

## 5

## DISEÑO POR REGLAMENTO

## (NORMA E - 070)

Haciendo uso de la Norma E-070 y empleando la notación allí establecida, en este capítulo se muestra el procedimiento de diseño de los **Muros Confinados**, para lo cual se ha seleccionado el muro X4, cuyo diagrama de momento flector y fuerza cortante aparecen en la Fig. 4.4. Paralelamente, se ilustra el diseño de los muros armados (con la Norma E-070), usando el mismo muro X4, pero esta vez se ha considerado que está compuesto por bloques de concreto vibrado (14x39x19 cm) totalmente rellenos con grout; en este caso, usando bloques nacionales, la resistencia de las pilas es  $f'_m = 85 \text{ kg/cm}^2$ .

Por facilidad se acostumbra suponer que la sección transversal del muro es rectangular, enteramente de albañilería y que los esfuerzos de flexión se calculan mediante la teoría de resistencia de materiales (flexión compuesta), sin considerar el agrietamiento de la sección en tracción por flexión; esto es, se trabaja con el momento de inercia de la sección bruta.

Los datos del muro X4 (confinado) son:

Altura libre (piso a techo) =  $h = 2.45 \text{ m}$   
 Longitud =  $L = 2.95 \text{ m}$  (incluye el peralte de las columnas)  
 Espesor efectivo =  $t = 0.13 \text{ m}$   
 Área de la sección =  $A = t L = 13 \times 295 = 3835 \text{ cm}^2$   
 Momento de inercia =  $I = t L^3 / 12 = 278 \times 10^5 \text{ cm}^4$

$f'_m = 65 \text{ kg/cm}^2$  (resistencia a compresión de las pilas de albañilería)  
 $E_a = 32000 \text{ kg/cm}^2$  (módulo de elasticidad de la albañilería)  
 $E_c = 200000 \text{ kg/cm}^2$  (módulo de elasticidad del concreto)  
 $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$  (resistencia del concreto)  
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (esfuerzo de fluencia del acero)  
 $f_s = 0.5 f_y = 2100 \text{ kg/cm}^2$  (esfuerzo de trabajo del acero)

Los resultados del metrado de cargas (Tabla 4.3) y del análisis sísmico computacional estático (Fig. 4.4), para el primer piso, son:

Carga axial (con 25% de s/c) =  $P = 18.32 \text{ ton}$   
 Carga axial (con 100% de s/c) =  $P_m = 21.52 \text{ ton}$   
 Carga axial permanente =  $P_d = 17.25 \text{ ton}$   
 Carga axial sísmica =  $P_s = 7.39 \text{ ton}$   
 Carga axial proveniente del muro ortogonal Y1, suponiendo 25% de influencia =  $P(Y1) = 0.25 \times 14.84 = 3.36 \text{ ton}$   
 Cortante basal =  $V = 7.08 \text{ ton}$   
 Momento basal =  $M = 27.91 \text{ ton-m}$

## 5.1 DISEÑO POR COMPRESION AXIAL

En el diseño por compresión axial de los muros armados y confinados, el esfuerzo admisible ( $F_a$ ) está dado por la siguiente expresión (donde la cantidad entre paréntesis expresa la reducción de resistencia por esbeltez del muro):

$$F_a = 0.2 f_m (1 - (h / 35 t)^2)$$

En nuestro caso:  $F_a = 0.2 f_m (1 - (2.45/35 \times 0.13)^2) = 0.14 f_m = 0.14 \times 65 = 9.23 \text{ kg/cm}^2$

En tanto que el esfuerzo axial máximo ( $f_a$ ), calculado con la sollicitación de servicio, resulta menor al esfuerzo admisible:

$$f_a = P_m / A = 21520 / 3835 = 5.61 \text{ kg/cm}^2 < F_a \dots \text{Ok.}$$

Por otro lado (sólo para **Muros Confinados**), de imponerse como topes máximos una esbeltez ( $h / t$ ) igual a 20, y un esfuerzo axial actuante de  $0.15 f_m$ , puede afirmarse que no existirá falla por compresión, ya que de acuerdo a la Norma:

$$F_a = 0.2 f_m (1 - (h / 35t)^2) = 0.2 f_m (1 - (20 / 35)^2) = 0.135 f_m$$

Si bien este resultado es menor que  $0.15 f_m$ , para la **Albañilería Confinada** puede adoptarse  $F_a = 0.15 f_m$ , en vista que las columnas toman un gran porcentaje de la carga vertical debido a la diferencia que existe entre los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería. Para demostrar esa aseveración se analizará el primer entrepiso del muro X4 por carga axial pura (P), considerando las siguientes características:

$A_c$  = área axial de dos columnas de  $13 \times 25 \text{ cm} = 650 \text{ cm}^2$   
 $A_a$  = área real de la albañilería =  $13 \times (295 - 2 \times 25) = 3185 \text{ cm}^2$   
 $A$  = área total =  $13 \times 295 = 3835 \text{ cm}^2 = A_c + A_a$   
 $E_c$  = módulo de elasticidad del concreto =  $200,000 \text{ kg/cm}^2$   
 $E_a$  = módulo de elasticidad de la albañilería =  $32,000 \text{ kg/cm}^2$   
 $P_c$  = carga axial absorbida por las dos columnas  
 $P_a$  = carga axial absorbida por la albañilería  
 $h$  = altura libre del muro =  $245 \text{ cm}$

Por compatibilidad de deformación axial ( $d$ ) entre las columnas y la albañilería (se supone que los 3 pisos superiores actúan como sólido rígido), se tiene:

$$d = P_c h / (E_c A_c) = P_a h / (E_a A_a)$$

De la cual:  $P_c = (E_c A_c / (E_a A_a)) P_a$   
 $= (200000 \times 650 / (32000 \times 3185)) P_a = 1.275 P_a$

Por equilibrio:  $P = P_c + P_a = 1.275 P_a + P_a = 2.275 P_a$

Luego:  $P_a = 0.44 P$   
 $P_c = 0.56 P$

Esto es (para este caso en particular), el 56% de la carga total es tomada por las dos columnas.

Efectuando una comparación entre el esfuerzo axial actuante ( $f_a = P / A$ , para el diseño se asume que la sección es totalmente de albañilería) y el esfuerzo axial real en la albañilería ( $f_r = P_a / A_a$ ), se tiene:

$$f_a / f_r = P A_a / (P_a A) = P \times 3185 / (0.44 \times P \times 3835) = 1.89$$

Se observa que se está sobrevaluando en 89% el esfuerzo axial, por lo cual es posible incrementar al esfuerzo axial admisible ( $F_a$ ) para los muros confinados a un tope máximo de 0.15 fm, valor que se estima razonable ya que ensayos de carga lateral en muros sujetos a carga vertical indican que cuando el esfuerzo axial actuante en un muro supera a 0.15 fm, su ductilidad ante cargas sísmicas disminuye considerablemente.

Se concluye entonces que, si un muro confinado tiene una esbeltez ( $h / t$ ) menor que 20 y un esfuerzo axial actuante menor a 0.15 fm (calculado sobre una sección totalmente supuesta de albañilería), no será necesario verificar este paso del diseño.

## 5.2 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

- El esfuerzo admisible para mortero sin cal (en muros armados y confinados) es:

$$v_a = 1.2 + 0.18 f_d \leq 2.7 \text{ kg / cm}^2$$

Donde:  $f_d = P_d / A = 17250 / 3835 = 4.5 \text{ kg/cm}^2$

Con lo cual:  $v_a = 1.2 + 0.18 \times 4.5 = 2.01 \text{ kg/cm}^2$  (equivalente a:  $V_a = v_a A = 7.7 \text{ ton}$ )

- El esfuerzo cortante actuante es:

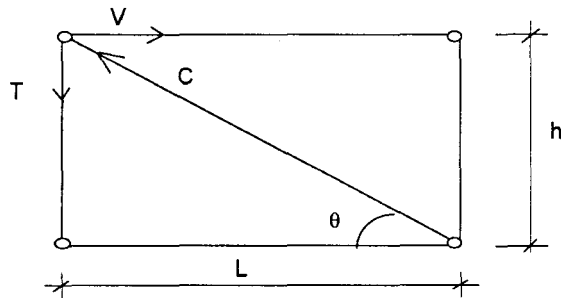
$$v = V / A = 7080 / 3835 = 1.85 \text{ kg / cm}^2 < v_a \dots \text{Ok.}$$

Respecto al área de la columna de confinamiento ( $A_c$ ) y al refuerzo por fuerza cortante, en la Norma E-070 aparecen varias expresiones que fueron deducidas de la siguiente manera:

### DEDUCCION DE LAS FORMULAS DEL REGLAMENTO PARA EL DISEÑO POR CORTE EN MUROS CONFINADOS

Se analizó un muro de un sólo paño en un entrepiso determinado, suponiendo que el muro se comportaba como un tabique, con lo cual la albañilería trabaja como un puntal en compresión y la columna como un tirante, tal como se muestra en la Fig. 5.1.

Fig. 5.1  
Modelo de un  
muro confinado  
según la Norma  
E-070 (tijera)



Por equilibrio:  $T = V (h / L)$

Tomando un factor de amplificación de carga igual a 1.25, y un factor de reducción de resistencia a tracción  $\phi = 0.9$ , se tendrá en condiciones últimas:

$$T_u = 1.25 T = 1.25 V (h / L) = \phi A_s f_y = 0.9 A_s f_y$$

Con lo cual el área de acero ( $A_s$ ) requerida por corte en los elementos verticales resulta:

$$A_s = 1.4 V (h / L) / f_y$$

Por otro lado, se observa que la solera está trabajando a tracción, con una fuerza igual a  $V$ ; por lo que, siguiendo un proceso similar al anterior, el área de acero de la solera será:

$$A_s = 1.4 V / f_y$$

El refuerzo calculado (en la solera y en la columna) debe ser suficiente para soportar la carga que produce la rotura del concreto por tracción; de este modo, asumiendo un esfuerzo de fisuración del concreto igual a  $0.1 f_c$  y un área de concreto igual a  $A_c$ , se obtiene:

$$A_s \text{ mín} = 0.1 f_c A_c / f_y$$

El área de concreto de la columna ( $A_c$ ) fue evaluada asumiendo que ella no va a estar esforzada por corte en más de  $v_u = 1.6 \sqrt{f_c}$  (Reglamento ACI de 1966), de manera que el espaciamiento entre estribos ( $s$ ) sea menor a la mitad del peralte efectivo ( $d$ ). De fracturarse la albañilería, la fuerza cortante  $V$  (en kg) se transmitirá en su totalidad hacia una de las columnas (ver el equilibrio del nudo en la Fig. 5.1); por lo cual:

$$v_u = 1.6 \sqrt{f_c} = V_u / (\phi A_c) = 1.25 V / (0.85 A_c)$$

De esta expresión se deduce:

$$A_c = 0.9 V / \sqrt{f_c} \quad (\text{en cm}^2)$$

Respecto al área de la solera, ésta puede tener un peralte igual al espesor de la losa del techo, en vista que básicamente trabaja a tracción.

Por otro lado, al producirse el agrietamiento del muro, la falla puede propagarse cortando la solera o la columna (espesor " $t$ " y peralte efectivo " $d$ "), por lo que sus extremos deberán confinarse con estribos (área " $A_v$ "). Asumiendo que el concreto no aporta resistencia al corte se tiene:

$$v_u = A_v f_y / (t s) = V_u / (\phi t d) = 1.25 V / (0.85 t d) \approx 1.5 V / (t d)$$

De esta expresión se obtiene:

$$A_v / s = 1.5 V / (d f_y)$$

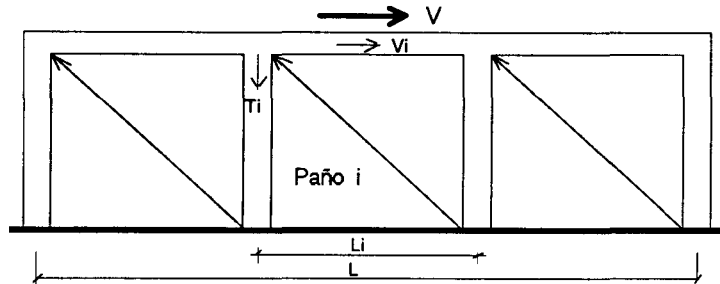
Cuando existe un muro compuesto por varios paños (Fig. 5.2), los elementos de confinamiento de cada paño se diseñan independientemente, considerando un cortante igual a:

$$V_i = V (L_i / L)$$

Donde:

- $V_i$  = fuerza cortante en el paño "i"
- $V$  = fuerza cortante total del muro
- $L_i$  = longitud del paño "i"
- $L$  = longitud total del muro

Fig. 5.2  
Muro Confinado  
de tres tramos



Retornando al ejemplo:

- El área de la columna está dada por:

$$\bullet A_c = 0.9 V / \sqrt{f_c} = 0.9 \times 7080 / \sqrt{175} = 482 \text{ cm}^2 \text{ (se usará: } 13 \times 40 \text{ cm, mayor que } 20 \text{ t)}$$

- El área del refuerzo vertical es:

$$A_s = 1.4 V h / (f_y L) = 1.4 \times 7080 \times 2.57 / (4200 \times 2.95) = 2.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.1 f_c A_c / f_y = 0.1 \times 175 \times 13 \times 40 / 4200 = 2.17 \text{ cm}^2 \text{ ... manda}$$

- El área del refuerzo horizontal (en la solera) es:

$$A_s = 1.4 V / f_y = 1.4 \times 7080 / 4200 = 2.36 \text{ cm}^2 \text{ (4 } \phi \text{ 3/8" , a colocar en la losa del techo)}$$

- Los estribos de confinamiento a emplearse en los extremos de las columnas (en una distancia igual a  $2.5 d$ , o  $50 \text{ cm}$ ; la mayor) estarán espaciados a:  $s = A_v d f_y / 1.5 V$

Usando estribos de  $\frac{1}{4}$ " ( $A_v = 2 \times 0.32 = 0.64 \text{ cm}^2$ ) y un peralte efectivo  $d = 37 \text{ cm}$ , se tendrá:  $s = 0.64 \times 37 \times 4200 / (1.5 \times 7080) = 10 \text{ cm}$ ; por lo que se colocará en cada extremo:  $[\phi \frac{1}{4}" , 1 @ 5, 9 @ 10, r @ 25 \text{ cm}$ .

De haberse empleado **Albañilería Armada** con bloques de concreto, el refuerzo horizontal se calcula con la ecuación:  $A_v = 2 V s / (f_y L)$ . Esta expresión proviene de suponer que toda la fuerza cortante es absorbida por el refuerzo horizontal (fórmula de diseño elástico en concreto armado):

$$A_v = V s / (f_s d) \approx V s / ((f_y / 2) L) = 2 V s / (f_y L)$$

Con 2  $\phi$  1/4" ( $A_v = 0.64 \text{ cm}^2$ ), dispuestos en forma de escalerilla electrosoldada (Fig. 2.22), se tiene:  $s = A_v f_y L / (2 V) = 0.64 \times 4200 \times 295 / (2 \times 7080) = 56 \text{ cm}$ ; por lo que se usará: 2  $\phi$  1/4" @ 2 hiladas ( $s = 40 \text{ cm}$ ), ya que los bloques tienen 19 cm de altura.

La cuantía horizontal resulta:  $p_h = A_v / s t = 0.64 / (40 \times 14) = 0.00114 > p_h \text{ mín} = 0.001$

### 5.3 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

Para efectos temporales (sismos) deberá cumplirse tanto en los muros confinados como en los armados la siguiente expresión:

$$f_a / F_a + f_m / F_m \leq 1.33$$

Donde:  $F_a = 9.23 \text{ kg/cm}^2$  (ver el acápite 5.1)  
 $F_m = 0.4 f'_m = 26 \text{ kg/cm}^2$  (resistencia admisible en compresión por flexión)  
 $f_a = P/A$  (esfuerzo axial actuante)  
 $f_m = M y / I$  (esfuerzo producido por el momento flector)

#### a) Sismo en el sentido +XX:

En este caso no se considera la carga tributaria proveniente del muro transversal Y1 ( $P(Y1)$ ), en vista que ésta baja directamente a la cimentación a través del mismo muro (Fig. 5.3). Los esfuerzos correspondientes son:

$$\begin{aligned} P &= 18.32 + P_s = 18.32 + 7.39 = 25.71 \text{ ton} \\ f_a &= P/A = 25710/3835 = 6.72 \text{ kg/cm}^2 \\ y &= L/2 = 147.5 \text{ cm} \\ f_m &= M y / I = 27.91 \times 10^5 \times 147.5 / 278 \times 10^5 = 14.81 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Luego:  $f_a / F_a + f_m / F_m = 6.72 / 9.23 + 14.81 / 26 = 1.29 < 1.33 \dots \text{Ok.}$

De no cumplirse esta expresión deberá recurrirse al criterio de la sección transformada, verificando la flexocompresión en la zona de contacto columna-albañilería. De no pasar la albañilería por flexocompresión, puede incrementarse el peralte de las columnas, lo que traerá por consecuencia una reducción de esfuerzos en la albañilería.

Para verificar la flexocompresión en las columnas debe emplearse las mismas expresiones que permiten calcular  $F_a$  y  $F_m$ , reemplazando  $f'_m$  por  $f'_c$ , pero deberá usarse el valor real de los esfuerzos actuantes sobre el concreto (multiplicando los esfuerzos hallados en la sección transformada por la relación de módulos de elasticidad  $E_c / E_a$ ). De no pasar la columna por flexocompresión, puede mejorarse la calidad del concreto ( $f'_c$ ) o incrementarse su sección transversal.

En la Fig. 5.3 se muestra la distribución de esfuerzos verticales, donde la zona traccionada mide 81 cm. El refuerzo vertical se calcula suponiendo que absorbe el volumen de tracciones que se produce en la albañilería:  $T = 81 \times 13 \times 8.09 / 2 = 4260 \text{ kg} = A_s f_s$ , con lo cual se obtiene:  $A_s = 2.02 \text{ cm}^2$ ; de esta manera, manda el refuerzo mínimo ( $2.17 \text{ cm}^2$ ):  $4 \phi 3/8$ ".

**b) Sismo en el sentido -XX:**

En este caso se ha considerado la carga axial tributaria proveniente del Muro Y1 ( $P(Y1)$ ), puesto que para que ocurra tracción en la albañilería es necesario que se despegue, levantando una parte del muro transversal Y1 (ver la Fig. 5.3).

$$M = 27.91 - P(Y1) \times (L-t) / 2 = 27.91 - 3.36 \times (2.95 - 0.13) / 2 = 23.17 \text{ ton-m}$$

$$P = 18.32 - P_s + P(Y1) = 18.32 - 7.39 + 3.36 = 14.29 \text{ ton}$$

$$f_a = P/A = 14290 / 3835 = 3.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_m = M y / I = 23.17 \times 10^5 \times 147.5 / 278 \times 10^5 = 12.29 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:  $f_a / F_a + f_m / F_m = 3.73 / 9.23 + 12.29 / 26 = 0.88 < 1.33 \dots \text{Ok.}$

En la Fig. 5.3 aparece el diagrama de esfuerzos respectivo, donde se aprecia una zona traccionada de 103 cm. El volumen de tracción es:  $T = 103 \times 13 \times 8.56 / 2 = 5731 \text{ kg} = A_s f_s$ ; luego,  $A_s = 2.73 \text{ cm}^2$ , por lo que se usará  $4 \phi 3/8$ ".

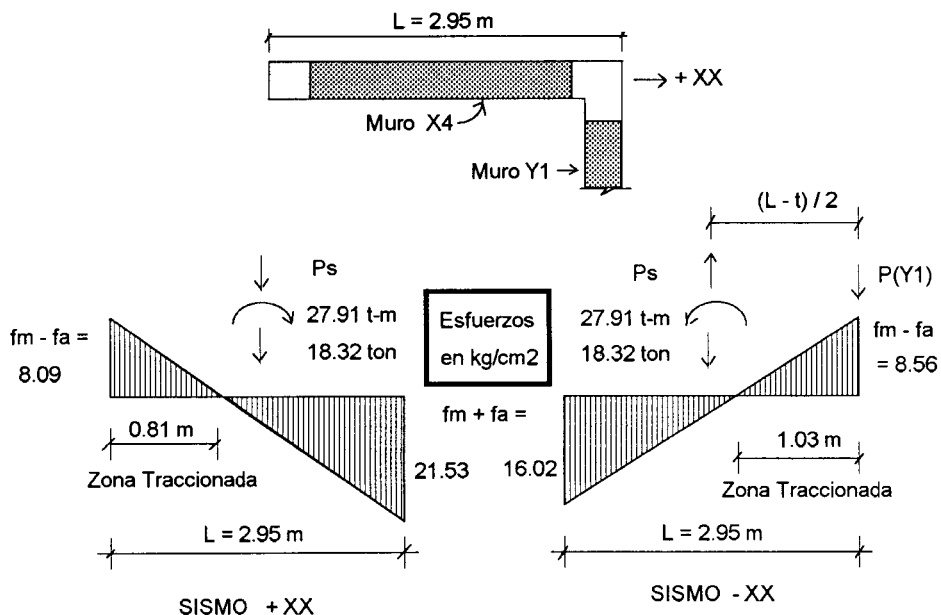


Fig. 5.3. Hipótesis para el diseño sísmico del muro X4. Primer piso



En la Fig. 5.4, se muestra el refuerzo y la sección resultante, debiéndose acotar que la columna ubicada en el encuentro de muros X4-Y1, falta aún diseñarse como parte del muro Y1 ante el sismo en la dirección YY.

Puesto que en el Reglamento se indica que en cada dirección el sismo actúa independientemente (100% del sismo en una de las dos direcciones), habrá que colocar en la columna de la intersección la mayor área de acero y la mayor sección de concreto obtenida al diseñar cada muro en forma independiente.

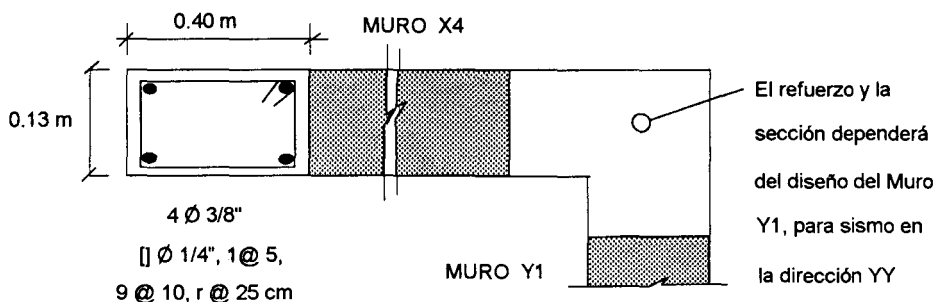


Fig. 5.4. Refuerzo del Muro X4

Debe aclararse que el refuerzo calculado por corte no debe sumarse con el evaluado por flexión (hallado con el momento basal), puesto que ambos efectos se calculan en distintos niveles del muro. A continuación se muestra dos procedimientos para calcular la tracción en una columna de un muro de 3 pisos, un paño y sin carga vertical:

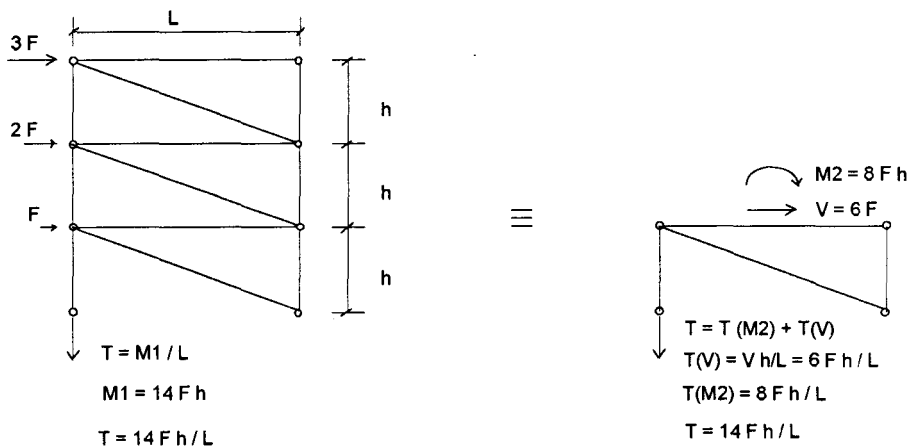


Fig. 5.5. Modelo de un muro de 3 pisos y un paño según la Norma E-070

Como se observa, ambos procedimientos proporcionan el mismo resultado ( $T = 14 F h/L$ ); por lo tanto, el refuerzo evaluado por flexión debería sumarse con el de corte sólo cuando se emplee en el diseño por flexión del primer piso el momento flector calculado en la base del segundo piso ( $M_2$ ).

También conviene aclarar que el refuerzo calculado por flexión o corte, no debe sumarse con el evaluado para cargas perpendiculares al plano del muro (columnas de confinamiento actuando como elementos de arriostres), puesto que en el Reglamento se considera que el sismo actúa en forma independiente en cada dirección del edificio.

Para el caso de **Albañilería Armada** el procedimiento de diseño por flexocompresión es similar al mostrado para muros confinados, sólo que el refuerzo vertical deberá repartirse a lo largo de la longitud del muro. En este caso, de no pasar el muro por flexocompresión, deberá modificarse la calidad de la albañilería ( $f_m$ ) o incrementarse el espesor del muro. Adicionalmente, deberá verificarse que la cuantía mínima sea  $\rho_v > 0.001$  (según la Norma  $\rho_v \text{ mín} = 0.0005$ ), y que en los extremos del muro se coloque el refuerzo vertical mínimo especificado en la Tabla 3 de la Norma ( $4 \phi \frac{3}{8}$ ", o su equivalente  $2 \phi \frac{1}{2}$ ").

Adoptando la misma área de refuerzo vertical (en realidad debió calcularse) obtenida en el muro confinado ( $A_s = 2.02 \text{ cm}^2$ , sismo +XX; y,  $A_s = 2.73 \text{ cm}^2$ , sismo -XX), vemos que el refuerzo mínimo a colocar en los extremos del muro ( $2 \phi \frac{1}{2}$ ", uno en cada alveolo) cubre el área requerida. En la zona interna del muro se colocará la cuantía mínima; usando  $\phi \frac{3}{8}$ ", espaciados a no más de  $6t = 6 \times 14 = 84 \text{ cm}$ , ni a más de 90 cm (Norma Mexicana, la Norma E-070 no especifica espaciamientos máximos), se tiene:

$$s = A_s / (\rho_v t) = 0.71 / (0.001 \times 14) = 50 \text{ cm} \dots (\text{usar: } 1 \phi \frac{3}{8}" @ 40 \text{ cm})$$

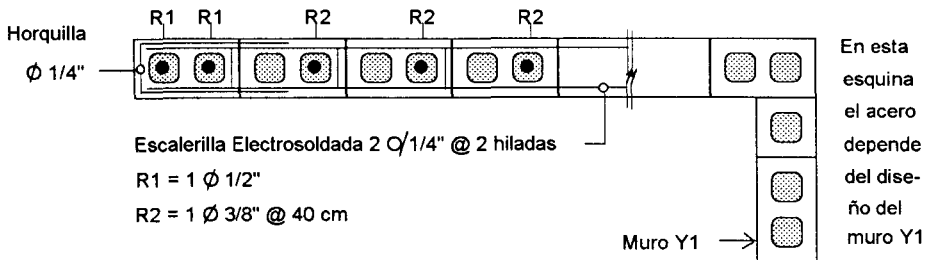


Fig. 5.6. Muro X4 con bloques de concreto vibrado. Ver además las Figs. 2.22 y 2.23

## 5.4 DISEÑO POR CARGA PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO

Cuando un Muro Portante Confinado (Fig. 5.7) tiene sus columnas separadas una distancia "L" menor al doble de la altura del entrepiso (h) y tiene un espesor efectivo (t) mayor que h/20, puede afirmarse que el muro no tendrá problemas por cargas perpendiculares a su plano; esto puede observarse en el siguiente ejemplo:

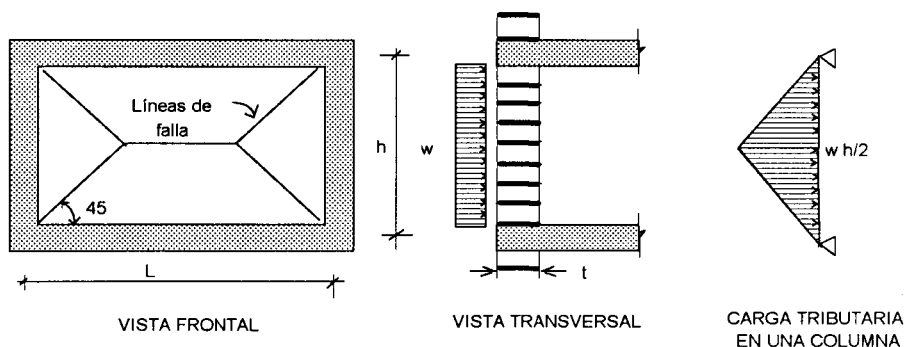


Fig. 5.7. Cargas sísmicas ortogonales al plano de un muro confinado

Asumiendo las peores condiciones para provocar la falla de tracción por flexión:

- $L = 2 h$
- Aparejo de soga ( $t = 0.1 \text{ m}$ )
- Muro simplemente apoyado sobre sus arriostres
- Carga vertical nula (muro que no recibe carga del aligerado)

Se tendrá que el momento en la zona central de la albañilería, producido por cargas perpendiculares al plano, es  $M = m w h^2$ ; donde:

$$\begin{aligned}
 m &= 0.1017 \text{ (Tabla 2 de la Norma E-070, para } L/h = 2) \\
 w &= C1 \gamma t = 0.35 \times 1800 \times 0.1 = 63 \text{ kg/m}^2 \\
 C1 &= 0.35 \text{ (coeficiente sísmico del RNC-77)} \\
 \gamma &= 1800 \text{ kg/m}^3 \text{ (peso unitario de la albañilería no tarrajada)} \\
 M &= 0.1017 \times 63 h^2 = 6.41 h^2 \text{ (kg-m/m)}
 \end{aligned}$$

El esfuerzo admisible en tracción por flexión (mortero sin cal), de acuerdo a la Norma E-070 es:  $Ft = 1 \text{ kg/cm}^2 = 10,000 \text{ kg/m}^2$ , por lo que:

$$Ft = 10000 \geq M y / I = M (t / 2) / (t^3 / 12) = 6 M / t^2 = 6 \times 6.41 (h / t)^2$$

De esta expresión se obtiene:  $t \geq h / 16$

Sin embargo, es posible adoptar  $t \geq h/20$ , ya que la condición extrema no se produce, puesto que: 1) al estar la albañilería confinada, sus bordes están semiempotrados y no simplemente apoyados, disminuyendo "m"; 2) existe carga vertical por peso propio del muro y de cierta zona del aligerado (Fig. 4.2A), lo que reduce la tracción; 3) el esfuerzo admisible  $F_t$  puede amplificarse por 1.33 para acciones sísmicas; y, 4) el caso mostrado corresponde más bien a un cerco para el cual  $C_1$  es 0.25 y no 0.35.

La columna actuando como elemento de arrioste se diseña a flexión y corte, como si fuese un elemento simplemente apoyado en sus extremos (Fig. 5.7). Por lo general, el refuerzo que así se obtenga resulta inferior al calculado como elemento de confinamiento.

Donde podría ocurrir problemas por acciones transversales al plano es en los muros del perímetro del edificio, donde la rotación de la losa del techo genera una excentricidad de la carga vertical proveniente de la losa inmediata superior (Fig. 5.8). En cambio, la carga proveniente de los muros superiores no es excéntrica, debido a que al asentar la primera hilada del muro inmediato superior, su aplome con el mortero elimina esa rotación.

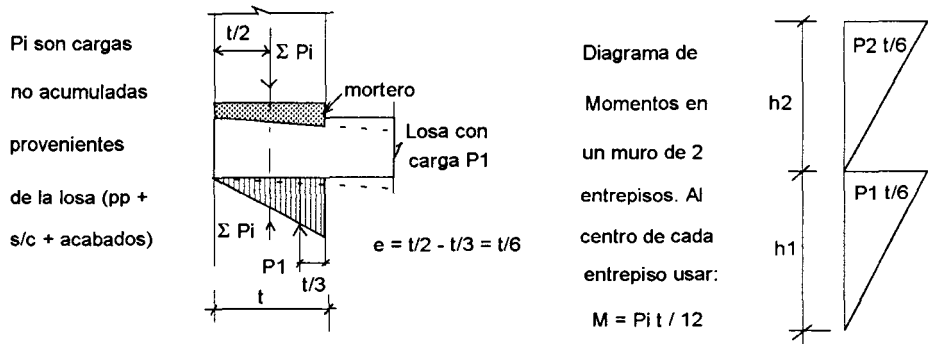


Fig. 5.8. Efectos de la rotación de la losa sobre la última hilada del muro

Cuando un muro cambia de espesor (Fig. 5.9), también podrían ocurrir problemas:

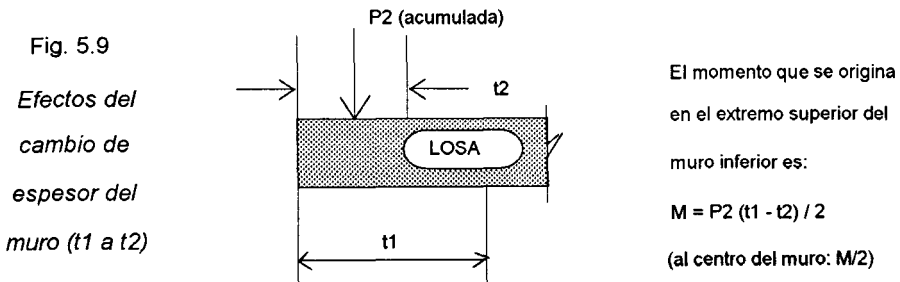


Fig. 5.9 Efectos del cambio de espesor del muro ( $t_1$  a  $t_2$ )

A los momentos flectores indicados en las Figs. 5.8 y 5.9 deberá agregarse el momento originado por la carga sísmica  $M = m w h^2$ , donde "m" se obtiene de la Tabla 2 de la Norma E-070 (esta Tabla también aparece en el Anexo A.4) y "w" se calcula utilizando un coeficiente sísmico de 0.35 (RNC-77).

Los **pisos críticos** a revisar son: el primero (por la flexocompresión) y el último (por la tracción por flexión con baja carga gravitacional). Cuando se emplee mortero sin cal en la albañilería, la tracción no debe exceder de  $F_t = 1 \text{ kg/cm}^2$ , mientras que cuando se utilice mortero con cal la resistencia a tracción admisible es  $F_t = 1.33 \text{ kg/cm}^2$ ; estas resistencias admisibles pueden amplificarse por 1.33 para efectos sísmicos.

Por ejemplo, en la zona central del muro perimétrico confinado Y1 del edificio en estudio (Fig. 4.1) se tiene:

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 1.32 \text{ ton (losa del primer piso con 100\% de s/c)} \\
 P_{1a} &= 16.19 \text{ ton (carga acumulada con 100\% de s/c)} \\
 L &= 3.3 \text{ m} \\
 h &= 2.45 \text{ m} \\
 t &= 0.13 \text{ m (espesor efectivo)} \\
 F_a &= 0.2 f'm (1 - (h/35t)^2) = 92.3 \text{ ton/m}^2 \\
 F_m &= 0.4 f'm = 260 \text{ ton/m}^2 \\
 w &= 0.019 \times 15 \times 0.35 = 0.1 \text{ ton/m}^2 \text{ (con tarrajeo, } t = 15 \text{ cm)} \\
 m &= 0.0723 \text{ (Tabla 2 de la Norma, para } L/h = 1.35) \\
 M \text{ (sismo)} &= m w h^2 = 0.0723 \times 0.1 \times 2.45^2 = 0.043 \text{ ton-m/m} \\
 M (P_1) &= (P_1/L) t/12 = (1.32/3.3) \times 0.13/12 = 0.004 \text{ ton-m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luego: } M &= 0.043 + 0.004 = 0.047 \text{ ton-m/m} \\
 f_m &= M y/I = 6 M/t^2 = 6 \times 0.047/0.13^2 = 16.7 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

Revisando la flexocompresión en el primer piso:

$$\begin{aligned}
 f_a &= P_{1a} / (t L) = 16.19 / (0.13 \times 3.3) = 37.7 \text{ ton/m}^2 \\
 f_a/F_a + f_m/F_m &= 37.7/92.3 + 16.7/260 = 0.47 < 1.33 \dots \text{ Ok.}
 \end{aligned}$$

Revisando la tracción en el cuarto piso. La carga acumulada a media altura más la carga directa proporciona:

$$\begin{aligned}
 P_4 &= 1.32 + 0.019 \times 15 \times 3.3 \times 2.45/2 + 0.33 = 2.8 \text{ ton} \\
 f_a &= 2.8 / (0.13 \times 3.3) = 6.5 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{La tracción es: } f_t &= f_m - f_a = 16.7 - 6.5 = 10.2 \text{ t/m}^2 = 1.02 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_t &= 1.02 \text{ kg/cm}^2 < 1.33 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ Ok.}
 \end{aligned}$$

Por lo visto, es posible emplear una albañilería con aparejo de sogá, sin cal en el mortero.

## NOTAS:

- 1) Es conveniente que ante acciones ortogonales no se generen fisuras en los muros armados y confinados, ya que disminuirían el área de corte ante acciones coplanares. Por esa razón, no es recomendable emplear la teoría de líneas de falla en este tipo de diseño.
- 2) Si el muro hubiese fallado por acciones transversales, puede realizarse un cálculo más refinado del momento sísmico, considerando que los elementos de confinamiento semiempotran al muro (en la Tabla 2 de la Norma E-070 se considera que el muro está simplemente apoyado); y como último recurso, puede agregarse más columnas de arriostre (para reducir "m") o aumentar el espesor del muro.

Para el caso de los **Muros Armados**, se admiten tracciones por flexión hasta del orden de 8 kg/cm<sup>2</sup> (Norma E-070), con tal que sean absorbidas por el refuerzo vertical. Para estos casos, deberá tenerse en cuenta que el muro no está arriostrado por columnas, sino que sólo se encuentra arriostrado por muros transversales. Como ejemplo se diseñará el cuarto piso (el más crítico por tracción) del muro Y1.

El momento sísmico se calcula suponiendo que el muro está arriostrado en 4 bordes (las dos losas y los muros X3 y X4, Fig. 4.1), con lo que se obtiene  $m = 0.0723$ . Se adoptará un peso volumétrico de 2.2 ton/m<sup>3</sup>, correspondiente a la albañilería con bloques de concreto totalmente rellenos con grout:

$$M (\text{sismo}) = 2.2 \times 0.14 \times 0.35 \times 0.0723 \times 2.45^2 = 0.047 \text{ ton-m/m}$$

$$P4 = 1.32 + 2.2 \times 0.14 \times 3.3 \times 2.45 / 2 + 0.33 = 2.89 \text{ ton}$$

$$fa = 2.89 / (0.14 \times 3.3) = 6.26 \text{ ton/m}^2$$

$$M (\text{proveniente del giro de la azotea}) = (1.32 / 3.3) \times 0.14 / 12 = 0.005 \text{ t-m/m}$$

$$fm = 6 \text{ M/t}^2 = 6 \times (0.047 + 0.005) / 0.14^2 = 15.92 \text{ ton/m}^2$$

$$ft = fm - fa = 15.92 - 6.26 = 9.66 \text{ ton/m}^2 = 0.97 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{Ok.}$$

Nótese que "ft" es menor a la resistencia admisible por tracción (1.33 kg/cm<sup>2</sup>), por lo que en este paso culminaría el diseño; sin embargo, se tratará de continuar ilustrando el proceso de cálculo:

$$\text{La longitud de la zona traccionada es: } ft \ t / (2 \ fm) = 9.66 \times 0.14 / (2 \times 15.92) = 0.042 \text{ m.}$$

El volumen de tracción resulta:  $T = 0.042 \times 9.66 / 2 = 0.2 \text{ ton/m} = \text{As fs}$ ; con lo cual  $\text{As} = 200/2100 = 0.1 \text{ cm}^2/\text{m}$ , lo que equivale a 1  $\phi$  3/8" @ 7.1 m. Por lo que deberá usarse refuerzo vertical mínimo: 1  $\phi$  3/8" @ 40 cm.

## 5.5 OBSERVACIONES ADICIONALES PARA MUROS CONFINADOS

- a) Para el resto de muros (X, Y) del edificio en estudio se siguió un diseño semejante al explicado para el muro X4, observándose que todos cumplían con la Norma y que podía emplearse mortero 1:4 (sin cal) con un aparejo de sogá.

- b) Para investigar si la columna del muro X4 se fisuraba por flexión, se empleó el criterio de la sección transformada (ver A e I en la Fig. 5.10). Analizando la dirección que resultó ser la más crítica (- XX) ante cargas coplanares, se tiene:

$$P = 14.29 \text{ ton} \quad M = 23.17 \text{ ton-m}$$

$$f_t = -P/A + M y / I = -14.29/0.93 + 23.17 \times (2.95/2) / 1.17 = 13.8 \text{ ton / m}^2 = 1.38 \text{ kg / cm}^2$$

Siendo la resistencia del concreto a tracción por flexión:  $f_r = 2\sqrt{f_c} = 2\sqrt{175} = 26.5 \text{ kg/cm}^2$  y transformándola a albañilería:  $f_r / n = 26.5 / 6.25 = 4.23 \text{ kg/cm}^2$ , puede asegurarse que el concreto no fisura y por lo tanto no se requiere refuerzo por flexión (sí por corte). Esta observación no debe considerarse, ya que en la Norma se especifica que las tracciones deben ser absorbidas por el refuerzo.

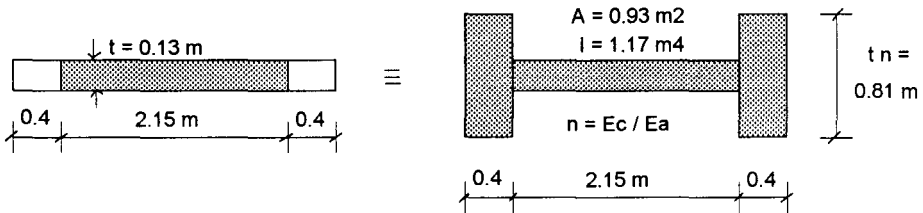
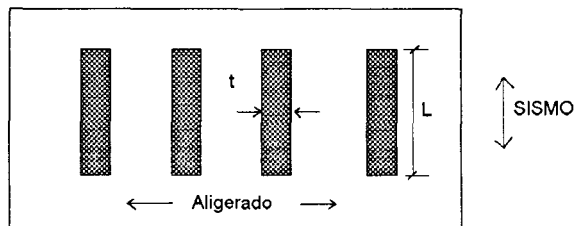


Fig. 5.10. Sección transformada del Muro X4

- c) De emplearse el momento basal proveniente del análisis aproximado ( $M = 61.09 \text{ ton-m}$ ) y siguiéndose la misma metodología expuesta en el acápite 5.3 (con  $P_s = 0$ ), se obtiene un refuerzo vertical por flexión igual a  $4 \phi 5/8" + 2 \phi 1/2"$ , por lo que se incrementaría notablemente la capacidad de flexión del muro X4, en relación a usar  $4 \phi 3/8"$ .
- d) En cuanto a la evaluación del esfuerzo cortante admisible ( $v_a$ ), en la Norma E-070 se especifica que el valor "fd" debe calcularse empleando la carga axial proveniente de las cargas permanentes; sin embargo, un sismo también origina cargas de tracción ( $P_s$ ), las que pueden disminuir la resistencia a fuerza cortante.
- e) A continuación se muestra un ejemplo hipotético (Fig. 5.11) que podría calificarse de situación insólita al aplicar la Norma vigente.

Fig. 5.11  
Vista en planta del  
ejemplo hipotético



Se ha supuesto un edificio de albañilería confinada, ubicado en Lima, compuesto por "N" pisos, "n" muros iguales (dimensiones: t, L) dispuestos en una sola dirección y un peso acumulado en el primer piso de cada muro igual a "W" (viguetas transversales a los muros). Efectuando el análisis sísmico en la dirección de los muros se tendrá:

Peso total del edificio =  $P = n W$

Cortante Basal =  $H = Z U S C P / R_d = (1 \times 1 \times 1 \times 0.4 / 2.5) P = 0.16 P = 0.16 n W$

Cortante en cada muro (simetría) =  $V = H / n = 0.16 W$

Esfuerzo axial en un muro =  $\sigma = W / (t L)$

Esfuerzo cortante actuante en un muro =  $v = V / (t L) = 0.16 W / (t L)$

$$v = 0.16 \sigma$$

Esfuerzo cortante admisible (Norma E-070):  $v_a = 1.2 + 0.18 \sigma \dots$  (kg/cm<sup>2</sup>)

Debiéndose tener:  $v < v_a$ , se observa que esto siempre se cumple, para cualquier longitud del muro. En consecuencia, el coeficiente de fricción (0.18) resulta excesivo para un diseño por esfuerzos admisibles. Debe indicarse que el coeficiente de fricción especificado por la Norma, proviene de ensayos de corte directo con carga de confinamiento, sometiendo un prisma de 3 unidades a una carga concentrada en la unidad central (Fig. 7.2B); por lo que este tipo de ensayo no refleja el comportamiento sísmico real del muro. Por otro lado, el coeficiente de fricción obtenido en condiciones de rotura es 0.23 (Proyecto B4, Capítulo 7) y afectándolo por un factor de seguridad de 2 (Anexo A.2) resulta 0.11 para condiciones de servicio.

- f) Debe señalarse que para acciones sísmicas ortogonales al plano de los muros confinados, el período natural de vibrar oscila entre 0.01 seg (muros cuadrados) a 0.05 seg (muros rectangulares con  $h / L = 1/2$ ), valores que están muy distantes del período predominante de los sismos (según el RNC-77, para suelo duro  $T_s = 0.3$  seg). Por lo tanto, al estar lejos de la condición de resonancia, estos muros se comportan prácticamente como sólidos rígidos, con aceleraciones en sus masas similares a las del suelo. De esta manera, se considera que el coeficiente sísmico reglamentario ( $C_1 = 0.35$ ) resulta adecuado, ya que corresponde a la aceleración máxima (en fracción de "g") esperada en un sismo severo.

*NOTA: El período natural (T) de un muro arriostrado en sus cuatro bordes, para acciones perpendiculares a su plano, puede calcularse con las fórmulas provenientes de la referencia "Vibration Problems in Engineering" por Timoshenko, Young y Weaver:*

$$T \text{ (losa simplemente apoyada)} = (2/\pi) \sqrt{(\rho t/D) / (1/L^2 + 1/h^2)}$$

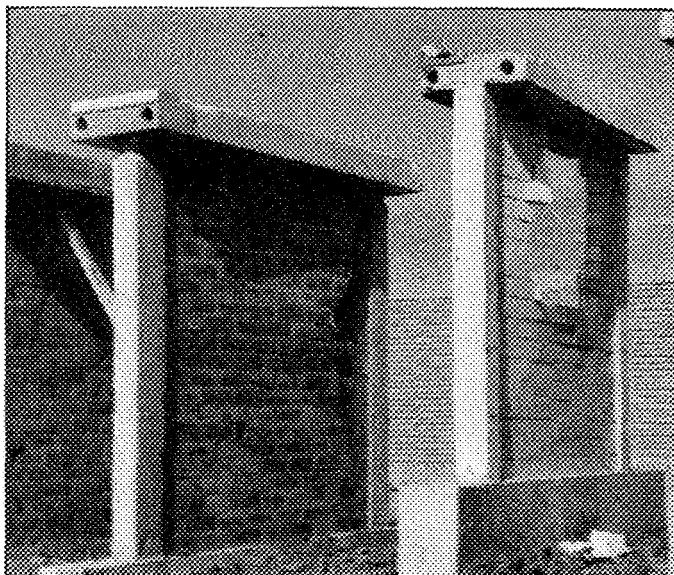
Donde:  $\rho$  = densidad de masa  
 $E$  = módulo de elasticidad = 500 f'm  
 $D = E t^3 / (12(1 - \mu^2))$   
 $\mu$  = módulo de Poisson de la albañilería = 0.25  
 $L, h, t$  = Longitud, Altura y Espesor del muro, respectivamente.



También debe indicarse que ensayos de simulación sísmica (Proyecto C4, Capítulo 7) ortogonales al plano de muros confinados a escala natural, que previamente habían sido sometidos a carga lateral cíclica coplanar hasta alcanzar condiciones extremas (distorsiones de 1/100), indicaron que incluso estando agrietada la albañilería, el sistema continuaba siendo rígido ( $T = 0.1$  seg) y podía soportar sismos muy severos. Por otro lado, en la Fig. 5.12 se aprecia dos muros confinados sin refuerzo horizontal, que luego de ser ensayados a carga lateral cíclica (distorsiones de 1/100), fueron volcados impactando su solera contra una losa de concreto; pudo observarse que las unidades sílico-calcáreas salieron desperdigadas, cosa que no ocurrió cuando en los muros con unidades de arcilla.

Fig. 5.12

*Muros confinados con unidades de arcilla y sílico-calcáreas, ensayados previamente a carga lateral y luego volcados para simular un ensayo de impacto ante acciones perpendiculares a su plano (PUCP).*



- g) Como información complementaria se muestra el diseño de la cimentación del muro confinado X4 (Fig. 5.13). El cálculo se ha efectuado en forma simplificada (sin considerar el aporte del muro transversal Y1, como si el cimiento fuese de forma rectangular) contemplando la condición sísmica más crítica (+XX). Se ha supuesto una resistencia admisible del suelo (cascajo) de  $4 \text{ kg/cm}^2$ , y para efectos sísmicos se ha adoptado 1.33 veces este valor ( $\sigma = 5.32 \text{ kg/cm}^2$ ):

Peso de la zapata =  $P_z = 3.28 \text{ ton}$

Carga sísmica =  $P_s = 7.39 \text{ ton}$

Carga vertical total =  $P = 18.32 + P_s + P_z = 28.99 \text{ ton}$

Momento basal =  $M = 27.91 \text{ ton-m}$

Excentricidad =  $e = M/P = 0.96 \text{ m} > L/6 = 0.56 \text{ m} \dots$  (hay tracción)

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2 P}{3 B (L/2 - e)} = \frac{2 \times 28.99}{3 \times 0.55 (3.35/2 - 0.96)} = 49.1 \text{ ton/m}^2 < \sigma$$

En la Fig. 5.13, puede apreciarse que la longitud del volado (0.20 m) es menor a la mitad del peralte del cimiento (0.70 / 2 = 0.35 m), por lo que de acuerdo a la Norma de Concreto E-060 no es necesario verificar el cimiento por flexión o por fuerza cortante.

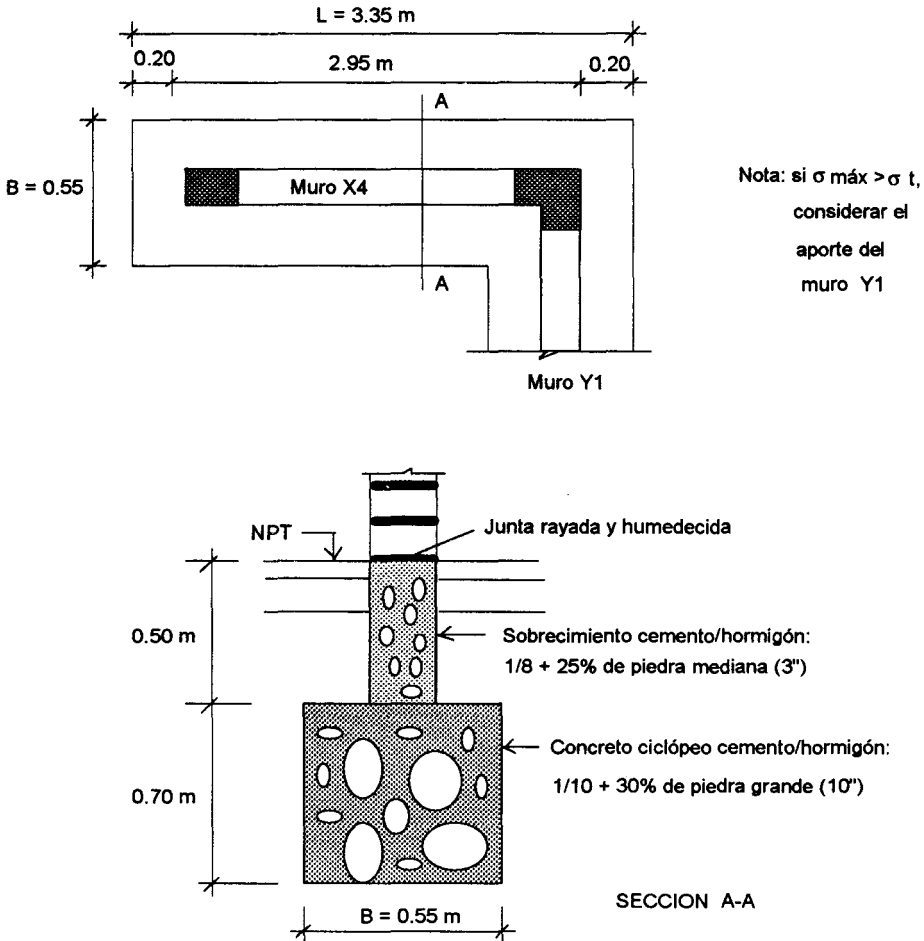


Fig. 5.13. Cimiento corrido del Muro X4. Ver además la Fig. 3.29.

Finalmente, debe mencionarse que de agrietarse diagonalmente la albañilería ante sismos severos, las columnas estarán sujetas a fuertes compresiones (ver el Acápita 8.1); por lo que es recomendable ensanchar el cimiento en esas zonas, de modo que el suelo pueda resistir en condiciones últimas dichas compresiones; en tanto que la región del cimiento ocupada por la albañilería, puede diseñarse considerando sólo las cargas verticales de servicio, empleando como ancho mínimo del cimiento: 0.4 m.