carga axial de gravedad = PD + 0.25PL (ver la tabla 7)
- Ve, Me = fuerza cortante y momento flector por sismo moderado (ver las tablas 14 y 15)
- $1/3 \leq \alpha = V_e L / M_e \leq 1.0$ factor de reducción de la resistencia al corte por esbeltez
- $V_m = 0.5 v'm \alpha t L + 0.23 Pg$ = resistencia a fuerza cortante
 $V_m = 0.5 \times 81x \alpha \times 0.13 \times L + 0.23 Pg = 5.265 \alpha L + 0.23 Pg$ (para el edificio en análisis)
- t = 0.13 m = espesor efectivo de los muros
- $v'm$ = resistencia a corte puro de los muretes de albañilería = 81 ton/m² (ver el acápite 2)
- $2.0 \leq V_{m1} / V_{e1} \leq 3.0$ factor de amplificación para pasar a condición de sismo severo
- $V_u = V_e (V_{m1} / V_{e1})$ = fuerza cortante última ante sismo severo
- $M_u = M_e (V_{m1} / V_{e1})$ = momento flector último ante sismo severo
- VE = cortante de entrepiso ante sismo severo (ver la tabla 8)

Cabe resaltar que el factor de carga “Vm1/Ve1” se calcula sólo para el primer piso de cada muro. Una vez realizados los cálculos (tablas 16 a 20), deberá verificarse lo siguiente:

- Ningún muro debe agrietarse ante el sismo moderado: $Ve \leq 0.55Vm$. De no cumplirse esta expresión, donde puede aceptarse hasta 5% de error, deberá cambiarse la calidad de la albañilería, el espesor del muro, o convertirlo en placa de concreto armado; en los dos últimos casos, deberá reanalizarse el edificio.
- En cualquier piso, la resistencia global a fuerza cortante (ΣVm) deberá ser mayor o igual a la fuerza cortante producida por el sismo severo (VE). De no cumplirse esta expresión, deberá cambiarse en algunos muros la calidad de la albañilería, su espesor, o convertirlos en placas de concreto armado, reanalizando al edificio en los 2 últimos casos. Cuando se tenga exceso de resistencia ($\Sigma Vm > VE$), se podrá dejar de confinar algunos muros internos.
- Cuando $\Sigma Vm > 3 VE = R VE$, culmina el diseño y se coloca refuerzo mínimo. Esta expresión indica que todos los muros del edificio se comportarán elásticamente ante el sismo severo.
- Todo muro de un piso superior que tenga $Vu \geq Vm$, se agrietará por corte, y se diseñará como un muro del primer piso. En esta expresión puede admitirse hasta 5% de error.

Tabla 16. Piso 1 – Sismo en X-X (VE = 144 ton)

Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (tn-m)	α	Vm (ton)	0.55Vm (ton)	Vm1/Ve1	Vu (ton)	Mu (tn-m)
X1	3.13	14.20	6.29	34.22	0.58	12.82	7.05	2.04	12.82	69.81
X2 (*)	1.50	17.72	5.46	15.10	---	10.94	6.02	1.25	6.83	18.88
X3	3.13	19.89	5.72	22.51	0.80	17.76	9.76	3.00	17.16	67.53
X4	3.10	19.93	5.75	25.68	0.69	15.85	8.72	2.76	15.85	70.88
X5	3.13	12.62	6.38	28.96	0.69	14.27	7.85	2.24	14.27	64.87
X6	2.60	14.28	5.04	17.46	0.75	13.55	7.45	2.69	13.55	46.97
X7	2.73	17.18	4.78	25.78	0.51	11.28	6.21	2.36	11.28	60.84

(*) X2 es un muro de concreto armado: $Vm = Vc = 0.53 \sqrt{f'c t D}$, $D = 0.8 L = 120 \text{ cm} = \text{peralte efectivo}$; $Vm = 0.53 \sqrt{175 \times 13 \times 120} = 10937 \text{ kg} = 10.94 \text{ ton}$. No se considera el ref. horizontal porque éste se activa después de haberse agrietado el muro, en la etapa de sismo severo. Este muro debe diseñarse en esta etapa para que falle por flexión, amplificando por 1.25 a Ve y Me.

- Los muros del piso 1 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ($Ve < 0.55 Vm$).
- $\Sigma Vm = 181.66 \text{ ton} > VE = 144 \text{ ton}$ ($\Sigma Vm = 1.26 VE < 3 VE$) → Resistencia global Ok.

Tabla 17. Piso 1 – Sismo en Y-Y (VE = 144 ton)

Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (tn-m)	α	Vm (ton)	0.55Vm (ton)	Vm1/Ve1	Vu (ton)	Mu (tn-m)
Y1-Y2	2.60	12.91	4.91	21.30	0.60	11.18	6.15	2.28	11.18	48.56
Y3	3.10	21.69	5.99	28.04	0.66	15.76	8.67	2.63	15.76	73.74
Y4	3.10	17.36	6.57	31.57	0.65	14.60	8.03	2.22	14.60	70.08
Y5	3.10	19.02	6.60	20.82	0.98	20.37	11.20	3.00	19.80	62.46
Y6	3.10	15.15	6.29	22.02	0.88	17.85	9.82	2.84	17.85	62.54
Y7	4.13	19.59	8.30	42.36	0.81	22.12	12.16	2.66	22.12	112.68

- Los muros del piso 1 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ($Ve < 0.55 Vm$).
- $\Sigma Vm = 204.00 \text{ ton} > VE = 144 \text{ ton}$ ($\Sigma Vm = 1.42 VE < 3 VE$) → Resistencia global Ok.

Tabla 18. Piso 2 – Sismo en X-X (VE = 127.60 ton)										
Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (tn-m)	α	Vm (ton)	0.55Vm (ton)	Vm1/Ve1	Vu (ton)	Mu (tn-m)
X1	3.13	10.28	6.11	20.65	0.93	17.69	9.73	2.04	12.46	42.13
X2 (*)	1.50	12.67	2.89	5.28	---	10.94	6.02	1.25	3.61	6.60
X3	3.13	14.52	5.53	13.28	1.00	19.82	10.90	3.00	16.59	39.84
X4	3.10	14.65	5.27	14.58	1.00	19.69	10.83	2.76	14.54	40.24
X5	3.13	9.14	6.03	16.92	1.00	18.58	10.22	2.24	13.51	37.90
X6	2.60	10.35	4.94	10.18	1.00	16.07	8.84	2.69	13.29	27.38
X7	2.73	12.12	3.81	13.91	0.75	13.57	7.46	2.36	8.99	32.83

(*) X2 es un muro de concreto armado. $V_m = V_c = 0.53 \sqrt{f'_c t D}$

- Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ($Ve < 0.55 V_m$).
- Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo severo ($V_u < V_m$)
- $\Sigma V_m = 219.15$ ton > VE = 127.60 ton → Resistencia global Ok.

Tabla 19. Piso 2 – Sismo en Y-Y (VE = 127.60 ton)										
Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (tn-m)	α	Vm (ton)	0.55Vm (ton)	Vm1/Ve1	Vu (ton)	Mu (tn-m)
Y1-Y2	2.60	9.40	3.73	10.64	0.91	14.62	8.04	2.28	8.50	24.26
Y3	3.10	15.96	4.72	14.62	1.00	19.99	11.00	2.63	12.41	38.45
Y4	3.10	12.73	5.81	17.98	1.00	19.25	10.59	2.22	12.90	39.92
Y5 (*)	3.10	14.30	7.08	13.91	1.00	19.61	10.79	3.00	21.21	41.73
Y6	3.10	11.08	6.21	14.07	1.00	18.87	10.38	2.84	17.64	39.96
Y7	4.13	14.18	7.72	25.44	1.00	25.00	13.75	2.66	20.53	67.67

(*) En Y5: Ve del piso 2 es mayor que Ve del piso 1, esto se debe a la existencia de 2 vigas de poca longitud (0.9 m), localizada en sus bordes (Fig.18), que limitan su pérdida de rigidez lateral.

- Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ($Ve < 0.55 V_m$).
- Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo severo ($V_u < V_m$), excepto Y5, donde Vu es 8% mayor que Vm. Y5 en el piso 2 deberá diseñarse en forma similar al piso 1.
- $\Sigma V_m = 238.92$ ton > VE = 127.6 ton → Resistencia global Ok.

Revisión del Muro X1 en el Piso 2

Revisando en forma rápida a los muros X del segundo piso (no agrietados, Tabla 18), puede notarse que el muro que requiere mayor refuerzo vertical en sus columnas es X1 (con el máximo valor de Mu y baja carga vertical Pg). En este piso se obtiene refuerzo vertical mínimo, como se observa a continuación, por lo que no es necesario tabular valores de los muros X en los pisos 3 y 4.

$$F = Mu / L = 42.13 / 3.13 = 13.46 \text{ ton} = \text{fuerza axial en la columna producida por Mu}$$

$$P_c = Pg / N_c = 10.28 / 2 = 5.14 \text{ ton}, \text{sin contemplar la carga tributaria de los muros transversales.}$$

$$\text{Tracción} = T = F - P_c = 13.46 - 5.14 = 8.32 \text{ ton}$$

$$\text{Área de acero} = A_s = T / (\phi f_y) = 8.32 / (0.9 \times 4.2) = 2.2 \text{ cm}^2 (4 \phi 8 \text{ mm}) \rightarrow \text{usar refuerzo mínimo.}$$

En los muros Y, es necesario tabular valores para el tercer piso (Tabla 20) para verificar si el muro Y5 continúa agrietándose por corte.

Tabla 20. Piso 3 – Sismo en YY (VE = 94.84 ton)

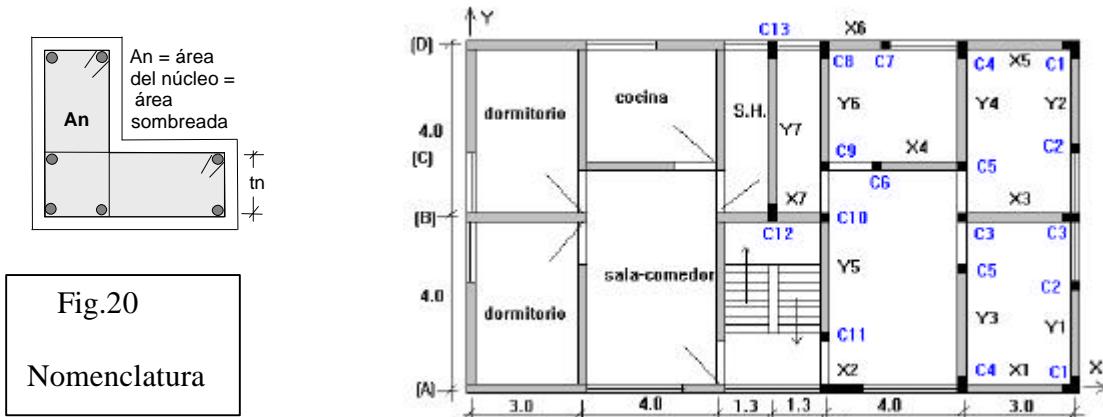
Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (tn-m)	α	Vm (ton)	0.55Vm (ton)	Vm1/Ve1	Vu (ton)	Mu (tn-m)
Y1-Y2	2.60	5.89	2.50	3.63	1.00	15.04	8.27	2.28	5.70	8.28
Y3	3.10	10.23	3.10	5.10	1.00	18.67	10.27	2.63	8.15	13.41
Y4	3.10	8.10	4.12	7.33	1.00	18.18	10.00	2.22	9.15	16.27
Y5	3.10	9.58	6.25	8.26	1.00	18.52	10.19	3.00	18.75	24.78
Y6	3.10	7.01	4.91	7.55	1.00	17.93	9.86	2.84	13.94	21.44
Y7	4.13	8.77	5.51	11.17	1.00	23.76	13.05	2.66	14.66	29.71

- Los muros del piso 3 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ($V_e < 0.55 V_m$).
 - Los muros del piso 3 no se agrietan por corte ante el sismo severo ($V_u < V_m$), excepto Y5, donde V_u es 1% mayor que V_m , como este porcentaje es menor que 5%, puede asumirse que Y5 no se agrieta.
 - $\Sigma V_m = 230.52 \text{ ton} > V_E = 94.84 \text{ ton} \rightarrow$ Resistencia global Ok.

9.0 DISEÑO DE LOS MUROS AGRIETADOS POR CORTE

Se admite que ante la acción del sismo severo, todos los muros del primer piso fallan por corte (excepto X2). Además, cada dirección se diseña en forma independiente (Tablas 21 y 22), y en la columna de la intersección entre 2 muros ortogonales, se utilizará el mayor refuerzo y la mayor sección proveniente del diseño de ambos muros. En esta etapa del diseño, debe además incluirse al segundo piso del muro Y5 (ver tabla 19), que es el único que se fractura en el piso 2.

Por otro lado, a fin de facilitar el proceso constructivo, se tratará de reducir la cantidad de columnas de confinamiento (C_i en la Fig.20). Así, por ejemplo, en la dirección X-X, se ha unificado a los muros X1 con X5 y en Y-Y a los muros Y3 con Y4, trabajándose con los más críticos (X1 e Y3, que son los presentan mayores valores de V_u , M_u en las tablas 16 y 17, respectivamente).



9.1. Parámetros comunes:

$$f'c = 0.175 \text{ ton/cm}^2$$

$t = 13 \text{ cm} = \text{espesor efectivo}$

$$h = 2.52 \text{ m}$$

Estríbos [] $\frac{1}{4}$ " : $A_v = 0.64 \text{ cm}^2$

$$f_y = 4.2 \text{ ton/cm}^2$$

$t_n = 13 - 4 = 9 \text{ cm} = \text{espesor del n\'ucleo confinado}$

$\mu = 1.0$ = coeficiente de fricción en junta rayada.

Recubrimiento = 2 cm

9.2. Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Columnas de Confinamiento:

- 1) $P_g = PD + 0.25 PL$ = carga de gravedad acumulada (ton, ver tablas 16 y 17)
- 2) V_m = cortante de agrietamiento diagonal (ton, ver tablas 16 y 17)
- 3) M_u = momento flector ante sismo severo (ton-m, ver tablas 16 y 17)
- 4) L = longitud total del muro (m), incluyendo columnas de confinamiento
- 5) L_m = longitud del paño mayor o $\frac{1}{2} L$, lo que sea mayor (m). En muros de 1 paño: $L_m = L$
- 6) N_c = número de columnas de confinamiento en el muro en análisis
- 7) $M = M_u - \frac{1}{2} V_m h$ (ton-m)
- 8) $F = M / L$ = fuerza axial producida por "M" en una columna extrema (ton)
- 9) $P_c = P_g / N_c$ = carga axial producida por "P_g" en una columna (ton)
- 10) P_t = carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse: $P_t = (L_t P_g / L)$ del muro transversal (ton).
- 11) T = tracción en columna (ton): extrema: $T = F - P_c - P_t$
interna: $T = V_m h / L - P_c - P_t$
- 12) C = compresión en columna (ton): extrema: $C = P_c + F$
interna: $C = P_c - \frac{1}{2} V_m h / L$
- 13) V_c = cortante en columna (ton): extrema: $V_c = 1.5 V_m L_m / (L (N_c + 1))$
interna: $V_c = V_m L_m / (L (N_c + 1))$
- 14) $A_s = (T + V_c / \mu) / (f_y \phi)$ = área de acero vertical requerida (cm^2 , mín 4 φ 8 mm), usar $\phi = 0.85$
- 15) A_s = área de acero vertical colocada (cm^2)
- 16) δ = factor de confinamiento: $\delta = 0.8$ para columnas sin muros transversales
 $\delta = 1.0$ para columnas con muros transversales
- 17) $A_n = A_s + (C / \phi - A_s f_y) / (0.85 \delta f'_c)$ = área del núcleo de concreto (cm^2), usar $\phi = 0.7$
- 18) $A_{cf} = V_c / (0.2 f'_c \phi) \geq 15 t \geq A_c$ = área de la columna por corte-fricción (cm^2), usar $\phi = 0.85$
- 19) Dimensiones de la columna a emplear (cm x cm)
- 20) A_c = área de concreto de la columna definitiva (cm^2)
- 21) A_n = área del núcleo de la columna definitiva (cm^2)
- 22) $A_s \text{ mím} = 0.1 f'_c A_c / f_y$ = área de acero vertical mínima (cm^2), o 4 φ 8 mm
- 23) $s_1 = A_v f_y / (0.3 t n f'_c (A_c / A_n - 1))$ = espaciado de estribos por compresión (cm)
- 24) $s_2 = A_v f_y / (0.12 t n f'_c)$ = espaciado de estribos por compresión (cm)
- 25) $s_3 = \frac{1}{4} d$ o 5 cm, lo que sea mayor = espaciado de estribos por compresión (cm)
- 26) $s_4 = 10$ cm = espaciado máximo de estribos por compresión
- 27) Zona a confinar en los extremos de la columna: 45 cm o 1.5 d (cm)
- 28) s = espaciado a utilizar en la zona de confinamiento (cm)

Notas: - Estripaje mínimo: [] φ 1/4", 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm
- En columnas L, T o irregular, usar $d = A_c / t$ en los pasos 25 y 27.

Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Vigas Soleras:

- 29) $T_s = \frac{1}{2} V_m L_m / L$ = tracción en la solera (ton)
- 30) $A_s = T_s / (\phi f_y)$ = área de acero horizontal requerida (cm^2), usar $\phi = 0.9$
- 31) Acero longitudinal a utilizar

Notas: - $A_s \text{ mím} = 0.1 f'_c A_{sol} / f_y$ o 4 φ 8 mm. En este ejemplo: $A_{sol} = 20 \times 12 = 240 \text{ cm}^2$
 $\rightarrow A_s \text{ mím} = 0.1 \times 0.175 \times 240 / 4.2 = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow$ usar como mínimo 4 φ 8 mm
- En la solera se usa estripaje mínimo: [] φ 1/4", 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm

TABLA 21. PISO 1 – DISEÑO DE LOS MUROS AGRIETADOS X-X									
MURO	X1		X3	X4		X6		X7	
Columna	C1	C4	C3	C5	C6	C7	C8	C10	C12
Ubicación	extrema	extrema	interna						
1) Pg	14.20		19.89	19.93		14.28		17.18	
2) Vm	12.82		17.76	15.85		13.55		11.28	
3) Mu	69.81		67.53	70.88		46.97		60.84	
4) L	3.13		3.13	3.10		2.60		2.73	
5) Lm	3.13		3.13	3.10		2.60		1.365	
6) Nc	2		2	2		2		3	
7) M	53.66		45.15	50.91		29.90		46.63	
8) F	17.14		14.42	16.42		11.50		17.08	
9) Pc	7.10		9.95	9.97		7.14		5.73	
10) Pt	3.23	5.42	0	4.34	0	0	3.79	4.76	4.90
11) T	6.81	4.62	4.47	2.11	6.45	4.36	0.57	6.59	0
12) C	24.24	24.24	24.37	26.39	26.39	18.64	18.64	22.81	0.52
13) Vc	6.41	6.41	8.88	7.93	7.93	6.78	6.78	2.12	1.41
14) As	3.70	3.09	3.74	2.81	4.03	3.12	2.06	2.44	
15) As a usar	2#4+2#3 (4.00)	1#4+3#3 (3.42)	2#4+2#3 (4.00)	4#3 (2.84)	2#4+2#3 (4.00)	1#4+3#3 (3.42)	4 φ 8 mm (2.00)	4#3 (2.84)	
16) δ	1.0	1.0	0.8	1.0	0.8	0.8	1.0	1.0	
17) An	124	140	155	176	180	106	125	142	
18) Acf	215	215	298	267	267	228	228	195	
19) Usar	13x20	13x20	13x25	13x25	13x25	13x20	13x20	13x20	
20) Ac	260	260	325	325	325	260	260	260	
21) An	144	144	189	189	189	144	144	144	
22) Asmín	1.08	1.08	1.35	1.35	1.35	1.08	1.08	1.08	
23) s1	7.06	7.06	7.91	7.91	7.91	7.06	7.06	7.06	
24) s2	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22	
25) s3	5	5	6.25	6.25	6.25	5	5	5	
26) s4	10	10	10	10	10	10	10	10	
27) zona c	45	45	45	45	45	45	45	45	
28) s[1¼"]	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	
Soleras	muro X1		muro X3	muro X4		muro X6	muro X7		
29) Ts	6.41		8.88	7.93		6.78		2.82	
30) As	1.70		2.35	2.10		1.80		0.75	
31) usar	4 φ 8 mm		4 # 3	4 # 3		4 φ 8 mm		4 φ 8 mm	

Nota: con la información básica que se proporciona en los pasos 1 @ 6, la secuencia restante puede programarse en una hoja Excel.

Los valores T, C y Vc son pequeños.
 Manda el diseño del muro Y7.

TABLA 22. PISO 1 – DISEÑO DE LOS MUROS AGRIETADOS Y-Y										
MURO	Y1		Y3		Y5		Y6		Y7	
Columna	C1	C2	C4	C5	C10	C11	C8	C9	C12	C13
Ubicación	extrema	extrema	Extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema
1) Pg	12.91		21.69		19.02		15.15		19.59	
2) Vm	11.18		15.76		20.37		17.85		22.12	
3) Mu	48.56		73.74		62.46		62.54		112.68	
4) L	2.60		3.10		3.10		3.10		4.13	
5) Lm	2.60		3.10		3.10		3.10		4.13	
6) Nc	2		2		2		2		2	
7) M	34.47		53.88		36.79		40.05		84.81	
8) F	13.26		17.38		11.87		12.92		20.54	
9) Pc	6.46		10.85		9.51		7.58		9.80	
10) Pt	3.55	0	3.55	0	4.29	0	3.57	0	8.59	0
11) T	3.25	6.80	2.98	6.53	0.00	2.36	1.77	5.34	2.15	10.74
12) C	19.72	19.72	28.33	28.33	21.38	21.38	20.50	20.50	30.34	30.34
13) Vc	5.59	5.59	7.88	7.88	10.19	10.19	8.93	8.93	11.06	11.06
14) As	2.48	3.47	3.04	4.04	2.85	3.52	3.00	4.00	3.70	6.11
15) As a usar	4#3 (2.84)	2#4+2#3 (4.00)	1#4+3#3 (3.42)	2#4+2#3 (4.00)	4#3 (2.84)	2#4+2#3 (4.00)	1#4+3#3 (3.42)	2#4+2#3 (4.00)	2#4+2#3 (4.00)	4#4+2#3 (6.58)
16) δ	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8
17) An	112	100	179	203	128	120	104	109	182	139
18) Acf	195	195	265	265	343	343	300	300	372	372
19) Usar	13x20	13x20	13x20	13x30	13x30	13x30	13x25	13x25	13x30	13x30
20) Ac	260	195	260	390	390	390	325	325	390	390
21) An	144	144	208	234	234	234	189	189	234	234
22) Asmín	1.08	1.08	1.08	1.62	1.62	1.62	1.35	1.35	1.62	1.62
23) s1	7.06	7.06	7.06	8.53	8.53	8.53	7.91	7.91	8.53	8.53
24) s2	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22	14.22
25) s3	5	5	5	7.5	7.5	7.5	6.25	6.25	7.5	7.5
26) s4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
27) zona c	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
28) s[] ¼"	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	1 @ 5, 6 @ 7.5	1 @ 5, 6 @ 7.5	1 @ 5, 6 @ 7.5	9 @ 5	9 @ 5	1 @ 5, 6 @ 7.5	1 @ 5, 6 @ 7.5
Soleras	muro Y1		muro Y3		muro Y5		muro Y6		muro Y7	
29) Ts	5.59		7.88		10.19		8.93		11.06	
30) As	1.48		2.08		2.69		2.36		2.93	
31) usar	4 φ 8 mm		4 φ 8 mm		4 # 3		4 # 3		4 # 3	

Un diseño similar fue realizado para el segundo piso del muro Y5 (que es el único que se agrieta en este piso). Empleando los valores provenientes de la tabla 19: Pg = 14.3 ton, Vm = 19.61 ton y Mu = 41.73 ton-m, se obtuvo para las columnas C10 y C11: dimensiones de 13x25 cm, reforzadas con 4 varillas de 3/8" y 9 [] ¼" @ 5 cm, mientras que para la solera se obtuvo 4 varillas de 3/8".

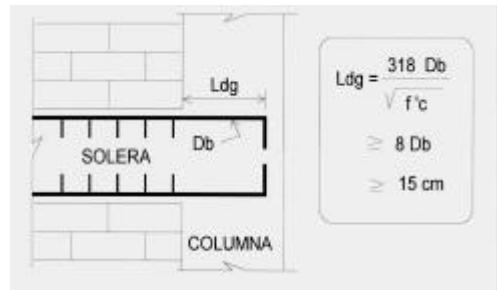
9.3 Reducción de Columnas y Soleras

Con la finalidad de facilitar la construcción, debe reducirse al máximo el número de columnas, para ello se siguieron los siguientes criterios:

- Unificar aquellas columnas que presentan poca variación en su refuerzo y sección transversal.
- El peralte mínimo que deben tener las columnas para aquellas soleras que pierden continuidad (C1, C3, C4, C8 y C13) está dado por la longitud de anclaje Ldg más el recubrimiento (Fig.21).
- En la columna de la intersección entre 2 muros ortogonales, se utiliza el mayor refuerzo y la mayor sección proveniente del diseño independiente de estos muros (tablas 21 y 22).

Fig.21

Anclaje del refuerzo de la solera discontinua.
 Para $D_b = 8 \text{ mm}$ → peralte de columna = 25 cm
 Para $D_b = 3/8"$ → peralte de columna = 25 cm



De este modo, las columnas se reducen a los siguientes tipos:

- CT1: columna C1 en forma de L, 13x25 cm, con 8 ϕ 8 mm, 9 $[] \frac{1}{4}"$ @ 5 cm.
- CT2: columnas C2 y C7, 13x20 cm, con 2#4 + 2#3, 9 $[] \frac{1}{4}"$ @ 5 cm.
- CT3: columnas C3, C5, C10, C11 y C12, 13x30 cm, con 2#4 + 2#3, $[] \frac{1}{4}"$ 1 @ 5, 6 @ 7.5 cm.
- CT4: columnas C4, C6, C8 y C9, 13x25 cm, con 2#4 + 2#3, 9 $[] \frac{1}{4}"$ @ 5 cm.
- CT5: columna C13, 13x30 cm, con 4#4 + 2#3, $[] \frac{1}{4}"$ 1 @ 5, 6 @ 7.5 cm.

Y las vigas soleras, de 20x12 cm, se reducen a 2 tipos:

- S1: muros X1, X5, X6, X7, Y1, Y2, Y3, Y4, con 4 ϕ 8 mm, $[] \frac{1}{4}"$ 1 @ 5, 4 @ 10 cm.
- S2: muros X3, X4, Y5, Y6, Y7, con 4#3, $[] \frac{1}{4}"$ 1 @ 5, 4 @ 10 cm.

9.4. Refuerzo Horizontal en Muros Agrietados

De acuerdo a la Norma E.070, en todo muro agrietado (donde $V_u \geq V_m$), incluyendo al muro Y5 en su segundo piso, y en el primer piso de los edificios de más de 3 pisos, debe colocarse refuerzo horizontal continuo, anclado en las columnas, con una cuantía igual a $\rho = A_s / (s t) = 0.001$. Empleando 1 varilla de $\frac{1}{4}"$ ($A_s = 0.32 \text{ cm}^2$), se obtiene un espaciamiento $s = 0.32/(0.001 \times 13) = 24.6 \text{ cm}$, con lo cual se empleará $1 \phi \frac{1}{4}"$ @ 2 hiladas (cada 20 cm).

10. DISEÑO DE LOS MUROS NO AGRIETADOS POR CORTE

En este caso el diseño se facilita ya que la albañilería absorberá la fuerza cortante, con lo cual, las columnas no necesitan diseñarse por corte-fricción. Sólo se diseñan las columnas extremas a tracción y compresión, mientras que las columnas internas llevan refuerzo mínimo.

10.1 Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Columnas de Confinamiento

- 1) $P_g = PD + 0.25 PL$ = carga de gravedad acumulada (ton, ver tablas 18 y 19)
- 2) V_u = fuerza cortante ante sismo severo (ton, ver tablas 18 y 19)
- 3) M_u = momento flector ante sismo severo (ton-m, ver tablas 18 y 19)
- 4) L = longitud total del muro (m) incluyendo columnas de confinamiento
- 5) L_m = longitud del paño mayor o $\frac{1}{2} L$, lo que sea mayor (m). En muros de 1 paño: $L_m = L$
- 6) N_c = número de columnas de confinamiento del muro en análisis
- 7) $F = M_u / L$ = fuerza axial producida por "Mu" en una columna extrema (ton)
- 8) $P_c = P_g / N_c$ = carga axial producida por "Pg" en una columna (ton)

- 9) $P_t =$ carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse: $P_t = (L_t \cdot P_g / L)$ del muro transversal (ton).
- 10) $T = F - P_c - P_t =$ tracción en la columna extrema (ton)
- 11) $C = P_c + F =$ compresión en la columna extrema (ton)
- 12) $A_s = T / (f_y \phi) =$ área de acero vertical requerida (cm^2 , mín 4 ϕ 8 mm), usar $\phi = 0.9$
- 13) $A_s =$ área de acero vertical colocada (cm^2)
- 14) $\delta =$ factor de confinamiento: $\delta = 0.8$ para columnas sin muros transversales
 $\delta = 1.0$ para columnas con muros transversales
- 15) $A_n = A_s + (C / \phi - A_s f_y) / (0.85 \delta f'_c) =$ área del núcleo de concreto (cm^2), usar $\phi = 0.7$
- 16) Dimensiones de la columna a emplear
- 17) $A_c =$ área de concreto de la columna definitiva (cm^2)
- 18) $A_n =$ área del núcleo de la columna definitiva (cm^2)
- 19) $A_s \text{mín} = 0.1 f'_c A_c / f_y =$ área de acero vertical mínima (cm^2) o 4 ϕ 8 mm

Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Vigas Soleras:

- 20) $T_s = \frac{1}{2} V_u L_m / L =$ tracción en la solera (ton)
- 21) $A_s = T_s / (\phi f_y)$, usar $\phi = 0.9 =$ área de acero horizontal requerida (cm^2)
- 22) Acero longitudinal a utilizar

Notas: - $A_s \text{mín} = 0.1 f'_c A_{sol} / f_y$ o 4 ϕ 8 mm. En este ejemplo: $A_{sol} = 20 \times 12 = 240 \text{ cm}^2$
 $\rightarrow A_s \text{mín} = 0.1 \times 0.175 \times 240 / 4.2 = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow$ usar como mínimo 4 ϕ 8 mm

TABLA 23. PISO 2 – DISEÑO DE LOS MUROS NO AGRIETADOS X-X								
MURO	X1		X3	X4		X6		X7
Columna	C1	C4	C3	C5	C6	C7	C8	C10 C12
Ubicación	extrema	extrema interna						
1) P_g	10.28		14.52		14.65		10.35	12.12
2) V_u	12.46		16.59		14.54		13.29	8.99
3) M_u	42.13		39.84		40.24		27.38	32.83
4) L	3.13		3.13		3.10		2.60	2.73
5) L_m	3.13		3.13		3.10		2.60	1.365
6) N_c	2		2		2		2	3
7) F	13.46		12.73		12.98		10.53	12.02
8) P_c	5.14		7.26		7.33		5.18	4.04
9) P_t	2.35	3.99	0	3.18	0	0	2.77	3.58
10) T	5.97	4.33	5.47	2.47	5.65	5.35	2.58	4.40
11) C	18.60	18.60	19.99	20.31	20.31	15.71	15.71	16.06
12) A_s	1.58	1.15	1.45	0.65	1.49	1.42	0.68	1.16
13) A_s a usar	4 ϕ 8 mm (2.00)							
14) δ	1.0	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0
15) A_n	124	124	171	141	175	96	120	100
16) Usar	13x20	13x20	13x25	13x20	13x25	13x15	13x20	13x20
17) A_c	260	260	325	260	325	195	260	260
18) A_n	144	144	189	144	189	99	144	144
19) $A_{smín}$	1.08	1.08	1.35	1.08	1.35	0.81	1.08	1.08
Soleras	muro X1		muro X3	muro X4		muro X6		muro X7
20) T_s	6.23		8.29	7.27		6.65		2.25
21) A_s	1.64		2.19	1.92		1.76		0.59
22) usar	4 ϕ 8 mm		4 ϕ 8 mm	4 ϕ 8 mm		4 ϕ 8 mm		4 ϕ 8 mm

MURO	Y1		Y3		Y5		Y6		Y7	
Columna	C1	C2	C4	C5	C10	C11	C8	C9	C12	C13
Ubicación	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema
1) Pg	9.40		15.96				11.08		14.18	
2) Vu	8.50		12.41				17.64		20.53	
3) Mu	24.26		38.45				39.96		67.67	
4) L	2.60		3.10				3.10		4.13	
5) Lm	2.60		3.10				3.10		4.13	
6) Nc	2		2				2		2	
7) F	9.33		12.40				12.89		16.38	
8) Pc	4.70		7.98				5.54		7.09	
9) Pt	2.57	0	2.57	0			2.59	0	6.06	0
10) T	2.06	4.63	1.85	4.42			4.76	7.35	3.23	9.29
11) C	14.03	14.03	20.38	20.38			18.43	18.43	23.47	23.47
12) As	0.54	1.22	0.49	1.17			1.26	1.94	0.85	2.46
13) As a usar	4 φ 8mm (2.00)	4 φ 8mm (2.00)	4 φ 8mm (2.00)	4 φ 8mm (2.00)			4 φ 8mm (2.00)	4 φ 8mm (2.00)	4 φ 8mm (2.00)	4 # 3 (2.84)
14) δ	1.0	0.8	1.0	0.8			1.0	0.8	1.0	0.8
15) An	80	100	141	176			123	153	171	184
16) Usar	13x15	13x20	13x20	13x25			13x20	13x25	13x25	13x25
17) Ac	195	260	260	325			260	325	325	325
18) An	99	144	144	189			144	189	189	189
19) Asmín	0.81	1.08	1.08	1.35			1.08	1.35	1.35	1.35
Soleras	muro Y1		muro Y3				muro Y6		muro Y7	
20) Ts	4.25		6.21				8.82		10.27	
21) As	1.12		1.64				2.33		2.71	
22) usar	4 φ 8 mm		4 φ 8 mm				4 # 3		4 # 3	

10.2 Reducción de Columnas y Soleras

Siguiéndose los mismos criterios explicados en el acápite 9.3, las columnas se reducen a los siguientes tipos:

- CT1: columna C1 en forma de L, 13x25 cm, con 8 φ 1/4"
- CT2: columnas C2 y C7, 13x20 cm, con 4 φ 8 mm.
- CT3: columnas C3, C5, C10, C11 y C12, 13x25 cm, con 4 # 3
- CT4: columnas C4, C6, C8 y C9, 13x25 cm, con 4 φ 8 mm
- CT5: columna C13, 13x25 cm, con 4 # 3.

Y las vigas soleras, de 20x12 cm, serán las mismas a las empleadas en el primer nivel:

- S1: muros X1, X5, X6, X7, Y1, Y2, Y3, Y4, con 4 φ 8 mm
- S2: muros X3, X4, Y5, Y6, Y7, con 4 # 3

Tanto en las columnas como en las soleras el estribaje es mínimo: [] 1/4" 1 @ 5, 4 @ 10 r @ 25 cm.

Este refuerzo se repite en los pisos superiores 3 y 4, ya que prácticamente es mínimo y en esos pisos las fuerzas internas son menores que las existentes en el segundo piso.

11. DISEÑO DEL MURO X2 (PLACA P1)

Tanto las vigas dinteles, como las columnas aisladas y las placas de concreto armado, deben diseñarse ante la acción del sismo moderado, amplificando los esfuerzos (V_e , M_e) por un factor de carga $F_C = 1.25$, de tal forma que inicien su falla por flexión antes que se produzca la rotura por corte de la albañilería ante el sismo severo. Con fines ilustrativos, en este ejemplo sólo se diseñará al muro X2 (13x150 cm), siguiéndose las especificaciones de la Norma de Concreto Armado E.060. Este muro presenta las siguientes características:

- Esbeltez = altura total / longitud = $h_m / L = 10.08 / 1.5 = 6.7 > 1.0 \rightarrow$ muro esbelto
- Área axial bruta = $A = t L = 13 \times 150 = 1950 \text{ cm}^2 =$ área de corte
- Momento de inercia de la sección bruta = $I = t L^3 / 12 = 13 \times 150^3 / 12 = 3'656,250 \text{ cm}^4$
- Resistencia nominal del concreto = $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$
- Fuerzas internas en el primer piso (tabla 16, la carga axial sísmica es mínima):

$$P_g = 17.72 \text{ ton}$$

$$V_e = 5.46 \text{ ton}$$

$$M_e = 15.10 \text{ ton-m}$$

Las situación más crítica para determinar el refuerzo vertical, es cuando actúa carga vertical mínima ($F_C = 0.9$) y momento flector máximo ($F_C = 1.25$), mientras que por flexocompresión la situación más crítica se presenta cuando la carga axial es máxima ($F_C = 1.25$), de este modo, las combinaciones de cargas últimas son:

1) $P_u = 15.95 \text{ ton}$	$V_u = 6.83 \text{ ton}$	$M_u = 18.88 \text{ ton-m}$
2) $P_u = 22.15 \text{ ton}$	$V_u = 6.83 \text{ ton}$	$M_u = 18.88 \text{ ton-m}$

11.1 Diseño por Compresión Pura

En este caso $P_u = 1.5 PD + 1.8 PL = 1.5 \times 16.79 + 1.8 \times 3.72 = 31.88 \text{ ton}$, éste valor deberá ser menor que ϕP_n :

$$P_u \leq f P_n = 0.55 f f'_c A \left[1 - \left(\frac{k h}{32 t} \right)^2 \right]$$

Donde:

$\phi = 0.7$ = factor de reducción de resistencia por compresión pura

P_n = resistencia nominal a compresión pura

$k = 1.0$ para muros sin restricción a la rotación en sus extremos

$h = 2.52 \text{ m}$ = altura del primer piso

$t = 0.13 \text{ m}$ = espesor del muro

Aplicando la fórmula se obtiene $\phi P_n = 0.244 f'_c A = 83.17 \text{ ton} > P_u = 31.88 \text{ ton} \rightarrow \text{Ok.}$

11.2 Verificación de la Necesidad de Confinar los Bordes

La flexocompresión máxima se obtiene de la expresión:

$$\sigma = P/A + M/I$$

Donde: $y = \frac{1}{2} L = 75 \text{ cm}$

Con lo cual: $\sigma = 22150 / 1950 + 1888000 \times 75 / 3656250 = 50 \text{ kg/cm}^2 = 0.29 \text{ f'c}$

Puesto que el esfuerzo de flexocompresión supera a 0.2 f'c, habrá que confinar los bordes. Cabe destacar que el criterio empleado es permitido por el ACI, mientras que en la Norma E.060, esta revisión se hace en función de la profundidad del eje neutro "c" (ver el acápite 11.7).

11.3. Momento Flector de Agrietamiento por Flexión (M_{CR})

El momento flector asociado al agrietamiento por flexión, se obtiene de la expresión:

$$\frac{M_{CR} y}{I} - \frac{P}{A} = 2 \sqrt{f'c}$$

De donde: $M_{CR} = (2 \sqrt{175} + 22150/1950) \times 3656250 / 75 = 1843554 \text{ kg-cm} = 18.43 \text{ ton-m}$

De acuerdo a la Norma E.060, la sección deberá soportar un momento flector por lo menos igual a $M = 1.2 M_{CR} = 1.2 \times 18.43 = 22.12 \text{ ton-m}$, este valor resulta mayor que $M_u = 18.88 \text{ ton-m}$, por lo que se trabajará con $M_u = 22.12 \text{ ton-m}$ para el diseño del refuerzo vertical.

11.4. Determinación del Refuerzo Vertical y del Momento Flector Nominal M_n

Puesto que el esfuerzo producido por la carga axial máxima ($P_u/A = 22150/1950 = 11.36 \text{ kg/cm}^2$) es menor que el 10% de f'c (17.5 kg/cm^2), para el diseño por flexocompresión se utilizará un factor de reducción de resistencia $\phi = 0.9$. El refuerzo a concentrar en los extremos (A_s) puede obtenerse inicialmente de la expresión:

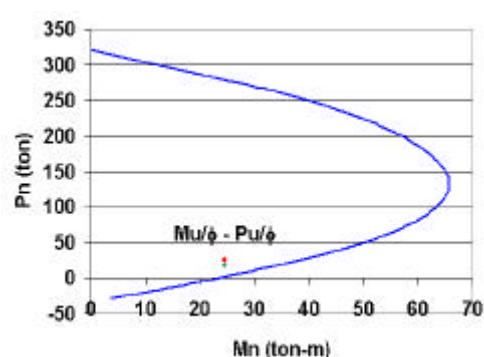
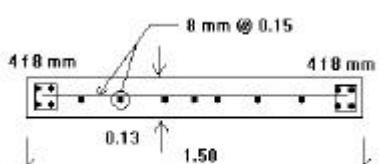
$$A_s f_y D + \frac{1}{2} P_u L \geq M_u / \phi$$

Donde: $D = 0.8 L = 0.8 \times 1.5 = 1.2 \text{ m} = \text{peralte efectivo}$

Con lo cual: $A_s = [22.12 / 0.9 - 15.95 \times 1.5 / 2] / [4.2 \times 1.2] = 2.5 \text{ cm}^2$

De esta manera, se colocará 4 φ 8 mm en los extremos más una cuantía interior mínima igual a 0.0025 (φ 8 mm @ 15 cm). Dibujado el diagrama de interacción correspondiente (con valores nominales M_n , P_n), puede observarse en la Fig.22 que los puntos M_u/ϕ , P_u/ϕ caen en su interior, por tanto, el refuerzo es adecuado. Adicionalmente, ingresando al diagrama con $P_u/\phi = 22.15 / 0.9 = 24.61 \text{ ton}$, se obtiene un momento nominal $M_n = 38 \text{ ton-m}$, para este valor se obtiene $c = 0.26 \text{ m}$.

Fig.22
Diagrama de Interacción del muro X2



11.5 Diseño del Refuerzo Horizontal

El refuerzo horizontal debe ser capaz de soportar la fuerza cortante V_u asociada al mecanismo de falla por flexión, admitiéndose que el refuerzo vertical puede incurrir en su zona de endurecimiento:

$$V_u = 1.25 V_{ua} (\text{Mn}/\text{Mua}) = 1.25 \times 6.83 (38.0/18.88) = 17.18 \text{ ton}$$

La resistencia nominal al corte está dada por:

$$V_n = V_c + V_s, \text{ donde:}$$

$$V_c = \text{aporte del concreto} = A \alpha \sqrt{f'_c} c = 1950 \times 0.53 \sqrt{175} = 13672 \text{ kg} = 13.67 \text{ ton}$$

($\alpha = 0.53$ para muros con esbeltez $hm/L > 2.5$)

$$V_s = \text{aporte del refuerzo} A \rho f_y = 1950 \times 0.0025 \times 4200 = 20475 \text{ kg} = 20.47 \text{ ton}$$

($r = \text{cuantía de refuerzo horizontal. Cuando } V_u = 17.18 \text{ ton} > 0.5 f' V_c = 0.5 \times 0.85 \times 13.67 = 5.81 \text{ ton, usar por lo menos una cuantía mínima igual a 0.0025.}$)

$$\text{Lo que proporciona: } V_n = 13.67 + 20.47 = 34.14 \text{ ton. Este valor no debe ser mayor que } 2.7 A \sqrt{f'_c} = 2.7 \times 1950 \times \sqrt{175} = 69,649 \text{ kg} = 69.65 \text{ ton. Por tanto, se emplea } V_n = 34.14 \text{ ton.}$$

Con la cuantía mínima de refuerzo horizontal se obtiene $\phi V_n = 0.85 \times 34.14 = 29 \text{ ton} > V_u = 17.18 \text{ ton}$, por lo que se utilizará $\phi 8 \text{ mm} @ 15 \text{ cm}$ (cuantía = $0.5/(15 \times 13) = 0.00256$).

11.6 Diseño por Deslizamiento

La resistencia a corte-fricción en la base de la placa está dada por: $\phi \mu (N_u + A_v f_y)$, donde:

$$\mu = 0.6 = \text{coeficiente de fricción en juntas sin tratamiento}$$

$$N_u = 0.9 PD = 0.9 \times 16.79 = 15.11 \text{ ton}$$

$$A_v = \text{área de acero vertical total} = 15 \times 0.5 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Con lo cual se obtiene: $\phi \mu (N_u + A_v f_y) = 0.85 \times 0.6 (15.11 + 7.5 \times 4.2) = 23.77 \text{ ton}$. Este valor es mayor que V_u (17.18 ton), por lo que no habrá problemas por deslizamiento.

11.7 Confinamiento en los Bordes

De acuerdo a la Norma E.060, los muros de concreto armado no se confinan cuando se cumple la relación: $c < L / [600 (\Delta/hm)]$, donde:

$$c = \text{profundidad del eje neutro} = 0.26 \text{ m (ver acápite 11.4).}$$

$$L = 1.5 \text{ m} = \text{longitud del muro}$$

$$hm = 10.08 \text{ m} = \text{altura total del muro}$$

$$\Delta = \frac{3}{4} R D_e = 0.75 \times 6 \times 0.00319 = 0.01436 \text{ m} = \text{desplazamiento inelástico del cuarto nivel}$$

$$D_e = 0.00319 \text{ m} = \text{desplazamiento elástico del cuarto nivel del eje A (tabla 11)}$$

Aplicando la fórmula se obtiene: $c = 0.26 \text{ m} < 1.5 / [600 \times (0.01436 / 10.08)] = 1.75 \text{ m}$

De esta forma se obtiene una contradicción entre el primer criterio donde es necesario confinar los bordes (acápite 11.2, permitido por el ACI, reglamento que además deja en forma opcional el uso del segundo criterio), con el criterio especificado por la Norma E.060, donde se obtiene que no es necesario confinar los bordes. Cabe indicar que en el segundo criterio el segundo miembro de la fórmula proporciona 1.75 m que supera a la longitud del muro (1.5 m), al respecto, en el reglamento del ACI (no en la Norma E.060) se especifica que la relación Δ/hm no debe ser menor que 0.007, con esta distorsión se obtendría en el segundo miembro de la fórmula 0.36 m; si bien el segundo miembro de la fórmula disminuye considerablemente, bajo ese concepto no se requeriría confinar los bordes. Esta contradicción amerita realizar mayores investigaciones experimentales.

Puesto que la profundidad del eje neutro $c = 0.26$ m es pequeña y por esa zona bajará la carga axial más la compresión originada por la flexión, causando impactos contra la cimentación que podrían triturar al concreto de la placa, en este ejemplo se ha preferido confinar los bordes del muro X2 con 8 mm , $1 @ 5, 10 @ 10, r @ 25 \text{ cm}$ en la base del primer piso (en una altura de 1.05m: $\sigma < 0.2f'c$), mientras que en los pisos superiores se utilizará $1/4" 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 \text{ cm}$.

12. DISEÑO POR CARGA SÍSMICA PERPENDICULAR AL PLANO

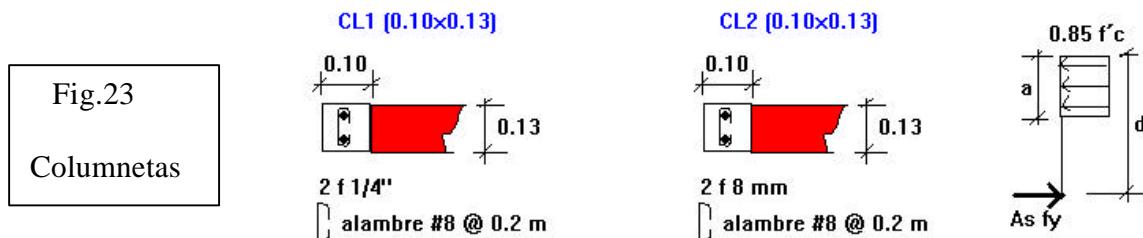
Todos los muros portantes del edificio cumplen con los tres requisitos para evitar su diseño ante cargas perpendiculares, aparte de no tener excentricidades de la carga vertical:

1. Se encuentran arriostrados en sus 4 bordes.
2. Su espesor efectivo es mayor que $h/20$ (ver el acápite 5.1).
3. El esfuerzo axial producido por la carga de gravedad máxima es menor que F_a (ver acápite 5.2).

Por tanto, sólo se diseñarán los alféizares de ventana aislados de la estructura principal.

12.1. Capacidad Resistente de los Arriostres

Se adoptará como arriostres verticales de los alféizares a columnetas (CL en la Fig.23) de concreto armado en voladizo.



Analizando a la columneta **CL1** (reforzada con $2 \phi 1/4"$) se tiene:

$$T = As fy = 0.32 \times 4200 = 1344 \text{ kg}$$

Igualando la tracción a la compresión: $T = 1344 = C = 0.85 f'c B a = 0.85 \times 175 \times 10 a \rightarrow a = 0.9 \text{ cm}$
Peralte efectivo = $d = 13 - 3 = 10 \text{ cm}$

$$\text{Momento flector resistente: } MR = \phi T (d - a/2) = 0.9 \times 1344 \times (10 - 0.9/2) = 11550 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Resistencia a corte del concreto: } V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} B d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{175} \times 10 \times 10 = 596 \text{ kg}$$

Procediendo en forma similar para la columneta **CL2**, se tiene:

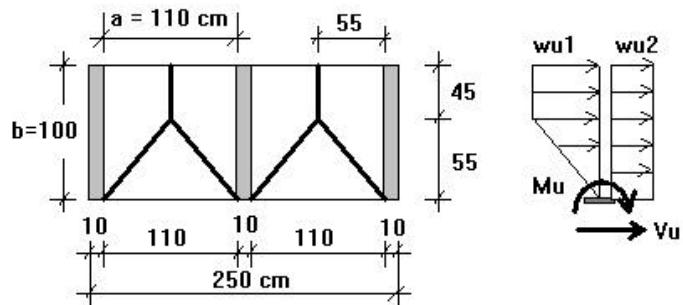
Momento flector resistente: $MR = 17567 \text{ kg-cm}$

Resistencia a corte del concreto: $V_c = 596 \text{ kg}$

12.2. Diseño de Alféizares de $h = 1.0 \text{ m}$

Para los alféizares de 1 m de altura, el caso más crítico se presenta en las ventanas de la sala-comedor, donde se requiere 3 columnetas de arriostre (Fig. 24). No es posible colocar 2 columnetas porque la porción central de la albañilería quedaría sin arriostrar. De estas 3 columnetas, la central es la que recibe más carga proveniente de la albañilería, por lo que será la única que se revisará.

Fig.24
Arriostres en el alféizar de la sala-comedor.



Peso propio de la albañilería tarajeada (acápite 3) = $\gamma_e = 0.274 \text{ ton/m}^2 = 0.0274 \text{ kg/cm}^2$

Peso propio del concreto tarajeado (acápite 3) = $\gamma_e = 0.352 \text{ ton/m}^2 = 0.0352 \text{ kg/cm}^2$

Carga sísmica de servicio (Norma E.070) = $w = 0.8 Z U C1 \gamma_e = 0.8 \times 0.4 \times 1.3 \gamma_e = 0.416 \gamma_e$

De acuerdo a la Norma E.030:

$Z = 0.4$ (zona sísmica 3)

$U = 1.0$ (edificio de uso común)

$C1 = 1.3$ (elemento que puede precipitarse al exterior)

Revisión de la Albañilería (Norma E.070):

$$w = 0.416 \gamma_e = 0.416 \times 0.0274 = 0.0114 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{momento sísmico} = M_s = m w a^2$$

$$a = 110 \text{ cm} = \text{longitud del borde libre (Fig.24)}$$

$$b = 100 \text{ cm} = \text{longitud del borde arriostrado}$$

$$b/a = 100/110 = 0.91 \rightarrow m = 0.106 \text{ (coeficiente de momento, tabla 12 de la Norma E.070)}$$

$$M_s = 0.106 \times 0.0114 \times 110^2 = 14.62 \text{ kg-cm/cm}$$

$$\text{esfuerzo de tracción actuante} = f_m = 6 M_s / t^2 = 6 \times 14.62 / 132 = 0.52 \text{ kg/cm}^2 < f'_t = 1.5 \text{ kg/cm}^2. \text{ Ok}$$

Diseño de Arriostres (Norma E.060):

$$w_{u1} = 1.25 (0.0114 \times 55 \times 2) = 1.567 \text{ kg/cm} = \text{carga última proveniente de la albañilería}$$

$$w_{u2} = 1.25 (0.416 \times 0.0352 \times 10) = 0.183 \text{ kg/cm} = \text{carga última proveniente de la columneta}$$

$$M_u = 1.567 \times 45 (45/2 + 55) + \frac{1}{2} \times 1.567 \times 55 \times 2/3 \times 55 + 0.183 \times 100 \times 50 = 7960 \text{ kg-cm} \rightarrow \text{usar CL1}$$

$$V_u = 1.567 \times 45 + \frac{1}{2} \times 1.567 \times 55 + 0.183 \times 100 = 132 \text{ kg} < \phi V_c = 596 \text{ kg} \rightarrow \text{no necesita estribos}$$

Por tanto se empleará en toda los alféizares de las ventanas de dormitorios, cocina y sala-comedor, columnetas del tipo CL1 (Fig.23).

12.3. Diseño de Alféizares de $h = 1.8$ m

Un procedimiento similar al realizado en el acápite 12.2 fue ejecutado para diseñar a los alféizares aislados correspondientes a los servicios higiénicos, obteniéndose columnetas del tipo CL2 (Fig.23).

12.4. Grosor de las Juntas Sísmicas (g)

Para el caso más crítico (zona de S.H.), el grosor de la junta sísmica entre los alféizares y los muros portantes, puede obtenerse multiplicando la máxima distorsión inelástica por la altura del alféizar:

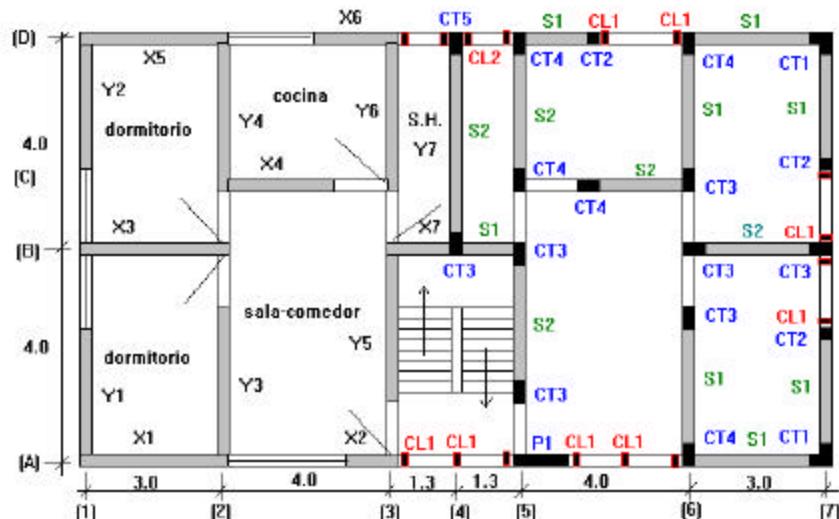
$$g = 0.005 \times 180 = 0.9 \text{ cm} \rightarrow \text{usar tecnopor de } 3/8 \text{ de pulgada de espesor}$$

13. PLANOS

En este ejemplo se ha tratado de diseñar sólo aquellos elementos donde es aplicable la Norma de Albañilería E.070, con excepción de la placa P1 (incluida con fines ilustrativos). Se entiende que además debería diseñarse la cimentación, losas del techo, dinteles, escalera y cisterna.

En la Fig.24 se muestra la disposición de los elementos en la planta del edificio, incluyendo un cuadro de las principales especificaciones generales (que debería aparecer en el plano de cimentaciones), mientras que en la Fig.25 aparece el cuadro de columnas y placa. En la Fig.26 aparecen las vigas, en tanto que en la Fig.27 aparecen detalles del alféizar aislado que deberían figurar en un plano conjunto con otros elementos que componen al edificio (escalera, cisterna, etc.).

Fig.24
Disposición de los elementos en planta y especificaciones generales.



ESPECIFICACIONES GENERALES PRINCIPALES

Resistencia admisible del suelo: 4 kg/cm^2

Concreto: $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$

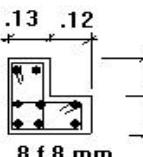
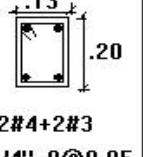
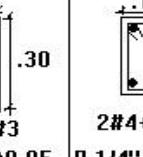
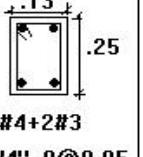
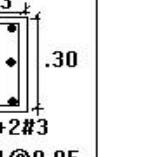
Acero corrugado grado 60: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, recubrimientos = 2 cm

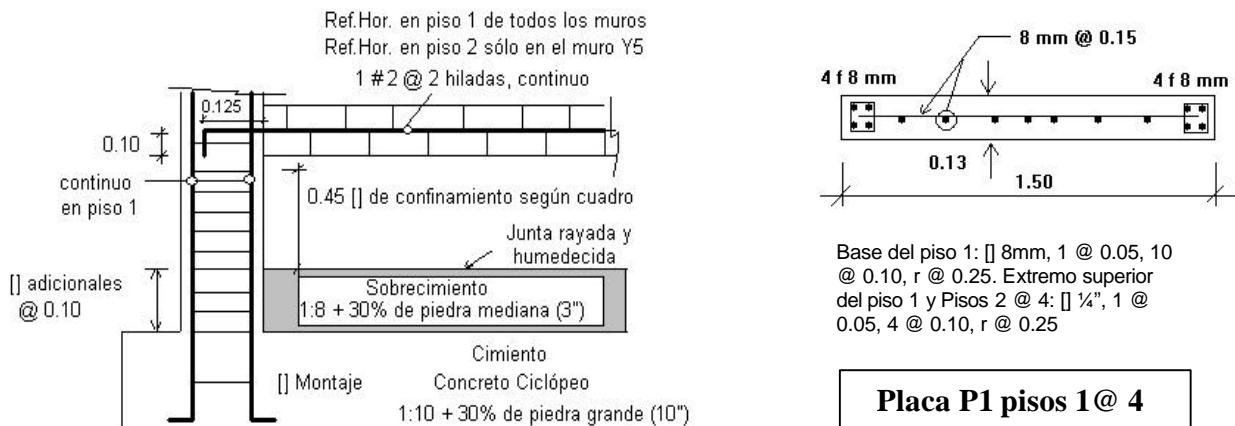
Ladrillos clase IV sólidos (30% de huecos), tipo King Kong de arcilla, $t = 13 \text{ cm}$, $f'b = 145 \text{ kg/cm}^2$

Mortero tipo P2: cemento-arena 1:4. Grosor de juntas: 1 cm

Albañilería: resistencia característica a compresión = $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$

resistencia característica a corte puro = $v'm = 8.1 \text{ kg/cm}^2$

CUADRO DE COLUMNAS					
Col.	CT1	CT2	CT3	CT4	CT5
Piso 1	 <p>.13 .12 8 f 8 mm [] 1/4", 9@0.05</p>	 <p>.13 .20 2#4+2#3 [] 1/4", 9@0.05 6@0.075</p>	 <p>.13 .30 2#4+2#3 [] 1/4", 9@0.05 6@0.075</p>	 <p>.13 .25 2#4+2#3 [] 1/4", 9@0.05 6@0.075</p>	 <p>.13 .30 4#4+2#3 [] 1/4", 9@0.05 6@0.075</p>
Pisos 2 @ 4	<p>geometría similar (L. 0.13x0.25) 8 f 1/4" [] 1/4", 1@0.05, 4@0.10</p>	<p>0.13x0.20 4 f 8mm [] 1/4", 1@0.05, 4@0.10</p>	<p>0.13x0.25 4 #3 [] 1/4", 1@0.05, 4@0.10</p>	<p>0.13x0.25 4 f 8mm [] 1/4", 1@0.05, 4@0.10</p>	<p>0.13x0.25 4 #3 [] 1/4", 1@0.05, 4@0.10</p>

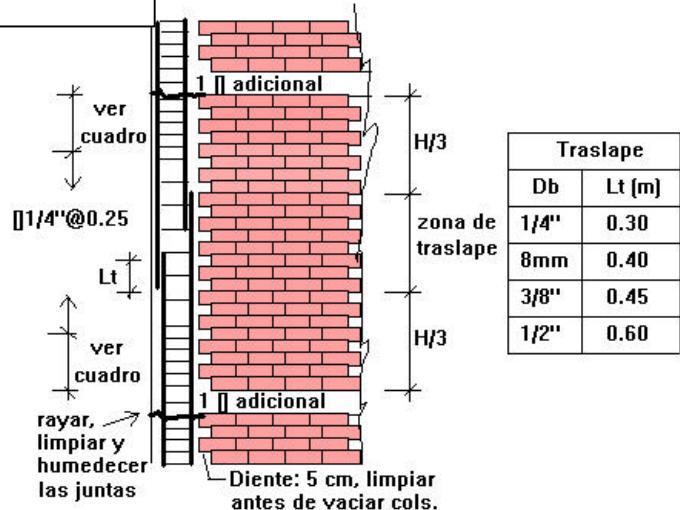


Placa P1 pisos 1@ 4

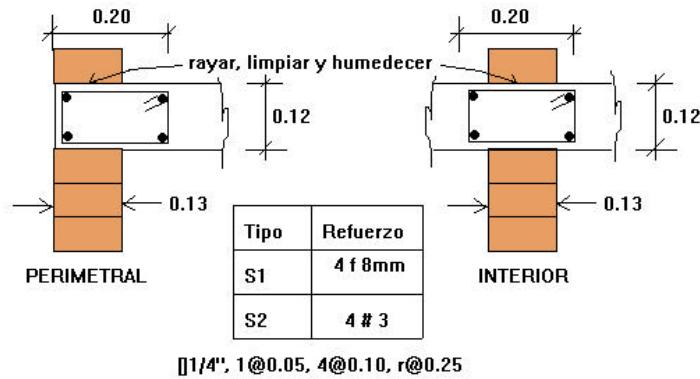
Detalle de la conexión muro-cimentación y del refuerzo horizontal en los muros.

Fig.25

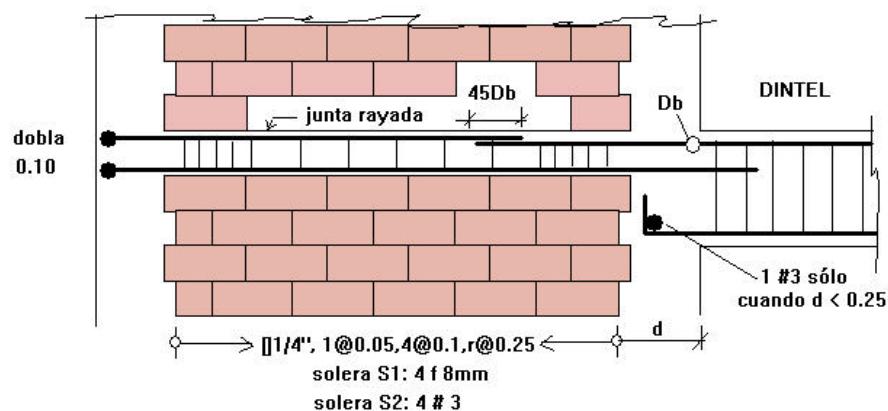
Cuadro de columnas, placa y detalles.



Detalle de conexión albañilería-columna, traslapes, juntas de construcción y estribos de montaje



Vigas Soleras en Niveles 1 @ 4



Conexión Solera-Columna-Dintel

Fig.26. Vigas Soleras.

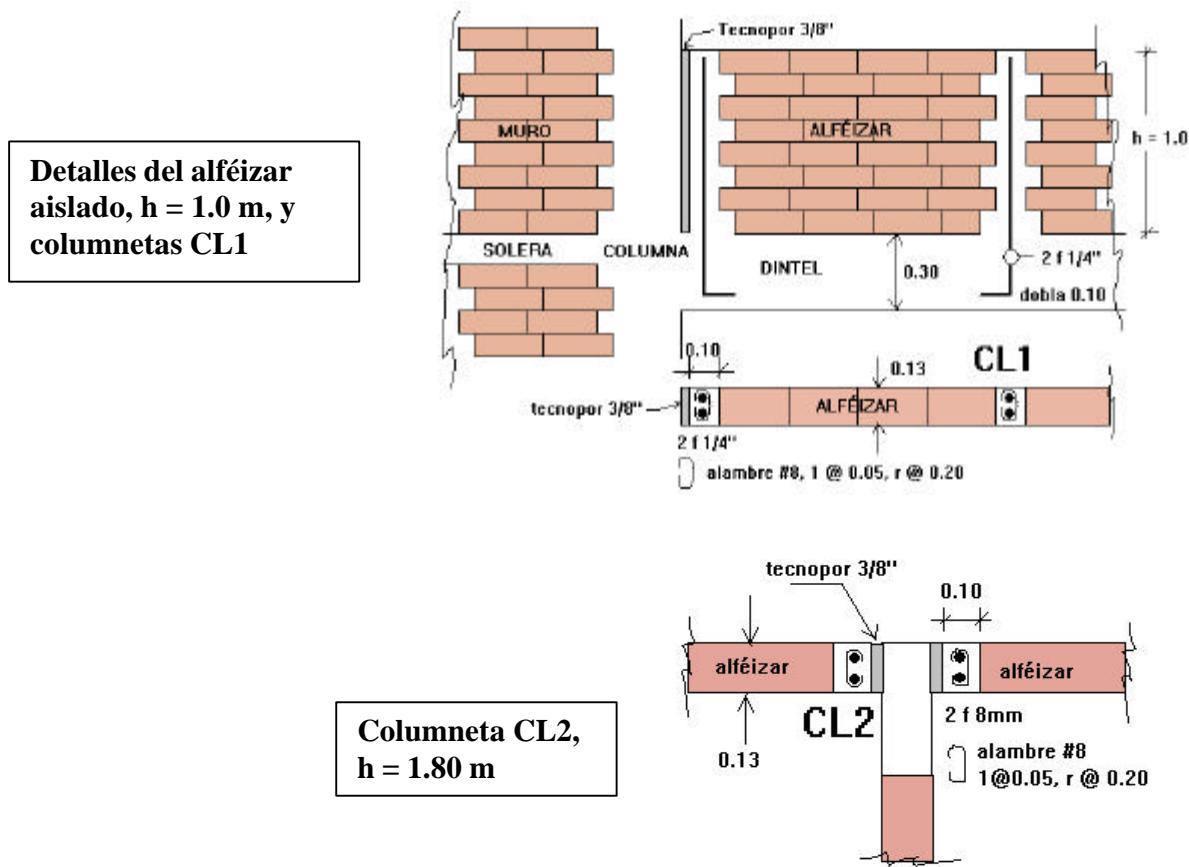


Fig.27. Detalles del aislamiento de alféizares y columnetas de arriostre.

14. COMENTARIOS

- La Norma E.070 deja en libertad absoluta la técnica de modelaje a emplear. En este ejemplo se utilizó la técnica de pórticos planos, la cual permite obtener las fuerzas de sección en forma directa para cada muro. Esta operación se dificulta cuando se acoplan varios muros en una sola unidad (por ejemplo: Y2-X5-Y4-X4) para analizarlos tridimensionalmente.
- La secuencia de diseño de los confinamientos puede programarse fácilmente en una hoja Excel.
- En el diseño del muro de concreto armado X2 (Placa P1), se obtuvo contradicciones en los criterios que definen la necesidad de confinar los bordes, por lo que este es un punto que debe investigarse experimentalmente.