

8

NUEVAS TEORIAS DE DISEÑO A LA ROTURA

El diseño mediante la Norma de Albañilería E-070 es elástico y se realiza adoptando un coeficiente sísmico que reducido por ductilidad es del orden de 0.16. Sin embargo, si se evalúan aceleraciones espectrales elásticas utilizando: 1) los sismos peruanos ocurridos en los años de 1966, 1970 y 1974 (registrados en Lima); 2) un amortiguamiento de 5%; y, 3) un rango de períodos comprendido entre 0.1 y 0.5 seg (usuales en la albañilería), se obtienen respuestas espectrales que superan en más de 3 veces el coeficiente sísmico reglamentario, cantidad que a su vez es mayor al factor de seguridad adoptado en la resistencia admisible al corte ($f_s = 2$, ver el Anexo A.2). Por esta razón, el diseño debe contemplar la posibilidad de que la estructura incurra en el régimen inelástico ante la acción de los sismos severos.

Tal como se indicó en el Acápite 3.2, los edificios de albañilería (armada o confinada) muestran un sólo tipo de falla final: "**por Corte**"; sin embargo, se dará a conocer el método de diseño a la rotura por flexión en los muros armados (Acápite 8.2), ya que es necesario que el lector conozca la opinión de otros investigadores.

Las propuestas de diseño a la rotura: por flexión en los muros armados y por corte en los confinados, están descritas en las Refs. 1 y 2, respectivamente. En este Capítulo sólo se indicarán las hipótesis en las cuales ellas se basan y la manera como se aplican.

8.1 MUROS CONFINADOS. LA FALLA POR CORTE.

En la Ref. 2 se presenta una **Propuesta** para el diseño sísmico de los edificios de Albañilería Confinada de mediana altura (máximo 5 pisos o 15 m); ésta se basa en asumir un comportamiento elástico de los muros ante los sismos moderados, y en la ocurrencia de fallas por fuerza cortante en los entrepisos inferiores cuando se producen los terremotos severos.

En síntesis, en la **Propuesta** se plantea: 1) que ante la acción del **sismo moderado**, los elementos aislados de concreto armado (vigas, placas, etc.) se diseñen a la rotura por flexión (empleando la Norma de Concreto E-060), con la debida concentración de estribos (o refuerzo horizontal) que permitan obtener una resistencia al corte superior a la de flexión, de este modo, se formarán rótulas plásticas que disipen energía sísmica antes que se produzca la falla por corte en la albañilería; y, 2) que ante la acción del **sismo severo**, los elementos de confinamiento se diseñen de tal modo que puedan soportar la carga que produce el agrietamiento diagonal de la albañilería, con lo cual, se trata de evitar la degradación de resistencia del sistema. Adicionalmente, se trata de proporcionar una resistencia mínima al entrepiso agrietado y, por ende, una rigidez lateral mínima, para obtener entrepisos con deformación inelástica limitada y por lo tanto, reparables.

8.1.1. Justificación de la Propuesta de Diseño

El diseño por valores admisibles (Norma E-070) da origen a suponer que la falla es por flexión, ya que la resistencia admisible al corte (que no debe ser superada por el cortante actuante) es la mitad de la resistencia a la rotura; es decir, existe un exceso de resistencia al corte. En base a lo expuesto en el Acápito 3.2, de no producirse la falla final por flexión en los muros, éstos continuarán absorbiendo fuerza cortante hasta el instante en que se agrieten diagonalmente, acumulando una gran energía que no podrá ser soportada por los elementos de confinamiento, si éstos fueron diseñados con un coeficiente sísmico pequeño (Fig. 8.1). De esta manera, se propone que una edificación de albañilería tenga dos sismos de diseño:

A.- Sismo Moderado. Este sismo no debe generar la falla por corte en ningún muro (aunque pueden existir fisuras por flexión en las columnas de confinamiento), pero sí producirá fallas por flexión en los elementos aislados de concreto armado (vigas, dinteles, placas, etc.), los cuales al ser más dúctiles que la albañilería, garantizarán una disipación de energía antes que se agrieten diagonalmente los muros confinados.

Se propone usar como sismo moderado las fuerzas de inercia proporcionadas por el RNC-77, calculadas con un coeficiente sísmico igual a 0.16 Z U S (ya reducido por ductilidad), asociado a aceleraciones sísmicas del orden de 120 gal. Empleando este sismo, se diseñará: 1) los elementos aislados de concreto armado en condiciones de rotura por flexión (controlando la falla por corte, amplificando los esfuerzos por los factores de carga correspondientes y empleando los factores de reducción de resistencia respectivos); y, 2) la cimentación bajo condiciones de servicio (por esfuerzos admisibles). Tal como se diseña hasta el presente.

B.- Sismo Severo. Se ha supuesto que el sismo severo tiene una aceleración de 450 gal, capaz de producir la falla por corte en los muros. En este paso se deberá diseñar los elementos de confinamiento a fin de evitar la degradación de resistencia de los muros.

Mediante un programa de computación ("TODA"), que efectúa el análisis inelástico paso a paso, se ha observado que cuando los entresijos tienen una resistencia mínima (y por lo tanto, una rigidez lateral mínima) igual a 2.5 veces el cortante correspondiente al sismo moderado, se obtiene que: 1) los edificios responden elásticamente ante los sismos medianamente severos del 66, 70 y 74, registrados en Lima; 2) las incursiones inelásticas se producen para aceleraciones del orden de 210 gal; y, 3) para aceleraciones de 450 gal (sismo severo), los desplazamientos inelásticos de los entresijos agrietados son menores que $h / 200$ ("h" es la altura del entresijo), con lo cual el sistema es reparable.

8.1.2. Propuesta de Diseño

Para hacer uso de la Propuesta de diseño a la rotura, será necesario cumplir con todas las recomendaciones de materiales, constructivas y estructurales, que para la albañilería confinada se especifican en los Capítulos 1, 2 y 3. Conviene remarcar que las fórmulas planteadas son válidas sólo cuando se emplea ladrillos de arcilla.

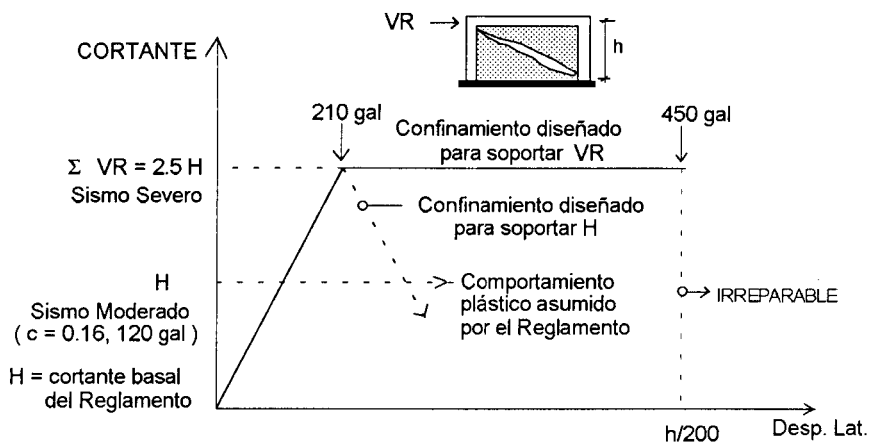
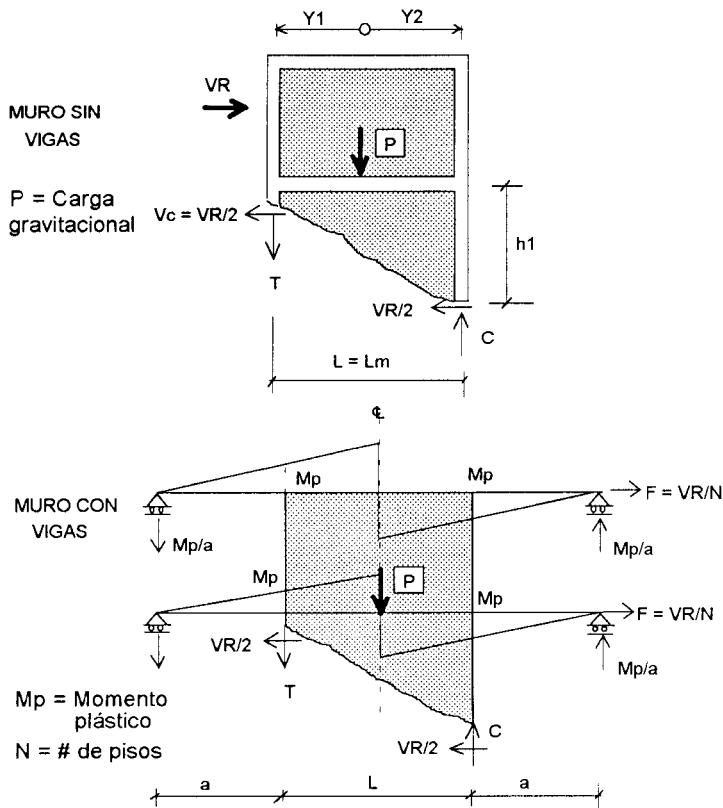


Fig. 8.1. Objetivos de la Propuesta de Diseño a la Rotura

Fig. 8.2

Fuerzas internas en un muro confinado agrietado por corte en el primer piso.



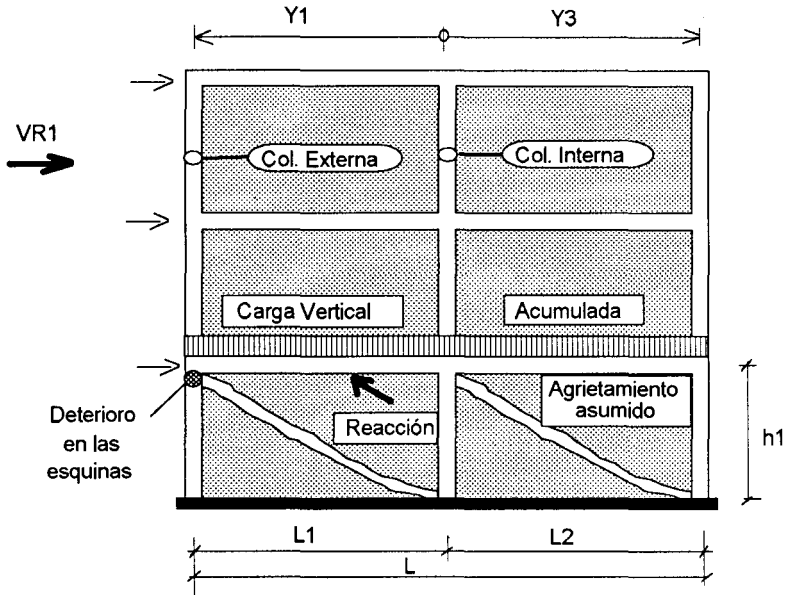


Fig. 8.3. Falla por corte en un Muro Confinado de 2 paños ($N_c = 3$)

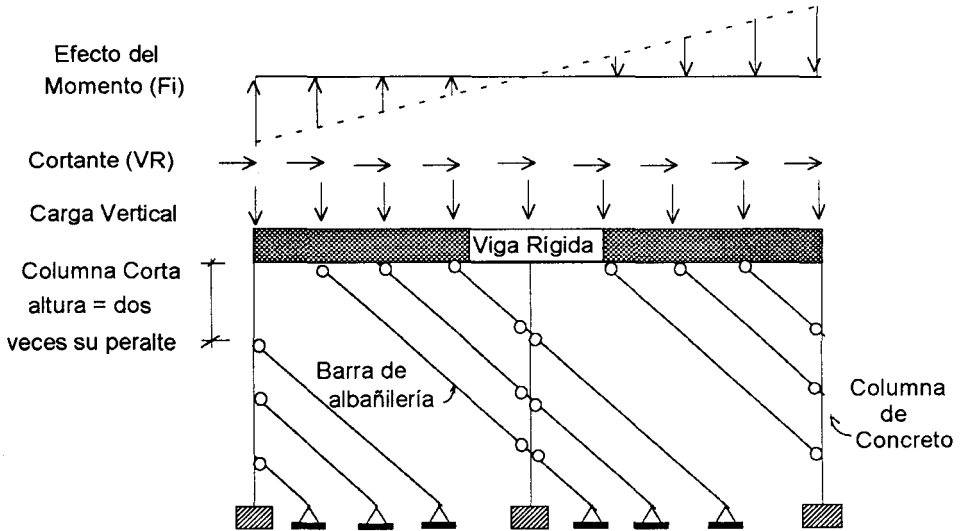


Fig. 8.4. Modelo del pórtico propuesto para analizar el primer piso agrietado.

8.1.3. Nomenclatura y Especificaciones Mínimas

La nomenclatura que se sigue en la *Propuesta* de diseño a la rotura (aplicable a los edificios compuestos por muros confinados), así como las especificaciones mínimas respectivas, son (ver además las Figs. 8.1 a 8.4):

- A_c = área bruta de la sección transversal de una columna $\geq A_{cf}$
 A_{cf} = área de una columna por corte-fricción $\geq 20 t$ (cm²)
 A_n = área del núcleo confinado de una columna (descontando los recubrimientos a la sección transversal bruta).
 A_s = área del acero longitudinal $\geq 0.1 f'c A_c / f_y$... (Mín. 4 ϕ 3/8")
 A_{sf} = área del acero vertical por corte-fricción
 A_{st} = área de acero vertical por tracción combinada con corte-fricción
 A_v = área de estribos... (Mínimo: [] ϕ 1/4", 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm)
 B = dimensión en planta del edificio, transversal a la dirección en análisis.
 d = peralte de una columna (en la dirección del sismo)
 F_i = $M y_i / \sum (y_i)^2$ = fuerza producida por el momento flector "M" en el eje de una columna "i".
 f_y = esfuerzo de fluencia del acero
 f'_b = resistencia a compresión de la unidad de albañilería
 f'_c = resistencia a compresión del concreto ≥ 175 kg/cm²
 f'_m = resistencia característica a compresión axial de las pilas
 H = cortante basal del RNC-77. $H = Z U S C W / R_d$ (ver Nota 1)
 h_1 = altura del primer entrepiso o del entrepiso agrietado
 L = longitud total del muro (incluyendo las columnas) = $\sum L_i$
 L_i = longitud del paño "i" en un muro de varios tramos
 L_m = longitud del paño mayor, o 0.5 L; usar el mayor valor
 M = $M_1 - V R_1 h_1 / 2$
 M_1 = momento en la base de un muro ante sismo severo = $M_{el} (V R_1 / V_{el})$
 M_e = momento flector en un muro, obtenido del análisis elástico ante el sismo moderado.
 N = número de pisos del edificio ≤ 5
 N_c = número total de columnas de confinamiento en un muro ≥ 2
 P = carga vertical de servicio en un muro (con 25% de sobrecarga)
 P_{ci} = carga vertical tributaria en la columna de confinamiento "i"
 P_m = carga vertical máxima de servicio en un muro (con 100% de s/c)
 s = separación entre estribos
 t = espesor efectivo del muro (descontando acabados y bruñas)
 t_n = espesor del núcleo confinado de una columna
 V_c = fuerza cortante en una columna, ante el sismo severo
 V_e = fuerza cortante en un muro, obtenida del análisis elástico

V_{Ei} = fuerza cortante en el entrepiso "i" del edificio, obtenida del análisis elástico ante el sismo moderado (en XX y YY).
En el primer piso: $V_{E1} = H =$ cortante basal del RNC-77.

V_i = fuerza cortante producida por el sismo severo en el entrepiso "i" de uno de los muros = $V_{Ei} (V_{R1}/V_{E1})$

V_{Ri} = resistencia al corte en el entrepiso "i" de uno de los muros

v'_m = resistencia característica de muretes de albañilería sujetos a compresión diagonal (ver Nota 2).

ΣV_{Ri} = suma de las resistencias al corte de los muros confinados y placas de concreto armado en el entrepiso "i" del edificio.
Evaluarla en cada dirección del edificio (XX, YY).

y_i = distancia entre el centroide de columnas y el eje "i" de la columna en análisis, correspondiente a un muro confinado de varios tramos. En muros de un sólo paño: $y_1 = y_2 \approx L/2$, ver las Figs. 8.2 y 8.3.

α = reducción de resistencia al corte por esbeltez del muro:

$$1/3 \leq \alpha = V_e L / M_e \leq 1$$

δ = factor de confinamiento de la columna por muros transversales:

$\delta = 1$, para columnas con dos muros transversales

$\delta = 0.8$, para columnas sin muros transversales

ϕ = coeficiente de reducción de resistencia del concreto armado:

$\phi = 0.9$ (flexión o tracción pura)

$\phi = 0.85$ (corte-fricción o tracción combinada)

$\phi = 0.7$ (compresión, cuando se use estribos cerrados)

$\phi = 0.75$ (compresión, cuando se use zunchos en la zona confinada)

σ = esfuerzo axial actuante en un muro = $P/(t L)$

$\sigma_m = P_m / (t L) \leq 0.15 f'_m$

μ = coeficiente de fricción concreto endurecido-concreto = 1

NOTA 1: Ver Z (factor de zona), U (factor de importancia), S (factor de suelo), R_d (coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad) y C (coeficiente sísmico) en el RNC-77 y en el Capítulo 4.

NOTA 2: La resistencia característica se define como el valor promedio de por lo menos 5 especímenes ensayados menos una desviación estándar.

NOTA 3: En muros de un paño sólo existen columnas externas ($N_c = 2$); en ese caso: $L_m = L$ (ver la Fig. 8.2).

NOTA 4: El factor de amplificación de cargas para pasar a condición de rotura está dado en cada muro por V_{R1}/V_{E1}

8.1.4. Análisis y Diseño

Para el caso de muros compuestos por varios paños, se ha adoptado el modelo indicado en la Fig. 8.4. Las fórmulas del paso 5.3, han sido deducidas en el Anexo A1 y verificadas empleando las hipótesis indicadas en el paso 5.5. Los pasos a seguir (de 1 a 5) son:

PASO 1. Verificación de la Densidad Mínima de Muros Confinados en Cada Dirección del Edificio

$$\text{Area total de Muros Confinados / Area de la Planta} \geq Z U S N / 140$$

La deducción de esta fórmula, que debe emplearse sólo con fines de predimensionamiento, aparece en el Acápito 3.3. De no cumplirse esta expresión, podrá añadirse placas de concreto armado, transformando su sección en una equivalente de albañilería.

PASO 2. Análisis por Carga Vertical

$$\text{Esfuerzo Axial Máximo en un Muro} = \sigma_m = P_m / (t L) \leq 0.15 f_m$$

Cuando se tenga $\sigma_m \geq 0.05 f_m$, deberá colocarse refuerzo horizontal continuo (cuantía mínima 0.1%) anclado con ganchos verticales en las columnas de confinamiento (Fig.1.15).

PASO 3. Análisis Elástico para el Sismo Moderado

Empleando el RNC-77 se efectuará el análisis sísmico, incluyendo a los muros portantes no confinados. La rigidez lateral de los muros deberá evaluarse transformando el concreto de las columnas en área equivalente de albañilería y agregando el 25 % de la longitud de los muros transversales (Fig. 4.3). En esta etapa se diseñarán a la rotura los elementos aislados de concreto armado (placas, etc.); debiéndose considerar para su diseño por fuerza cortante la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las placas (ver la Norma de Concreto Armado E-060). Adicionalmente, se diseñará la cimentación bajo condiciones de servicio. Para el análisis estructural elástico se adoptará:

$$\begin{aligned} c &= 0.16 Z U S = \text{coeficiente sísmico} \\ E &= 500 f'_m = \text{módulo de elasticidad de la albañilería} \\ G &= 0.4 E = \text{módulo de corte de la albañilería} \end{aligned}$$

En esta etapa del diseño deberá verificarse que los muros no se agrieten por corte y que el edificio no tenga problemas por torsión; esto es:

- Fuerza cortante en cada entrepiso de cada muro $V_{ei} \leq V_{Ri}/2$
- Excentricidad torsional (real) máxima $\leq 0.15 B$

PASO 4. Evaluación de la Capacidad Resistente al Corte ("VR")

La siguiente expresión (a calcularse en cada entrepiso de cada muro) es aplicable incluso para los muros no confinados:

$$VR = (0.5 v'm \alpha + 0.23 \sigma) t L$$

Las siguientes resistencias características (en kg/cm²) corresponden a pilas (altura mínima 60 cm) y a muretes cuadrados (lado mínimo 60 cm), construidos con mortero 1:5 o 1:1:5; para otro tipo de unidad o mortero se harán los ensayos respectivos.

UNIDAD DE ARCILLA	UNIDAD f 'b	PILAS f 'm	MURETES v 'm
King Kong Artesanal	55	35	5.1
King Kong Industrial	145	65	8.5
Rejilla Industrial	215	85	9.7

PASO 5. Diseño para el Sismo Severo

En esta etapa del diseño, se considerará nula la participación de los muros no confinados y se supondrá que los muros del primer entrepiso fallan por corte, con una fuerza igual a su capacidad resistente (VR1). Adicionalmente, deberá verificarse si se produce el agrietamiento en los muros de los pisos superiores (Paso 5.2); de producirse la falla, éstos deberán ser diseñados en forma similar al muro del primer entrepiso, según se indica en el paso 5.3.

Los esfuerzos sísmicos de cada muro ante el sismo severo (V, M), se obtendrán amplificando por $VR1 / Ve1$ los valores obtenidos del análisis elástico ante el sismo moderado (Ve, Me). La carga axial sísmica (Ps, proveniente del cortante en las vigas) será obtenida amplificando su valor elástico por 1.75.

PASO 5.1. Verificación de la Resistencia Mínima ante Sismos Severos

Deberá cumplirse en cada entrepiso "i", y en cada dirección del edificio, la siguiente expresión:

$$\Sigma VRi \geq 2.5 VEi$$

El exceso de resistencia del entrepiso (sobre 2.5 VEi) podrá ser cubierta con muros no confinados; o, cuando existan vigas que concurran a esos muros, con columnas mínimas de confinamiento, ya que las vigas producen concentración de esfuerzos en la albañilería.

Cuando se obtenga: $\Sigma VR1 \geq 5 VE1$, podrá considerarse que el edificio se comporta en el rango elástico; en tal situación, no se requiere diseñar el edificio ante el sismo severo, pero deberá emplearse columnas que arriostren los muros ante acciones ortogonales a su plano.

PASO 5.2. Verificación del Agrietamiento Diagonal en los Entrepisos Superiores de cada Muro Confinado

En cada entrepiso superior al primero ($i > 1$) deberá verificarse:

$$VRi \geq 1.15 Vi$$

De no cumplirse esa condición, el entrepiso "i" también se agrietará y deberá ser diseñado en forma similar al primero (para soportar "VRi"), tal como se indica en el paso 5.3.

PASO 5.3. Diseño de los Elementos de Confinamiento de un Muro en el Primer Piso

A) Diseño de las Columnas de Confinamiento:

A.1) Diseño por Corte-Fricción (Vc) y Tracción (T) Combinada con Corte-Fricción

Las fuerzas internas en las columnas se obtendrán aplicando las siguientes expresiones:

COLUMNA	Vc	T
Interna	$VR1 Lm / (L (Nc+1))$	$Fi + VR1 h1/L - Pci$
Externa	$1.5 VR1 Lm / (L (Nc+1))$	$Fi - Pci$

Luego se calculará la sección transversal y el refuerzo, mediante las expresiones:

$$Acf = Vc / (0.2 f'c \phi) \geq 20 t \quad (cm^2)$$

$$Asf = Vc / (fy \mu \phi)$$

$$Ast = T / (fy \phi)$$

Tomándose como refuerzo vertical:

$$As = Asf + Ast \geq 0.1 f'c Ac / fy \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 3/8'')$$

NOTA: El refuerzo vertical continuo tendrá como área mínima: "Ast", $0.1 f'c Ac / fy$, o $4 \phi 3/8''$; mientras que la diferencia (Asf), podrá colocarse en forma de espigas verticales (dowell) ancladas en los núcleos confinados de las columnas (atravesando el nudo solera-columna).

A.2) Diseño por Compresión (C) en Columnas sin Esbeltez

Columna Interna: $C = P_{ci} + F_i - VR_1 h_1 / (2 L)$

Columna Externa: $C = P_{ci} + F_i$

$$A_n = A_s + (C / \phi - A_s f_y) / (0.85 \delta f'_c)$$

Para calcular la sección transversal de la columna (A_c), deberá agregarse los recubrimientos al área del núcleo " A_n "; el resultado no deberá ser menor que " A_{cf} ".

A.3) Estribos Cerrados de Confinamiento. Diseño por Compresión

Los estribos a emplear podrán ser: con $1\frac{3}{4}$ de vuelta, con ganchos a 135° o zunchos; ver la Fig. 2.5. En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o $1.5 d$ (por debajo o encima de la viga, solera o sobrecimiento; ver las Figs. 1.13 y 3.29), deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos (s) entre estribos:

$$s_1 = A_v f_y / (0.3 t_n f'_c (A_c / A_n - 1))$$

$$s_2 = A_v f_y / (0.12 t_n f'_c)$$

$$s_3 = d / 4$$

$$s_4 = 10 \text{ cm}$$

El estribaje mínimo de confinamiento será $\square \phi 1/4", 1 @ 5, 4 @ 10 \text{ cm}$, adicionando 2 \square en los nudos solera-columna (Fig. 1.13), y $\square @ 10 \text{ cm}$ en el sobrecimiento (Fig. 3.29).

B) Diseño de la Solera:

La solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual a T_s :

$$T_s = VR_1 L_i / (2 L)$$

$$A_s = T_s / (\phi f_y) \geq 0.1 f'_c A_{sol} / f_y \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 3/8")$$

El área de la sección transversal de la solera (A_{sol}), deberá ser suficiente para alojar el refuerzo longitudinal (A_s), pudiéndose emplear vigas chatas con un peralte igual al espesor de la losa del techo. En los extremos de la solera, deberá colocarse el estribaje mínimo de confinamiento: $\square \phi 1/4", 1 @ 5, 4 @ 10 \text{ cm}, r @ 25 \text{ cm}$ (montaje).

En las zonas donde la solera pierde continuidad (por ejemplo, en los bordes del edificio), la columna deberá tener un peralte tal que permita el anclaje de la parte recta del refuerzo horizontal (diámetro " D_b " en cm) de la solera; según la Norma E-060, esa longitud es:

$$L_{dg} = 318 D_b / \sqrt{f'_c} \dots (\text{en cm, para } f'_c \text{ en kg/cm}^2)$$

PASO 5.4. Diseño de los Pisos Superiores no Agrietados

Las columnas de los pisos superiores deberán tener un refuerzo vertical capaz de absorber la tracción producida por el momento flector ($M = M_e (VR1/Ve1)$) actuante en el piso en estudio, asociado al instante en que se origine el agrietamiento diagonal del primer entrepiso.

$$\begin{aligned} F_i &= M y_i / (\sum y_i^2) \\ T &= F_i - P_{ci} > 0 \\ A_s &= T / (\phi f_y) \geq 0.1 f'_c A_c / f_y \dots \text{(mínimo: } 4 \phi \text{ 3/8")} \end{aligned}$$

El área del núcleo (A_n) de las columnas de confinamiento, deberá diseñarse para soportar una compresión $C = P_{ci} + F_i$; esto es, $A_n = A_s + (C / \phi - A_s f_y) / (0.85 \delta f'_c)$.

Las soleras se diseñarán a tracción con una fuerza igual a:

$$T = V L_i / (2 L); \text{ donde: } V = V_e (VR1 / Ve1)$$

Tanto en las soleras como en las columnas de confinamiento, deberá colocarse estribos cerrados, mínimo: $\square \phi \frac{1}{4}$ ", 1 @ 5, 4 @ 10 cm, r @ 25 cm.

PASO 5.5. Alternativa para Obtener con Mayor Precisión las Fuerzas Internas en los Confinamientos, Considerando que los Entrepisos Inferiores están Agrietados

La alternativa consiste en aplicar un programa de computación, que permita el análisis de pórticos planos compuestos por barras con 3 grados de libertad por nudo. Se supone que los entrepisos superiores a los agrietados se comportan elásticamente, por lo que éstos pueden ser reemplazados por una viga de gran rigidez; el momento flector (ante sismo severo) que provenga de los pisos superiores, puede reemplazarse por un conjunto de fuerzas verticales equivalentes que serán agregadas a las cargas gravitacionales. Ver las Figs. 8.3 y 8.4.

Se supondrá que la albañilería actúa como bielas deformables en compresión (con un módulo de elasticidad $E = 500 \text{ f'm}$), paralelas a la diagonal principal de cada paño, con un área axial igual al producto del espesor del muro por la longitud de la diagonal principal entre el número de bielas. El número de bielas deberá ser lo mayor posible, a fin de obtener mejores resultados.

Para simular al entrepiso agrietado, la biela colocada en la diagonal principal se considerará de área nula, y las bielas más cercanas a ésta deberán separarse verticalmente de los nudos una distancia igual al doble del peralte de la columna (simulando columnas cortas). Las columnas serán idealizadas como elementos continuos de concreto armado.

8.1.5. Ejemplo de Aplicación

La **Propuesta** de diseño a la rotura será aplicada al edificio analizado en el Capítulo 4; paralelamente, se efectuarán algunos comentarios que permitan aclarar los objetivos y alcances de este proyecto de Norma. El diseño se realizará sólo para el muro X4, el mismo que anteriormente fue diseñado por esfuerzos admisibles con la Norma E-070 (Capítulo 5).

Los pasos 1 a 3 de la **Propuesta** ya fueron realizados en el Capítulo 4, y los diagramas de momento flector y fuerza cortante del muro X4 (para sismo moderado) aparecen en la Fig. 4.4. Cabe indicar que en el análisis sísmico según XX, la excentricidad torsional real (sin incluir la accidental) resultó 0.42 m, menor que $0.15 B$ ($0.15 \times 8.65 = 1.3$ m, B es el ancho del edificio en la dirección YY); por lo que la condición del paso 3 se cumple.

Por otro lado, el esfuerzo axial máximo en el primer piso del muro X4 resultó 4.78 kg/cm^2 , menor que $0.15 f_m$ ($f_m = 65 \text{ kg/cm}^2$), pero mayor que $0.05 f_m$; por lo tanto, deberá colocarse refuerzo horizontal anclado en las columnas de los entrepisos que agrieten diagonalmente. Con $1 \phi \frac{1}{4}'' @ 2$ hiladas se logra una cuantía de 0.12% ($0.32/(13 \times 20)$), mayor al valor mínimo especificado por la Propuesta (0.1%).

PASO 4. Evaluación de VR

Para la evaluación de VR (cortante de agrietamiento diagonal) se ha considerado una resistencia a compresión diagonal de los muretes ($v'm$) igual a 8.5 kg/cm^2 , asociado a una albañilería con $f_m = 65 \text{ kg/cm}^2$.

Como la fórmula para calcular VR depende de la magnitud de la carga vertical al instante de ocurrir la grieta diagonal, se ha optado por no considerar la carga axial sísmica (P_s), para facilitar el análisis y también por las siguientes razones:

- El efecto de P_s sobre VR es reducido, ya que P_s está afectado por un coeficiente de 0.23. Adicionalmente, P_s depende de la magnitud de la fuerza cortante que se desarrolle en las vigas (coplanares con el muro) al formarse las rótulas plásticas; en otras palabras, P_s pudo calcularse amplificando su valor elástico por un factor de 1.75 (no por $VR1/Ve1$), que involucra: el factor de amplificación de la carga sísmica (1.25), el factor de reducción de resistencia del concreto por flexión (0.9) y el factor de endurecimiento del acero (1.25).
- P_s actúa en compresión en algunos muros, mientras que en otros lo hace en tracción (por equilibrio global $\Sigma P_s = 0$), por lo que su efecto se ve compensado cuando se evalúa la resistencia total del entrepiso (ΣVR). Por otro lado, en muros en voladizo, P_s es nula; mientras que en muros con doble viga coplanar, P_s es pequeña (ver la Fig. 8.2).
- Cuando P_s actúe en tracción, VR disminuye, pudiendo afectar sólo a la carga admisible ($VR / 2$) empleada en la verificación de la resistencia al corte ante el sismo moderado. Puesto que los elementos de confinamiento se van a diseñar para la

condición de rotura del muro, conviene trabajar con un valor alto de VR. Debe aclararse que para fines de diseño el valor VR puede tener un margen de error de $\pm 25\%$, que no altera el comportamiento inelástico del muro confinado, ya que en la **Propuesta** no se contempla el factor de endurecimiento del acero (que puede llegar a ser 1.5).

El cálculo de VR (dado por la expresión: $VR = 0.5 v'm \alpha t L + 0.23 P$; donde $\alpha = Ve L/Me$, con $1/3 \leq \alpha \leq 1$) se detalla sólo para el muro X4 (Tabla 8.1), entendiéndose que para el resto de muros (orientados según XX, YY) se siguió un proceso similar.

TABLA 8.1. CALCULO DE VR EN EL MURO X4 ($t = 0.13$ m, $L = 2.95$ m)

Piso	P (ton)	Ve (ton)	Me (ton-m)	α	$0.5 v'm \alpha t L$ (ton)	VR (ton)	VR/2 (ton)
1	18.32	7.08	27.91	0.75	12.2	16.4	8.2
2	13.74	5.81	14.21	1.00	16.3	19.5	9.7
3	9.16	3.98	5.32	1.00	16.3	18.4	9.2
4	4.58	1.54	4.20	1.00	16.3	17.3	8.6

En la Tabla 8.1 puede observarse que los valores VR/2 son mayores que los valores Ve, por lo que el muro se comportaría elásticamente ante el sismo moderado. En el Capítulo 5 se obtuvo para el muro X4 una fuerza cortante admisible en el primer piso de 7.7 ton (6% menor que VR/2); pero, para muros esbeltos (como el X1), el cortante admisible de la Norma E-070 llegó a ser 22% mayor al valor VR/2 respectivo. Esto se debe a que en la Norma no se contempla la reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez del muro (factor α).

PASO 5.1. Resistencia Mínima de los Entrepisos

La resistencia (VR) de cada muro fue obtenida tal como se indicó en el paso anterior; luego se calculó la resistencia del entrepiso, en cada dirección del edificio, sumando las resistencias que individualmente aportaba cada muro confinado. Ver la Tabla 8.2.

TABLA 8.2. RESISTENCIA DE LOS ENTREPISOS

Entrepiso	$\Sigma VR(XX)$ (ton)	$\Sigma VR(YY)$ (ton)	VEi (ton)	$\Sigma VR(XX)/VEi$	$\Sigma VR(YY)/VEi$
1	236	250	92.0	2.56	2.72
2	261	277	82.8	3.15	3.34
3	252	280	64.4	3.91	4.35
4	221	267	36.8	6.00	7.25

En la Tabla 8.2 se aprecia que $\Sigma VRi / VEi$ es mayor que 2.5, por lo que se puede garantizar que el edificio puede soportar un sismo severo (450 gal), con daños que pueden repararse. Cabe mencionar que en la dirección YY se tuvo que confinar el muro

Y4 (dejándose de confinar el muro Y5) para cumplir la relación $\Sigma VR(YY) / VEi \geq 2.5$; sin embargo, en el muro Y5 es conveniente adicionar una columna de 13x20 cm, con refuerzo mínimo (4 ϕ 3/8", y [] 1/4", 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm), en vista de que existe una viga de borde que puede originar concentración de esfuerzos sobre la albañilería.

PASO 5.2. Verificación del Agrietamiento en los Pisos Superiores

Esta verificación debe realizarse en cada muro, suponiendo que el primer entrepiso falla al alcanzar su capacidad resistente (VR1). Como hasta ese instante, el sistema se comporta elásticamente (obviando la formación de rótulas plásticas en las vigas), los esfuerzos elásticos (Ve, Me) deberán amplificarse por la relación VR1/VE1, para de este modo obtener los esfuerzos (V, M) ante el sismo severo. Ver la Fig. 8.5.

Si $1.15 V_i$ supera la resistencia del entrepiso en análisis (VRi), también se producirá la falla de ese entrepiso. En la Tabla 8.3 se muestran los cálculos para el muro X4, observándose que sólo el primer piso fallaría ante el sismo severo.

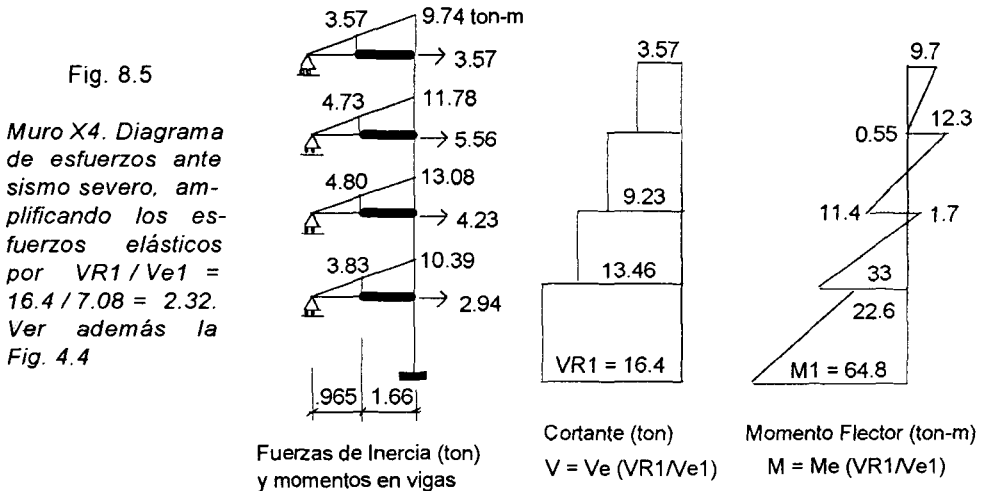


TABLA 8.3. MURO X4. VERIFICACION DEL AGRIETAMIENTO EN PISOS SUPERIORES

Piso	P (ton)	Ve (ton)	Me (ton-m)	VR (ton)	V (ton)	VR/V	M (ton-m)
1	18.32	7.08	27.91	16.4	16.4	1.00	64.8
2	13.74	5.81	14.21	19.5	13.5	1.44	32.9
3	9.16	3.98	5.32	18.4	9.2	2.00	12.3
4	4.58	1.54	4.20	17.3	3.6	4.80	9.7

PASO 5.3. Diseño de los Elementos de Confinamiento del Primer Piso. Muro X4.

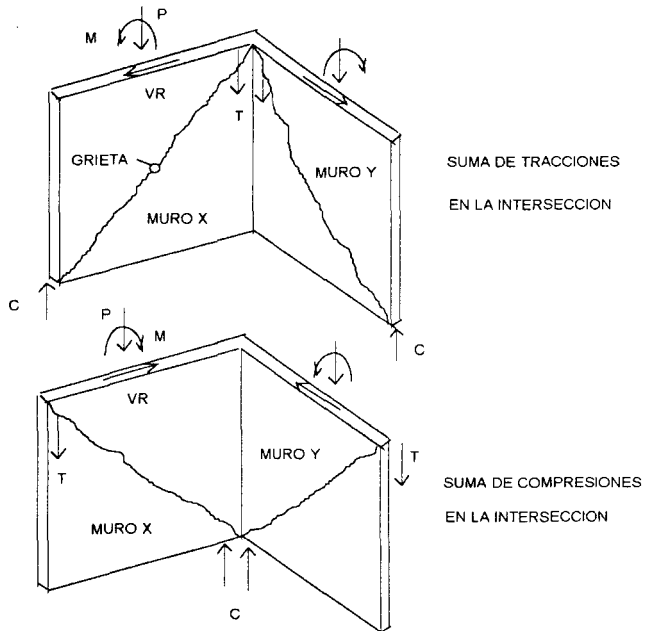
En este paso se seguirá la misma notación de la Propuesta; aunque, por tratarse de muros de un sólo paño, los esfuerzos internos (T , C , V_c) pudieron obtenerse del equilibrio directo mostrado en la Fig. 8.2. Los esfuerzos asociados al sismo severo (P , M , V) figuran en la Tabla 8.3; cabe mencionar que la carga axial debida al sismo (P_s) no se consideró en el diseño, por facilidad y también porque sus efectos se compensan, puesto que cuando P_s actúa en compresión (sismo $+XX$), se incrementa VR (lo propio ocurre con V , M , C y V_c), pero disminuye en mayor proporción la tracción en la columna (T) y viceversa cuando P_s actúa en tracción.

Debe indicarse que las fórmulas mostradas en el paso 5.3, fueron deducidas para muros de sección rectangular (ver el Anexo A.1). Por la dificultad que presentan los muros que se interceptan ortogonalmente (problema espacial, Fig. 8.6), los confinamientos pueden diseñarse inicialmente obviando la participación de los muros ortogonales. Luego, para la columna ubicada en la intersección, deberá sumarse el refuerzo y el área de la sección transversal con el 30% del refuerzo y el área de la sección, respectivamente, obtenidos en el muro ortogonal; ya que es improbable que el 100% de la aceleración máxima del sismo severo actúe simultáneamente en las dos direcciones.



Fig. 8.6

Columna en la intersección de muros perpendiculares



En el Muro X4 existen 2 columnas externas ($N_c = 2$), distanciadas una longitud $L = 2.95$ m ($y_1 = y_2 \approx L/2$). Luego, para el primer entrepiso se tiene:

$$\begin{aligned} f_y &= 4.2 \text{ ton/cm}^2; & f'_c &= 0.175 \text{ ton/cm}^2 \\ V_c &= 1.5 \text{ VR1 Lm}/(L (N_c+1)) = \text{VR1}/2 = 16.4/2 = 8.2 \text{ ton} \\ M &= M_1 - \text{VR1 } h_1/2 = 64.8 - 16.4 \times 2.57/2 = 43.7 \text{ ton-m} \\ F &= M y_i / \sum y_i^2 = M/L = 43.7/2.95 = 14.8 \text{ ton} \\ P_c &= P/N_c = P/2 = 18.32/2 = 9.2 \text{ ton.} \\ T &= F - P_c = 14.8 - 9.2 = 5.6 \text{ ton} \\ C &= F + P_c = 14.8 + 9.2 = 24 \text{ ton} \end{aligned}$$

Diseño por Corte-Fricción y Tracción Combinada (sección y refuerzo de la columna):

$$\begin{aligned} A_{cf} &= V_c / (0.2 f'_c \phi) = 8.2 / (0.2 \times 0.175 \times 0.85) = 276 \text{ cm}^2 \quad (13 \times 25 \text{ cm}) \\ A_{sf} &= V_c / (f_y \mu \phi) = 8.2 / (4.2 \times 1.0 \times 0.85) = 2.3 \text{ cm}^2 \\ A_{st} &= T / (f_y \phi) = 5.6 / (4.2 \times 0.85) = 1.58 \text{ cm}^2 \\ A_s &= A_{st} + A_{sf} = 1.58 + 2.3 = 3.88 \text{ cm}^2; \text{ lo que proporciona:} \\ & \quad 2 \phi 1/2" + 2 \phi 3/8"; \text{ o, } 4 \phi 3/8" + 1 \text{ espiga de } \phi 1/2" \end{aligned}$$

Usando: $2 \phi 1/2" + 2 \phi 3/8"$, resulta $A_s = 4 \text{ cm}^2$; valor que es mayor al refuerzo mínimo: $0.1 f_c A_c / f_y = 0.1 \times 0.175 \times 13 \times 25 / 4.2 = 1.35 \text{ cm}^2$

Diseño por Compresión (área del núcleo de la columna):

$$A_n = (C/\phi - A_s f_y) / (\delta \times 0.85 f_c) + A_s = (24/0.7 - 4 \times 4.2) / (0.8 \times 0.85 \times 0.175) + 4 = 151 \text{ cm}^2$$

Lo que proporciona un núcleo de 9×17 cm. Agregando 2 cm de recubrimiento, la sección pasa a ser de 13×21 cm, con lo cual manda A_{cf} (13×25 cm).

Un diseño similar fue efectuado para el Muro Y1 (ortogonal a X4), obteniéndose $A_s = 4.95 \text{ cm}^2$ y $A_c = 262 \text{ cm}^2$; luego, para la columna de la intersección (B-1) se tendrá:

$$\begin{aligned} A_s (X_4 + 30\% Y_1) &= 3.88 + 0.3 \times 4.95 = 5.36 \text{ cm}^2 \\ A_c (X_4 + 30\% Y_1) &= 276 + 0.3 \times 262 = 355 \text{ cm}^2 \\ A_s (Y_1 + 30\% X_4) &= 4.95 + 0.3 \times 3.88 = 6.11 \text{ cm}^2 \\ A_c (Y_1 + 30\% X_4) &= 262 + 0.3 \times 276 = 345 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

La condición más desfavorable para la columna B-1 es: $A_s = 6.11 \text{ cm}^2$, y $A_c = 355 \text{ cm}^2$.

Diseño de los Estribos de Confinamiento (ver [] adicionales en las Figs. 1.13 y 3.29):

En los extremos de la columna, en una altura no menor a 45 cm o $1.5 d = 1.5 \times 25 = 40$ cm, deberá colocarse estribos cerrados con el menor de los espaciamientos indicados:

$$\begin{aligned} s_1 &= A_v f_y / (0.3 t_n f'_c (A_c/A_n - 1)) & s_3 &= d/4 = 25/4 = 6.5 \text{ cm} \\ s_2 &= A_v f_y / (0.12 t_n f'_c) & s_4 &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

Considerando: 2 cm de recubrimiento, $t_n = 13 - 4 = 9$ cm, $A_n = 9 \times 21$ cm y [] $\phi 1/4"$ ($A_v = 0.64 \text{ cm}^2$), resulta: $s_1 = 8$ cm, $s_2 = 14$ cm. Luego se usará: [] $\phi 1/4"$, 1 @ 5, 6 @ 6.5, r @ 25 cm. El resultado del diseño a la rotura se muestra en la Fig. 8.7.

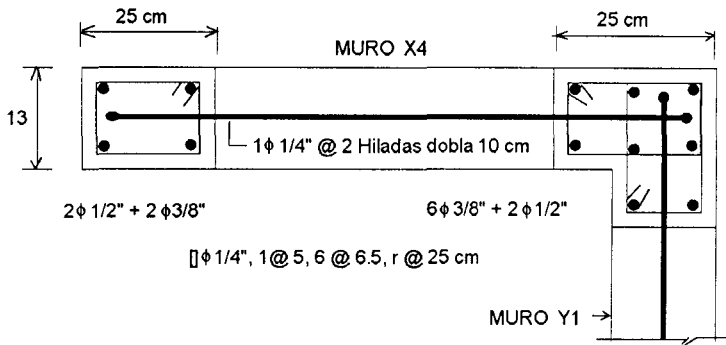


Fig. 8.7. Refuerzo del Muro X4 según la Propuesta de Diseño a la Rotura

Diseño de la solera:

$$T_s = VR_1 L_i / (2 L) = VR_1 / 2 = 8.2 \text{ ton}$$

$$A_s = T_s / (\phi f_y) = 8.2 / (0.9 \times 4.2) = 2.17 \text{ cm}^2$$

Por lo que se empleará $4 \phi 3/8"$, con $\square \phi 1/4"$, $1 @ 5$, $4 @ 10$, $r @ 25 \text{ cm}$ (Fig. 8.7 A). La longitud de anclaje de la parte recta del $\phi 3/8"$, es: $L_{dg} = 318 \times D_b / \sqrt{f_c} = 318 \times 0.95 / \sqrt{175} = 23 \text{ cm}$; por lo que el peralte de la columna (25 cm) es adecuado. Cabe indicar que de confinarse el nudo con estribos (Fig. 1.13), el valor L_{dg} puede reducirse multiplicándolo por un factor de 0.8 (Norma E-060); bajo esa condición, el peralte mínimo de la columna resulta: 20 cm, cuando se use $\phi 3/8"$ en la solera; y 25 cm, cuando se emplee $\phi 1/2"$.

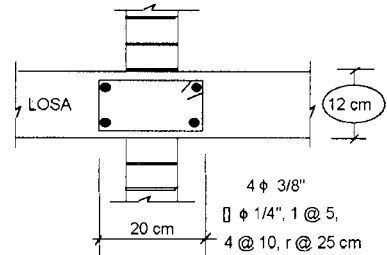


Fig. 8.7 A
Solera del Muro X4

PASO 5.4. Diseño de Columnas en los Pisos no Agrietados

En el segundo piso se tiene (ver la Tabla 8.3):

$$P = 13.74 \text{ ton} \quad (P_c = P/2 = 6.9 \text{ ton})$$

$$M = 32.9 \text{ ton-m}$$

$$y_i = L/2 \quad (F = M/L = 32.9/2.95 = 11.2 \text{ ton})$$

$$T = 11.2 - 6.9 = 4.3 \text{ ton}$$

$$C = 11.2 + 6.9 = 18.1 \text{ ton}$$

$$A_s = T / (\phi f_y) = 4.3 / (0.9 \times 4.2) = 1.14 \text{ cm}^2 \quad (4 \phi 3/8"; \quad A_s = 2.84 \text{ cm}^2)$$

$$A_n = (C / \phi - A_s f_y) / (\delta \times 0.85 f'_c) + A_s$$

$$A_n = (18.1 / 0.7 - 2.84 \times 4.2) / (0.8 \times 0.85 \times 0.175) + 2.84 = 120 \text{ cm}^2$$

Por lo que se empleará refuerzo mínimo: $4 \phi 3/8"$ con $\square \phi 1/4"$, $1 @ 5$, $4 @ 10$, $r @ 25 \text{ cm}$ (lo mismo en las soleras), en una columna de sección $13 \times 25 \text{ cm}$. Por otro lado, como en el segundo piso el refuerzo es mínimo, también lo será en el tercer y cuarto piso.

8.1.6. Observaciones

A.- Comportamiento Plástico del Muro X4

La viga del Muro X4 (Fig. 8.7B) fue diseñada empleando los esfuerzos obtenidos ante la acción del sismo moderado y las cargas verticales respectivas; el método que se empleó fue el de rotura (Norma E-060). Tomando una sección de 13x32 cm, se obtuvo como refuerzo superior e inferior $2 \phi \frac{1}{2}$ ". Luego, se calculó el momento plástico resistente (M_p), para lo cual se adoptó un factor de reducción de resistencia $\phi = 1$ y un esfuerzo de endurecimiento del refuerzo $f_s = 1.25 f_y$, obteniéndose $M_p = 3.55$ ton-m.

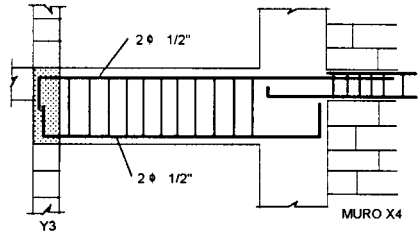


Fig. 8.7 B. Viga de borde del Muro X4

Como se observa en la Fig. 8.5, los momentos elásticos en las vigas de borde ampliados por la relación $VR1/Ve1$ son mayores que M_p , esto significa que en todas las vigas se formarán rótulas antes de producirse la rotura diagonal del muro. En el instante en que ocurre la falla del muro, la distribución de fuerzas de inercia deja de ser triangular adoptando más bien una distribución uniforme, lo cual es lógico en vista que los entresijos superiores no agrietados se comportan como un sólido rígido. Con esta hipótesis, es posible calcular la fuerza de inercia en cada nivel $F_i = VR1 / N$ ($N =$ número de pisos del muro en análisis), para luego evaluar la distribución de cortantes en los entresijos; por otro lado, como se conoce el momento plástico en las vigas ($M_p = 3.55$ ton-m), puede calcularse por equilibrio la distribución de momentos flectores (Fig. 8.8).

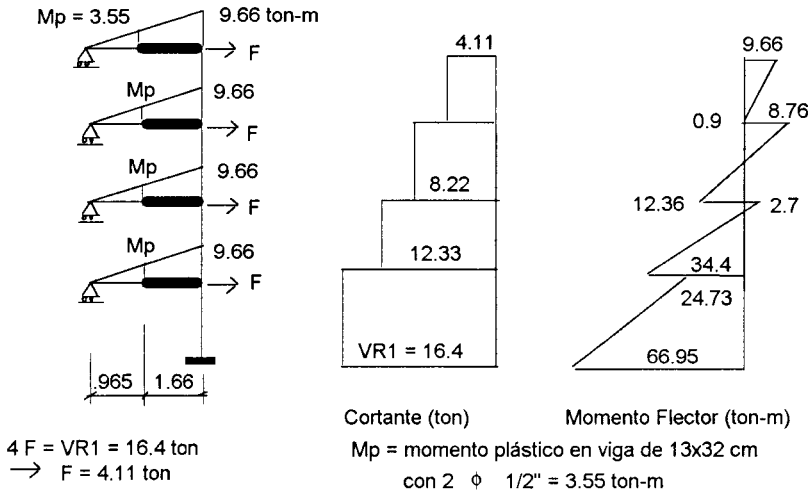


Fig. 8.8. Distribución de esfuerzos en el Muro X4, asumiendo rótulas plásticas en las vigas y una distribución uniforme de las fuerzas de inercia al agrietarse el primer piso.

Comparando las figuras 8.5 y 8.8, puede apreciarse que no existe mayor diferencia entre los momentos basales (3%); por lo cual, se puede afirmar que la propuesta de amplificar los esfuerzos elásticos por $VR1 / Ve1$, para pasarlos a condición de rotura, es aplicable dada su simplicidad.

Por otro lado, conociéndose el momento plástico en la viga es posible determinar su fuerza cortante asociada, la que se transmite sobre el muro como carga axial (P_s). La no consideración de P_s en el cálculo de VR produjo un error de $\pm 20\%$ en el muro X4; este error no afecta el comportamiento plástico del muro por los factores de seguridad involucrados en el diseño (factor ϕ , y la incursión del acero en su zona de endurecimiento). Asimismo, lo que debe importar es la adopción de un valor razonable de VR , de manera que los elementos de confinamiento absorban la energía disipada al fracturarse la albañilería.

B.- Análisis Inelástico Paso a Paso

El análisis inelástico del edificio en estudio, se efectuó con el programa de computación "TODA", el cual permite analizar (a través del tiempo) estructuras planas de base empotrada, modeladas como sistemas de masas concentradas (grados de libertad traslacionales), sujetas a aceleraciones sísmicas en la base. En dicho programa se asume que cada entrepiso tiene un diagrama constitutivo cortante-desplazamiento del tipo bilineal no degradante.

El programa también efectúa el análisis elástico paso a paso, proporcionando el período fundamental, la forma de vibrar y la respuesta a lo largo del tiempo, para lo cual es necesario proporcionar la rigidez lateral elástica del entrepiso (K_i). Los datos correspondientes a la dirección más débil del edificio (XX) aparecen en la Fig. 8.9.

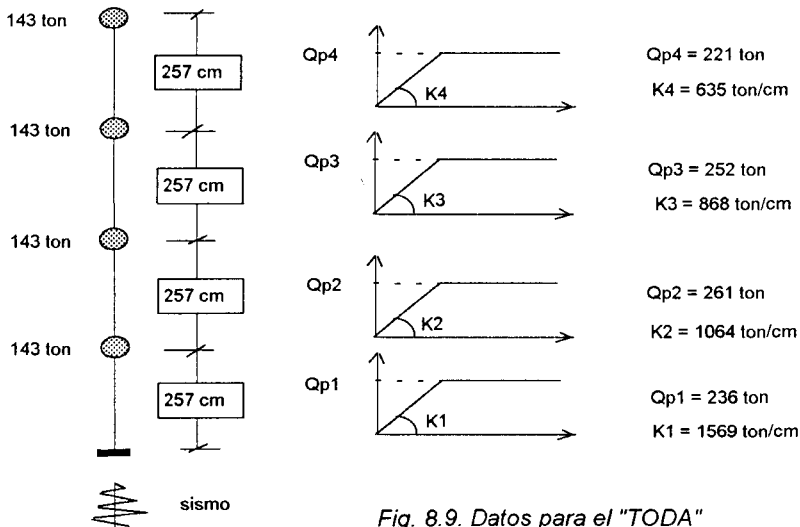


Fig. 8.9. Datos para el "TODA"

Los valores asociados al cortante de fluencia (Q_p), fueron los correspondientes a la resistencia al corte del entrepiso $\Sigma VR(XX)$ (ver la Tabla 8.2). La fracción de amortiguamiento crítica fue asumida en 5% para el análisis elástico, y en 7% para el inelástico. El análisis elástico se efectuó empleando tres sismos (Tabla 8.4), en tanto que para el análisis elastoplástico se escaló la aceleración máxima (A_s máx) de los tres sismos a 450 gal (sismo severo). Los principales resultados aparecen en la Tabla 8.5.

TABLA 8.4. CARACTERISTICAS DE LOS TERREMOTOS

Sismo	Fecha	Componente	Estación	Ase (gal)
66	17/10/66	N08E	Lima	269.3
70	31/05/70	L	Lima	104.8
74	03/10/74	T	Lima	207.1

TABLA 8.5. RESPUESTA MAXIMA DEL PRIMER ENTREPISO

Sismo	Elástica			Elastoplástica			Rd
	Qe (ton)	c	d (mm)	Qp (ton)	c	d (mm)	
66	245	0.43	1.56	236	0.41	3.9	1.7
70	88	0.15	0.55	236	0.41	4.6	1.6
74	242	0.42	1.53	236	0.41	10.8	2.2

donde:

A_s = aceleración máxima del registro captado en Lima.

Q_e , Q_p = cortante basal elástico y elastoplástico, respectivamente.

c = coeficiente sísmico = Q/W

W = peso del edificio = $143 \times 4 = 572$ ton

H = cortante basal del RNC-77 = $0.16 \times 572 = 92$ ton

d = desplazamiento lateral

R_d = coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad asociado al sismo severo (450 gal). $R_d = (450/A_s) Q_e/Q_p$

De la Tabla 8.5 se puede extraer los siguientes comentarios:

- El coeficiente sísmico elástico "c" (para los sismos medianamente severos del 66 y 74) resultó 2.6 veces mayor que el reglamentario (0.16); a su vez, este resultado supera al factor de seguridad asociado a la resistencia al corte de la albañilería ($f_s = 2$). De esta forma, se demuestra que el diseño mediante la Norma E-070 no es conservador.
- En promedio, para los tres sismos, puede decirse que un sismo de aceleración máxima 120 gal ("moderado") no esforzaría al primer piso en más de la mitad de su resistencia al corte ($Q_p/2 = 118$ ton). Por lo que el factor de seguridad $f_s = 2$ (Anexo A2), empleado por la **Propuesta** para verificar la resistencia ante sismos moderados, resulta adecuado.
- Los sismos medianamente severos del 66 y 74 (aceleraciones máximas de 269 y 207 gal, respectivamente), producirían la rotura por corte en los muros, ya que Q_e es 3% mayor que la resistencia del entrepiso (Q_p); sin embargo, como Q_e es un pico instantáneo y el desplazamiento lateral teórico (1.56 mm) es menor que el observado en los ensayos al instante de producirse el agrietamiento diagonal de la albañilería (2 a 3 mm), podría afirmarse que el edificio soportaría en el rango elástico este par de sismos.

- Un sismo severo (cualquiera de los 3 analizados, escalados a 450 gal) produciría la falla por corte del primer piso; sin embargo, los daños inferidos serían reparables, ya que el máximo desplazamiento teórico inelástico es 11 mm, en tanto que los experimentos indican que los daños son reparables cuando el desplazamiento es menor que $h/200 = 2570/200 = 13$ mm. En conclusión, el valor especificado por la Propuesta de diseño a la rotura: $\Sigma VR \geq 2.5 H$, consistente en proporcionar una resistencia mínima al entrepiso para limitar la ductilidad requerida a fin de que los daños sean reparables, resulta adecuado (para el edificio en estudio se obtuvo $\Sigma VR / H = 2.56$, Tabla 8.2).
- Para que el edificio pueda soportar en el rango elástico un sismo de 450 gal se necesitaría proporcionar una resistencia igual al doble de la que tiene ($2 \times 236 = 472$ ton), la cual es posible alcanzar, por ejemplo: usando muros confinados en aparejo de cabeza o adicionando algunas placas de concreto armado a este edificio cuyos muros tienen un aparejo de soga. Esa nueva resistencia alcanza el valor de $5 H$ ($H = 92$ ton), por lo que el valor especificado en la **Propuesta** para que un edificio se comporte en el rango elástico: $\Sigma VR \geq 5 H$, resulta adecuado.
- Si el edificio pudiese desarrollar una ductilidad $R_d = 2.5$ (RNC-77), entonces podría soportar un sismo equivalente al terremoto de 1970, con 703 gal de aceleración máxima ($A_s \text{ máx} = R_d A_{se} Q_p/Q_e = 2.5 \times 104.8 \times 236/88 = 703$ gal), lo que se considera imposible de lograr por el tipo de aparejo utilizado.

Cabe mencionar que análisis inelásticos como el expuesto, han sido realizados en la PUCP en varias tesis de investigación, estudiándose edificios reales de albañilería confinada de 4 y 5 pisos, obteniéndose conclusiones similares a las indicadas para el edificio del ejemplo.

8.2. MUROS ARMADOS. LA FALLA POR FLEXION

La teoría que se va a describir puede ser vista en el folleto "Seismic Design Philosophy for Masonry Structures" por Priestley (4° Jornada Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, 1986), la misma que corresponde a las bases del reglamento de albañilería de Nueva Zelanda. Esta teoría también está descrita en las Refs. 1 y 10.

En principio, se trata de lograr una falla final por flexión evitando la falla por corte, para lo cual es necesario que el refuerzo horizontal sea diseñado de tal manera que pueda soportar una fuerza cortante mayor a la que se origina en el muro al instante de formarse el mecanismo de falla por flexión (Fig. 3.17).

En base a los experimentos realizados en la PUCP y en el extranjero se puede decir:

- Para que el refuerzo horizontal sea capaz de aportar resistencia al corte, es necesario que sea corrugado y que su cuantía sea mayor que 0.25%; de otro modo, el refuerzo horizontal sólo aportará ductilidad. Asimismo, los alveolos de las unidades deben estar totalmente rellenos de concreto fluido ($f_c \geq 140$ kg/cm²).

- A fin de evitar la falla por flexocompresión en los talones del muro, es necesario añadir en las juntas horizontales planchas de acero con perforaciones (Fig. 2.26). Estas planchas se colocan en las zonas donde el esfuerzo axial último exceda de 0.2 f'm (ver el reglamento ACI, para placas de concreto). Cabe indicar que los zunchos empleados en el experimento japonés (Fig. 3.24), obstruyeron el paso del concreto fluido, detectándose con un aparato de ultrasonido seis cangrejas sobre 24 puntos de medición; por lo tanto, no son recomendables.
- El estudio de la falla por flexión ha sido realizado en el extranjero sólo para estructuras construidas con bloques de concreto y de arcilla, en tanto que nuestra experiencia con unidades sílico-calcáreas es insuficiente.

Las recomendaciones estructurales que da Priestley para lograr la falla por flexión son:

- Los muros deben comportarse como elementos en voladizo (conectándolos sólo a través de la losa del techo), a fin de magnificar los efectos de flexión en la base. No se comenta si los muros largos deban transformarse en esbeltos, o que deba cortarse la continuidad entre muros transversales con juntas verticales, tal como se especifica en la Ref. 1; es más, Priestley indica que incluso en muros de poca esbeltez es posible lograr la falla por flexión. Esta hipótesis conlleva a aislar el alféizar de las ventanas de la estructura principal.
- Los muros secundarios (tabiques) deben tener una rigidez menor a la cuarta parte del muro principal más rígido, con el objeto de garantizar su integridad ante los sismos severos.
- En lo posible, en las zonas del muro donde se formará la rótula plástica (primer entrepiso), deberá evitarse el traslape del refuerzo vertical. Esto conduce a no emplear espigas verticales ("dowell") en la cimentación.
- Para evitar las fallas por deslizamiento, el refuerzo vertical total (A_{st}) debe distribuirse a lo largo del muro, espaciando las barras a no más de 40 cm.

8.2.1. Análisis Estructural

El análisis estructural elástico se realiza con las fuerzas del reglamento actual (RNC-77), adoptando un coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad de 2.5, tal como se efectuó en el Capítulo 4. Luego, los esfuerzos elásticos deben amplificarse por los factores de carga especificados por la Norma de Concreto Armado E-060 (para sismo usar 1.25), para así obtener los esfuerzos actuantes últimos (M_u , V_u , P_u).

En esta etapa, es necesario verificar la necesidad de colocar planchas en las juntas, evaluando el esfuerzo de compresión último con las fórmulas de flexión compuesta de Resistencia de Materiales: $\sigma_u = P_u / A + M_u y / I$. En todas las zonas donde se tenga $\sigma_u \geq 0.2 f'm$, deberá colocarse en las juntas horizontales planchas de acero de 3 mm de espesor, con perforaciones por donde penetre el mortero (Fig. 2.26).

8.2.2. Diseño

El método de diseño es exactamente similar al empleado para las placas de concreto armado (a la rotura); excepto por lo siguiente:

- Los factores de reducción de resistencia (ϕ) por flexocompresión son:

Para $P_u = 0$ -----> $\phi = 0.85$
 Para $P_u \geq 0.1 f'_m A$ -----> $\phi = 0.65$; donde: $A = t L$
 Para valores intermedios de P_u , calcular ϕ por interpolación

- El valor f_c debe ser sustituido por f_m .
- Mientras que la deformación unitaria máxima del concreto en compresión es $\epsilon_{cu} = 0.003$, en la albañilería se emplea: $\epsilon_{mu} = 0.0025$. De usarse planchas en los talones del muro, puede adoptarse $\epsilon_{mu} = 0.0055$ y una resistencia $f'_m = (1 + \rho_s f_y / f_m) f_m$; donde ρ_s es la cuantía volumétrica proporcionada por las planchas: $\rho_s = (A_p p) / (s A_c)$; donde: A_p = área de la sección neta de la plancha, p = perímetro de la plancha, s = espaciamiento entre las planchas y A_c = área de la albañilería confinada por la plancha.

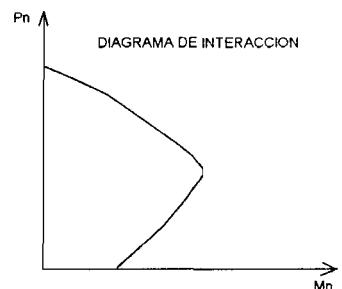
Capacidad Resistente a Flexión (M_n)

Para muros de sección rectangular, Priestley propone calcular M_n como (ver la Fig. 3.18):

$$M_n = A_{st} f_y d / 2 + P_u L / 2 \geq M_u / \phi$$

Donde: M_n = momento nominal resistente
 L = longitud del muro
 d = $0.8 L$
 A_{st} = área del refuerzo vertical total

Para otro tipo de sección, deberá dibujarse el Diagrama de Interacción (P_n vs. M_n), el cual depende de la distribución del refuerzo vertical así como de los valores f'_m , f_y y ϵ_{mu} . Dibujado el diagrama, se ingresa con P_u / ϕ para calcular M_n ; por otro lado, si el par de valores M_u / ϕ y P_u / ϕ cae fuera del diagrama, deberá modificarse el refuerzo vertical, el espesor del muro o la calidad de la albañilería (f'_m).



NOTA: El trazado del diagrama de interacción se realiza dándose diversas posiciones del eje neutro y asumiendo que el extremo de la sección tiene una deformación unitaria igual a ϵ_{mu} , luego se calcula por equilibrio las resistencias nominales M_n , P_n .

Diseño por Fuerza Cortante

El diseño por fuerza cortante se realiza suponiendo que el 100% del cortante es absorbido por el refuerzo horizontal. Como fuerza cortante se emplea el valor "Vm" asociado al mecanismo de falla por flexión, considerando un factor de amplificación de 1.5, que involucra un factor de endurecimiento del refuerzo vertical (1.25) y otro de amplificación por efectos dinámicos (1.2). El valor Vm se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_m = 1.5 V_u (M_n / M_u)$$

Donde M_n es el momento nominal resistente; en tanto que, los valores V_u y M_u corresponden a la fuerza cortante y al momento flector, respectivamente, obtenidos del análisis estructural, amplificados por los factores de carga de la Norma de Concreto Armado E-060.

El área (Ash) del refuerzo horizontal (según Priestley) es:

$$A_{sh} = V_m s / (f_y d)$$

Donde: s = espaciamiento del refuerzo horizontal ≤ 40 cm
 $d = 0.8 L$... (para muros esbeltos, en donde $M_u / (V_u L) \geq 1$)
 $d = L$... (para muros no esbeltos, en donde $M_u / (V_u L) < 1$)

Debiéndose verificar que: $\rho_h = A_{sh} / (s t) \geq 0.0025$.

8.2.3. Ejemplo de Aplicación

Sólo con fines de ilustración se diseñará el primer entrepiso del Muro X4. Se adoptarán los resultados obtenidos del análisis para muros confinados, y se supondrá una albañilería compuesta por bloques de concreto ($t = 14$ cm). La sección del muro se ha asumido que es rectangular con 3 m de longitud (L), equivalente a una hilada compuesta por 7½ bloques.

La condición más desfavorable para el diseño en tracción por flexión es cuando no existe sobrecarga; y por fuerza cortante, cuando el muro está 100% sobrecargado. Los datos son:

Pd = 17.25 ton ----> Pu = 0.9x17.25 = 15.52 ton (sin s/c)
P = 21.52 ton ----> Pu = 1.25x21.52 = 26.90 ton (con 100% de s/c)
M = 27.91 ton-m --> Mu = 1.25x27.91 = 34.89 ton-m
V = 7.08 ton -----> Vu = 1.25x7.08 = 8.85 ton
L = 3 m
d = 0.8x3 = 2.4 m; ya que $M_u / (V_u L) = 1.31 > 1$
f'm = 85 kg/cm² ... ensayos PUCP en pilas con bloques nacionales

Verificando la necesidad de colocar planchas en los talones (con Pu = 26.9 ton):

$$I = 0.14 \times 3^3 / 12 = 0.315 \text{ m}^4$$

$$A = 0.14 \times 3 = 0.42 \text{ m}^2$$

$$\sigma_u = 26.9 / 0.42 + 34.89 \times 1.5 / 0.315 = 230 \text{ ton/m}^2 = 23 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_u > 0.2 \text{ f'm} = 17 \text{ kg/cm}^2$ ----> colocar planchas de acero perforadas de 1/8" de espesor (Fig. 8.10).

Las planchas abarcarán una longitud de 2 bloques (80 cm) y se colocarán en cada hilada (@ 20 cm) hasta una altura de medio entrepiso. A la altura de la mitad del entrepiso, el momento flector disminuye, alcanzando el valor $M_u = 34.89 - 8.85 \times 2.57 / 2 = 23.51 \text{ ton-m}$, con lo cual satisface $\sigma_u = 26.9 / 0.42 + 23.51 \times 1.5 / 0.315 = 176 \text{ ton/m}^2 \approx 0.2 \text{ f'm}$.

Diseño por Flexión (usar $P_u = 15.52 \text{ ton}$)

Evaluación de ϕ :

$$0.1 \text{ f'm } A = 0.1 \times 85 \times 14 \times 300 = 35,700 \text{ kg} > P_u = 15.52 \text{ ton}; \text{ interpolando } \rightarrow \phi = 0.76$$

El refuerzo vertical total será:

$$A_{st} = 2 (M_u / \phi - P_u L / 2) / (d f_y) = 2 \times (34.89 / 0.76 - 15.52 \times 3 / 2) / (2.4 \times 4.2) = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\rho_v = 4.5 / (14 \times 300) = 0.00107 > \rho_v (\text{mín}) = 0.001 \text{ ... Ok.}$$

$$\text{Usar } 1 \phi 3/8" @ 40 \text{ cm (8 varillas)} \text{ ----> } A_{st} = 8 \times 0.71 = 5.68 \text{ cm}^2$$

Diseño por Corte

Se tomará el mayor momento nominal resistente (M_n), asociado a $P_u = 26.9 \text{ ton}$:

$$M_n = A_{st} f_y d / 2 + P_u L / 2 = 5.68 \times 4.2 \times 2.4 / 2 + 26.9 \times 3 / 2 = 69 \text{ ton-m}$$

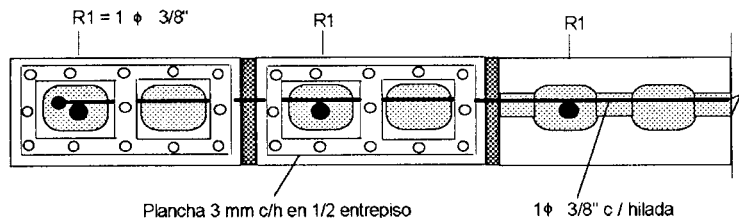
$$\text{Luego: } V_m = 1.5 M_n (V_u / M_u) = 1.5 \times 69 \times (8.83 / 34.89) = 26.2 \text{ ton}$$

Usando $\phi 3/8"$ ($A_{sh} = 0.71 \text{ cm}^2$) se tiene:

$$s = A_{sh} f_y d / V_m = 0.71 \times 4.2 \times 240 / 26.2 = 27 \text{ cm} \text{ ----> } 1 \phi 3/8" @ 20 \text{ cm (1 } \phi 3/8" \text{ cada hilada)}$$

$$\rho_h = 0.71 / (14 \times 20) = 0.00253 > \rho_h (\text{min}) = 0.0025 \text{ ... Ok.}$$

Fig. 8.10
Detalle del
Refuerzo
en el
Muro Armado
X4



Adicionalmente, Priestley recomienda verificar la ductilidad en cada muro, la misma que deberá ser mayor que la adoptada en el análisis ($R_d = 2.5$). Esta ductilidad se obtiene idealizando el muro como una viga en voladizo, considerando sólo la deformación por flexión y una zona plastificada con una altura igual a la mitad de la longitud del muro (Fig. 8.11; $h_p = L / 2$), independientemente de la esbeltez que tenga el muro.

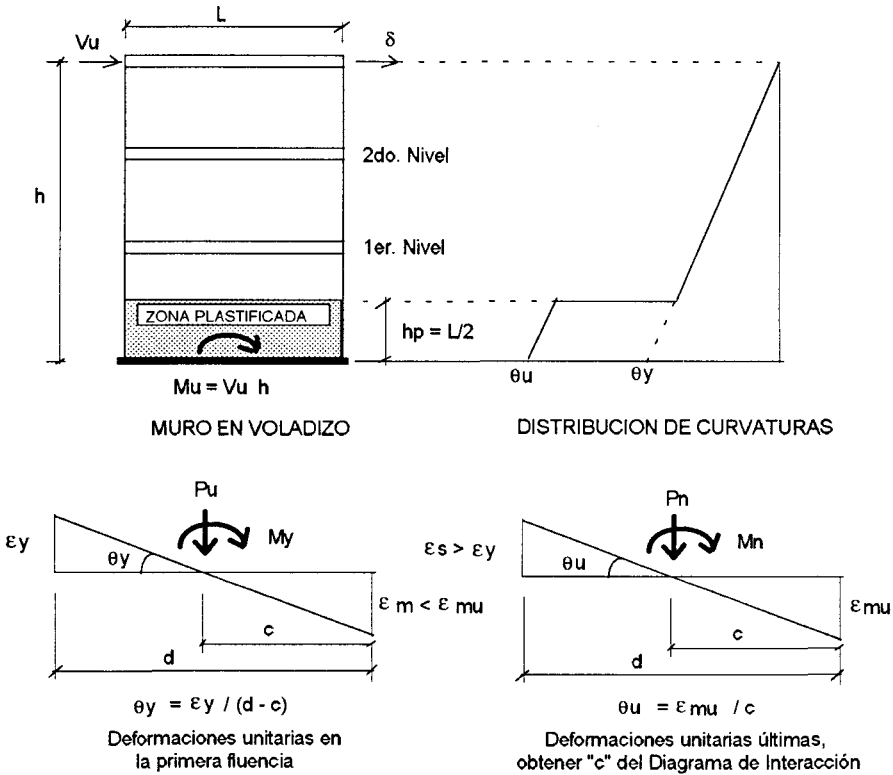


Fig. 8.11. Evaluación de la Ductilidad

El desplazamiento lateral (δ , Fig. 8.11) se obtiene tomando momentos del área del diagrama de curvaturas (segundo teorema Area-Momento), respecto al punto donde está aplicada la carga ($h = M_u / V_u$):

$$\delta_y = (\theta_y h / 2) \times (2 h / 3) \dots \text{a la primera fluencia}$$

$$\delta_u = \delta_y + (\theta_u - \theta_y) h_p (h - h_p / 2) \dots \text{condición última}$$

Definiendo: $\mu = \delta_u / \delta_y =$ ductilidad de desplazamiento
 $h_p = L / 2 =$ altura de la zona plastificada
 $a = h / L = M_u / (V_u L) =$ relación de aspecto (esbeltez)

Se logra:
$$\mu = 1 + (1.5 / a) \times (\theta u / \theta y - 1) \times (1 - 1 / 4a)$$

Luego deberá calcularse el coeficiente de reducción por ductilidad en cada muro, para lo cual se aplica la expresión: $R_d = \sqrt{2\mu - 1}$, este valor deberá ser mayor al asumido en el diseño ($R_d = 2.5$); en caso contrario, deberá incrementarse f_m , o el espesor del muro. Adicionalmente, para efectos de un nuevo cálculo de R_d , debe mencionarse lo siguiente:

- Cuanto mayor es la esbeltez ("a"), la ductilidad disminuye; aconsejándose tener: "a" < 3, cuando no se use planchas en los talones, y "a" < 5, cuando se emplee planchas en los talones. Ensayos realizados por Priestley en muros con bloques de concreto, con "a" = 2.5, demostraron que podía alcanzarse ductilidades de desplazamiento (μ) de 2.84 para el caso sin planchas y de 4.26 para el caso con planchas.
- La ductilidad disminuye con el incremento de la carga axial y con el incremento de la cuantía de refuerzo vertical (ρ_v).

Finalmente, debe indicarse que en la Ref. 15 se presenta los resultados de 27 placas esbeltas (longitud $L = 1.6 @ 2.4$ m, altura $h = 3.0 @ 5.4$ m), en voladizo (sección rectangular y doble T), de concreto armado (diseñadas con el Reglamento ACI 318-89), con cuantías de refuerzo horizontal ρ_h comprendidas entre 0.31% @ 1.38% y con cuantías de refuerzo vertical en los extremos $\rho_v = 1.1% @ 6.3%$, ensayadas a carga lateral cíclica (25 placas estuvieron sujetas a una carga aplicada en su extremo superior) y sujetas a esfuerzos axiales que variaban entre 0.3% @ 14% de f_c . Las observaciones que pueden extraerse de esta referencia son:

- Diez de las placas (con $h/L = 2.4$, $\rho_h = 0.31% @ 1.38%$ y $\rho_v = 2% @ 6%$) fueron diseñadas de manera que su capacidad teórica de corte sea superior a la de flexión (entre 1.01 a 2.1 veces); sin embargo, todas ellas fallaron por corte y a pesar de eso, tuvieron buen comportamiento, soportando distorsiones angulares comprendidas entre 1.1% @ 2.8%.
- En otras diez placas (con $h/L = 1.3 @ 2.4$, $\rho_h = 0.63% @ 1.53%$ y $\rho_v = 3.5% @ 6.3%$) la capacidad de flexión era mayor que la de corte (entre 1.01 a 1.46 veces) y fallaron como teóricamente se esperaba: por corte; pero, aun así, pudieron soportar distorsiones angulares (δ / h) comprendidas entre 1.1% @ 3.5%.
- En las siete placas restantes (con $h/L = 2.4 @ 2.8$, $\rho_h = 0.31%$ y $\rho_v = 1.1% @ 4%$) se obtuvo una falla por flexión; sin embargo, para que esto ocurra, fue necesario que la capacidad de corte sea muy superior a la de flexión (entre 1.75 a 5.09 veces). Estas placas soportaron distorsiones angulares comprendidas entre 1.5% @ 3.9%, similares a las que soportaron las placas que fallaron por corte.

De lo visto, se concluye que la teoría descrita de Falla por Flexión debe aún revisarse.