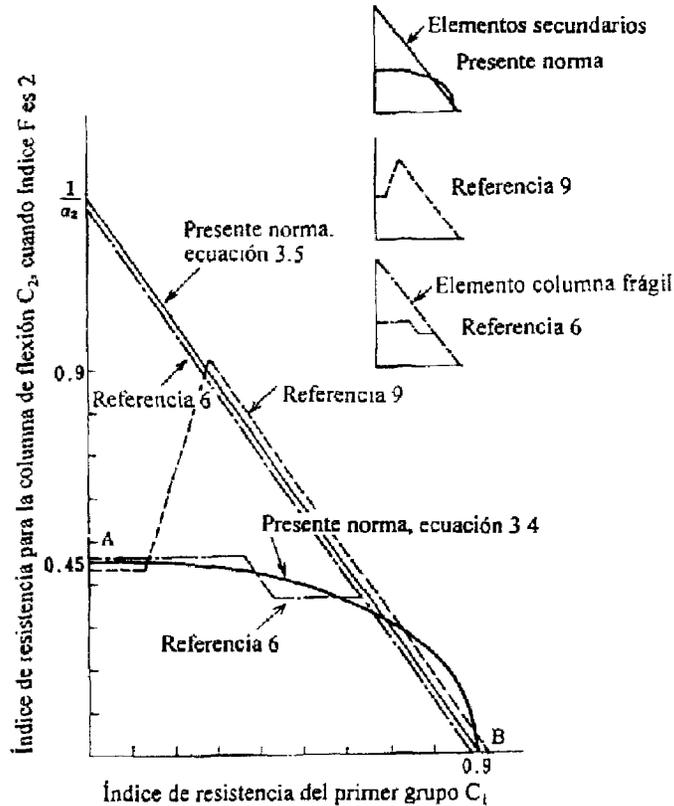


secundarios, por regla general será cuando exista la posibilidad de presencia escasa de elementos verticales con características de ser considerados dentro de ese rubro; en este caso el cálculo del índice  $E_o$  se hará ignorando la existencia de estos elementos. Si la presencia de este tipo de elementos es grande, naturalmente el índice se determinará considerando como punto estándar a la condición de falla de estos elementos. En este caso no será necesario elaborar la distinción sobre los elementos estructurales secundarios.



**Figura 3.2.10 Comparación de los valores del índice  $E_o$  para diferentes métodos**

(ii) *Conceptos básicos sobre la distinción de elementos estructurales secundarios*

La distinción de elementos secundarios, estrictamente considera a la estructura tridimensional y se desarrollará conforme al proceso indicado.

(a) *Determinación de la carga vertical  $N$  que soporta el elementos vertical (columna)*

(b) *Investigación de la posibilidad de transferencia de la fuerza o carga vertical que soporta esa columna, por medio de los elementos estructurales de la vecindad, como son sistemas de piso, vigas y muros, hacia elementos verticales de la vecindad.*

(c) *Cuando se hayan satisfecho los índices anteriores se investigará sobre la posibilidad de transferencia de esta carga vertical, por medio de elementos verticales, hasta la estructura de cimentación*

Sin embargo, para realizar estrictamente este tipo de investigación es necesario llevar a cabo análisis de gran dificultad, superando con amplitud el rango considerado en el procedimiento aproximado de cálculo propuesto en la presente norma. Para estos casos, se presentan los preceptos básicos para un procedimiento aproximado y simple que los contemple; sin embargo, para casos cuando no se puede determinar con precisión si el elemento estructural es secundario, se recomienda llevar a cabo una inspección e investigación a detalle y no considerar los conceptos del procedimiento aproximado.

(a) De la comparación entre la carga axial que soporta la columna ( $N$ ), y la fuerza cortante ( $Q$ ) que transmite el sistema de piso, vigas y muros estructurales de la vecindad, si  $N$  es mayor que  $Q$ , se considerará que los elementos estructurales tratados son secundarios. Sin embargo, cuando la longitud del claro en la vecindad de la columna sea menor o igual a 7m, además, si en el interior de la crujía del nivel superior existe un muro (incluyendo muros perpendiculares), podrá resumirse el proceso de investigación planteado en este inciso.

$$N = A \cdot w \cdot n \quad (3.2.4)$$

donde,  $A$  : área de soporte de la carga vertical  
 $w$  : carga unitaria del sistema de piso (se supone 1.2 t/m<sup>2</sup>)  
 $n$  : número de sistemas de piso que soporta esa columna

$$Q = \sum Q_B + \sum Q_w \quad (3.2.5)$$

donde,  $\sum Q_B$  : sumatoria de fuerzas cortantes que se transmiten a las columnas por vigas que confluyen a ella.

$$Q_B = \tau_B \cdot A_B$$

$A_B$  : área de la sección de la viga

$$\tau_B = p_t \cdot \sigma_y \cdot \frac{D}{l} \cdot m \leq 10 \text{ kg/cm}^2$$

$p_t \cdot \sigma_y$  : cuantía de refuerzo longitudinal de la viga (se toma como el promedio de los valores de las cuantías positiva y negativa en ambos extremos), y la carga al punto de fluencia

$D$  : peralte de la viga

$l$  : claro

$m$  : 2.0; para el claro extremo del último nivel se considerará igual a 1.0

$\sum$  : sumatoria de los efectos de todas las vigas que llegan a la unión con la columna (considerando las uniones viga-columna de ambos extremos)

$$\sum Q_w = \tau_w \cdot \sum \bar{A}_w$$

$$\tau_w = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$\sum \bar{A}_w$  : sumatoria de las áreas de la sección transversal vertical de los muros que confluyen a la columna en estudio (considerando los muros del nivel donde se encuentra la columna y del inmediato superior).

La idea más importante de la propuesta presentada en este inciso es como se indica.

Como ejemplo, considérese el edificio de dos niveles que se muestra en la figura 3.2.11; se tratará de hacer la distinción de la columna A del primer nivel.

$$N = w \cdot \ell^2 \cdot n$$

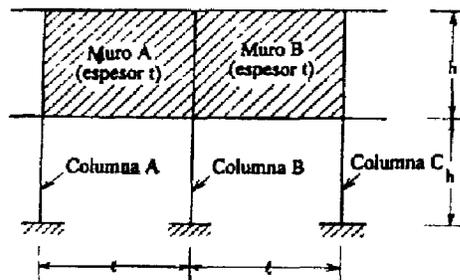
La fuerza cortante que transmite el muro

$$Q_w = \tau_w \cdot h \cdot t \cdot k$$

donde,  $k$  representa el número de muros, en caso de existir muros perpendiculares también deberán ser considerados.

Considerando los siguientes valores en las ecuaciones anteriores,  $n=2$ ,  $w=1200 \text{ kg/m}^2$ ,  $\tau_w=30 \text{ kg/cm}^2$ ,  $h=350 \text{ cm}$ , y  $t=12 \text{ cm}$  se determina la condición tal que  $N \leq Q_w$

$$\ell \leq 7.2 \sqrt{k} \quad (m) \quad (3.2.6)$$



**Figura 3.2.11 Ejemplo de distinción de elementos estructurales secundarios**

Para considerar la condición más desfavorable se hace  $k=1$ , por lo que resulta  $\ell \leq 7.2 \text{ m}$ . Por lo tanto, si para la columna que se está investigando se tiene un muro en el nivel superior, y además tiene un claro menor igual a 7.0 m, se puede resumir o simplificar el procedimiento de investigación presentado en este inciso.

Ahora bien, considerando un sistema estructural con muros continuos en toda la altura del segundo nivel hacia arriba como se muestra en la figura 3.2.12, el peso del sistema de piso de cada nivel puede pensarse que será transmitido por el sistema de muros, por lo que será suficiente con la investigación de este inciso. Sin embargo, para el caso de sistemas estructurales con mayor discontinuidad, como el mostrado en la figura 3.2.13, las condiciones que se consideraron para definir la ecuación 3.2.6, no se cumplen ya que para los cinco niveles superiores únicamente existen dos muros, por lo que se considera insuficiente la condición de continuidad.

(b) Una vez satisfechas las condiciones planteadas en el inciso (a) anterior, se procede a evaluar la posibilidad de soportar y transmitir las cargas verticales por las columnas de la vecindad.

Es decir,

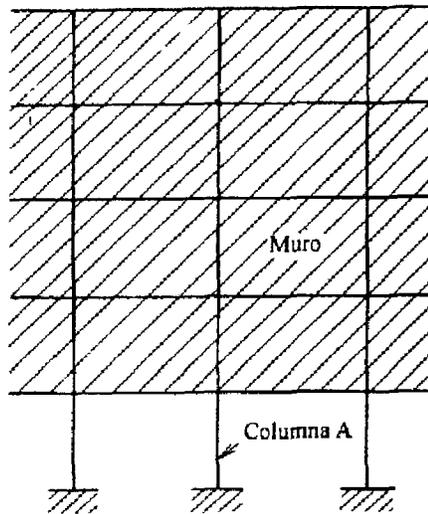
$$N < \bar{N}$$

donde,

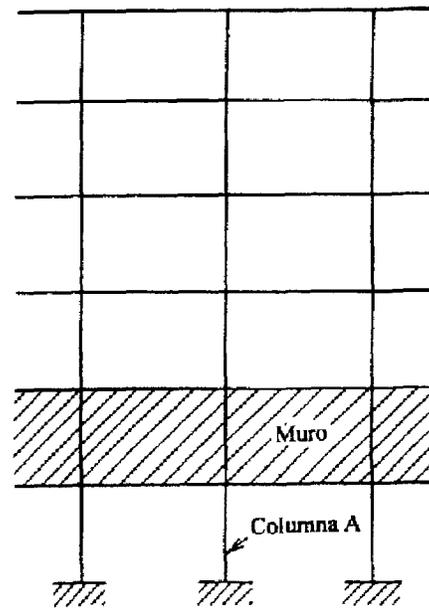
$$\bar{N} = \frac{1}{2} F_c \cdot \Sigma A_c \quad (3.2.7)$$

$F_c$  = resistencia a la compresión del concreto

$\Sigma A_c$  = sumatoria de las áreas de la sección transversal de las columnas de la vecindad en el piso en estudio



**Figura 3.2.12** Cuando se tiene muros continuos en la parte superior.



**Figura 3.2.13** Cuando se tiene discontinuidad severa en muros.

Sin embargo, cuando las columnas de la vecindad sean columnas de borde en muros estructurales (columnas B y C de la figura 3.2.11), el proceso de investigación de este inciso se puede resumir. También, aunque el área que soporta la carga vertical de las columnas de la vecindad de la columna secundaria fallada, no sea mayor que dos veces el área de soporte de las columnas secundarias antes de la falla, la investigación planteada en este inciso puede ser resumida.

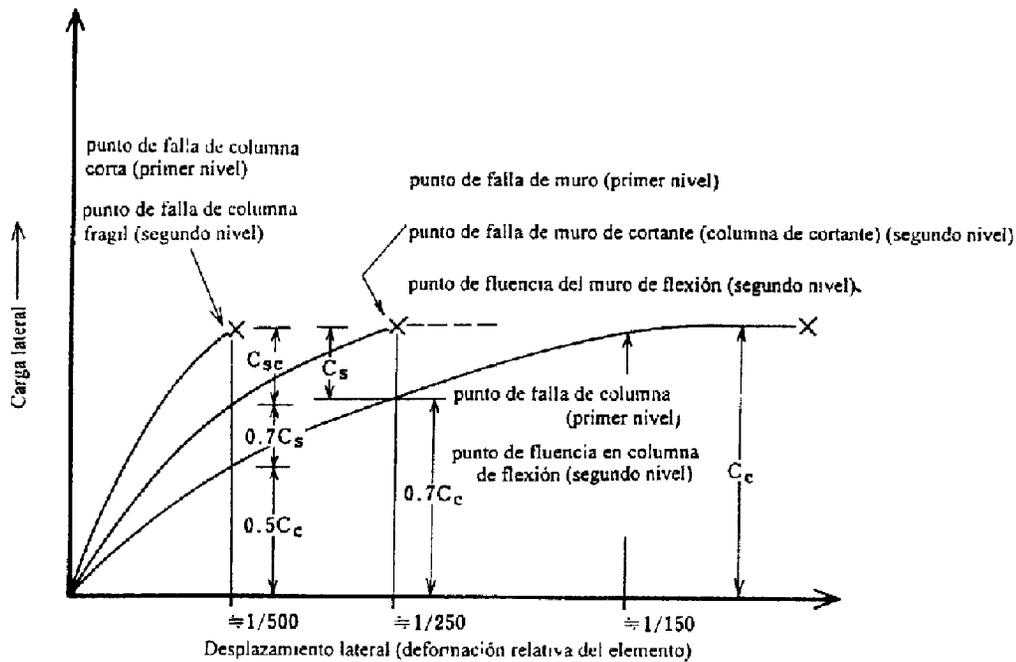
### 3.2.1.5 Respecto a los coeficientes $\alpha_1$ , $\alpha_2$ y $\alpha_3$ , de las ecuaciones 3.2, 3.3 y 3.5

La presente norma no considera directamente la relación carga lateral-deformación del elemento. Sin embargo, dentro del proceso de cálculo del índice de deformación  $F$ , así como dentro de las ecuaciones 3.2 a 3.5, se trata de considerar todos los posibles mecanismos de falla de los elementos verticales, y como se describe en la figura 3.2.14, se plantea una relación fuerza lateral-desplazamiento lateral del sistema.

Pero, la dimensión del eje vertical de la misma figura es totalmente aproximada.

Los coeficientes  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  y  $\alpha_3$ , que intervienen en las ecuaciones 3.2, 3.3 y 3.5, que intervienen en la misma figura anterior, surge del planteamiento de un mecanismo de falla para un elemento vertical, y representa la capacidad de transmitir fuerza lateral como un porcentaje de la capacidad última del elemento al que se ha incrementado la capacidad de deformación. En la presente norma, por ejemplo, cuando se presente una falla frágil en una columna de flexión, se asume que exhibirá el 50% de su capacidad última ( $\alpha_3=0.5$ ), también, cuando presente falla por cortante, se asume que exhibirá el 70% de su capacidad última ( $\alpha_2=0.7$ ). Estos valores, en principio se consideran como los valores estándar observados en

pruebas de laboratorio sobre este tipo de elementos, cuando se determine la relación carga lateral-desplazamiento lateral por un procedimiento diferente o específico, se podrán plantear factores que modifiquen los valores de,  $\alpha$ ,  $\alpha$  y  $\alpha$ , planteados.



**Figura 3.2.14 Idealización de la relación carga lateral-desplazamiento lateral**

### 3.2.1.6 Cuando se presenta excentricidad de rigidez en planta

Con relación a la excentricidad de rigidez, en principio se considerará con el índice  $S_b$ . Sin embargo, cuando esta excentricidad es grande, será difícil considerar el efecto de la excentricidad simplemente con el índice  $S_b$ , sin realizar ningún tipo de cálculo.

Para el procedimiento de primer nivel, como se explica en el subcapítulo 3.3 relacionado con el índice  $S_b$ , cuando la excentricidad es importante, no se podrá considerar el procedimiento de primer nivel, al menos se deberá considerar el procedimiento de segundo nivel; también, al emplear el procedimiento de segundo nivel, si la relación de excentricidad  $e$  es mayor que 0.15, deberá afectarse el índice  $S_b$  por un coeficiente de reducción de 0.8.

Una vez hecha esta corrección se podrá determinar el valor del índice  $E_e$  con el procedimiento aproximado que se indica.

Por ejemplo,

$$C_s = C_i; F_s = F_i > 1.0$$

para un edificio conformado por columnas de flexión,

$$C_s = C_e; F_s = F_e = 1.0$$

para un edificio en el que se tienen muros de cortante colocados con excentricidad. En este tipo de edificios, el valor del índice  $E_e$  se considerará igual al menor de los valores cuando se considera estructurado únicamente con columnas de flexión y se supone inexistente a los muros excéntricos ( $E_{e1}$ ), y cuando se considera al muro como elemento estructural secundario ( $E_{e2}$ )

Este valor se afectará por el índice  $S_D$  reducido en 80% siendo esto la filosofía básica de la presente norma de evaluación.

En otras palabras, se calculará de una manera simplificada el índice  $E_{n1}$  de la columna de flexión cuando se tiene un comportamiento predominante de torsión dinámica en el plano, y se calculará el índice  $E_{n2}$  cuando se presente la falla de muro cuando el comportamiento es dominado por algún elemento aislado.

Respecto a la definición de la relación de excentricidad ( $e$ ) se comenta en el índice 3.3 del índice de configuración estructural  $S_D$ .

### 3.2.1.7 Respecto a la corrección del índice $E_o$

Generalmente las condiciones de vibración de un edificio ante la incidencia de un sismo se consideran dominadas por el primer modo de vibrar; por lo que para un edificio de  $n$  niveles, la respuesta elástica de cortante para el entrepiso  $i$  ( $Q_i$ ) se puede determinar con la siguiente ecuación.

$$Q_i = \left( \sum_{j=1}^n \beta_j U_j \cdot W_j \right) S_a \quad (3.2.8)$$

donde,  $\beta_j U_j$ : factor de contribución en el primer modo del nivel  $j$

$W_j$  : peso del nivel  $j$

$S_a$  : coeficiente de respuesta de cortante en un modelo equivalente de un grado de libertad

Si sólo una parte de la estructura incursiona en el comportamiento inelástico, no se justifica el comportamiento en vibración anterior. En principio esta relación deberá preservarse para todos los niveles. También el modo de vibrar al ser lineal y la distribución de masa uniforme, el coeficiente de fuerza cortante del entrepiso  $i$  ( $C_i$ ) podrá determinarse como (ref. 2)

$$C_i = \frac{3}{(2n+1)(n-i+1)} \left\{ \frac{n(n+1)}{2} - \frac{i(i-1)}{2} \right\} S_a \quad (3.2.9)$$

es decir, se puede expresar como

$$C_i = \frac{3}{2} \frac{n+i}{2n+1} S_a \quad (3.2.10)$$

La ecuación 3.2.10 en un edificio de múltiples grados de libertad presenta la característica de que el coeficiente de cortante de entrepiso en los niveles superiores resulta mayor que el coeficiente de cortante para el modelo equivalente de un grado de libertad; contrariamente en los niveles inferiores el coeficiente de cortante de entrepiso resulta menor que el del modelo equivalente de un grado de libertad. También, para investigar la distribución en la altura del edificio del coeficiente de cortante, se determina la relación  $C_i/C_1$  como,

$$\frac{C_i}{C_1} = \frac{n+i}{n+1} \quad (3.2.11)$$

En lo que respecta a la presente norma, el hecho de considerar que la configuración modal es lineal, lo que supone la ecuación 3.2.10, no necesariamente se cumple en todos los casos, por lo que por regla general se considera que los resultados obtenidos con base en la ecuación 3.2.10 para un sistema de múltiples grados de libertad serán iguales a los obtenidos con el modelo equivalente de un grado de libertad; así, la ecuación 3.2.11 se usará para incrementar la respuesta de los niveles superiores únicamente. Los coeficientes que se presentan en los lados derechos de las ecuaciones 3.2 a 3.5, se podrán cuantificar considerando el recíproco del término derecho de la ecuación 3.2.11  $(n+1)/(n+i)$ , y reduciendo el valor del índice  $E_n$  para los niveles superiores.

Sin embargo, para el procedimiento de tercer nivel, dado que las hipótesis de partida para la definición de la ecuación 3.2.10 y para el establecimiento del procedimiento de evaluación de tercer nivel, se puede pensar que no modifican la configuración de vibración del edificio, como son la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, en la base de muros estructurales o la rotación de la cimentación de muros estructurales, no se altera la filosofía de base de la ecuación 3.2.10, por lo que puede ser usada sin ninguna modificación. Es decir, los coeficientes del lado derecho de la ecuación 3.6, para reducir el coeficiente de cortante basal de un sistema de múltiples grados de libertad respecto a la respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad, equivale a hacer  $I=1$  en la parte derecha de la ecuación 3.2.10.

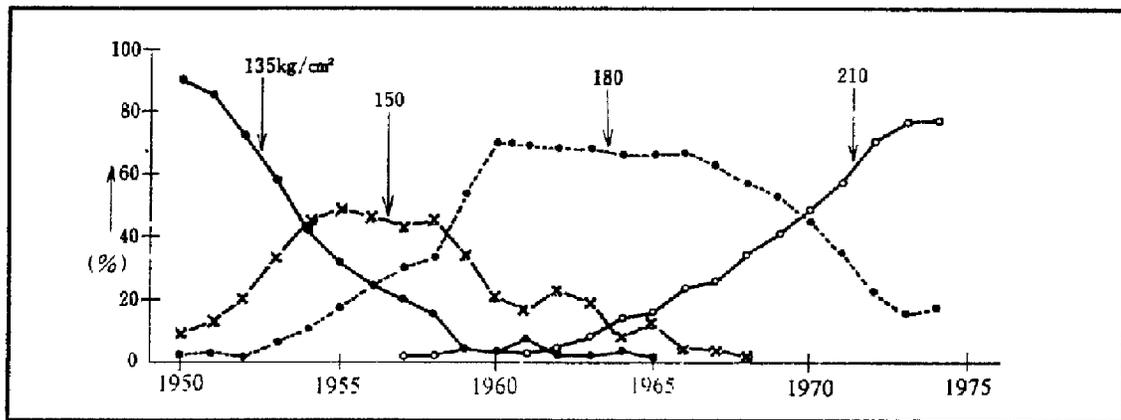
Respecto a los coeficientes que intervienen en el lado derecho de las ecuaciones 3.2, 3.3 y 3.4, en sustitución de la ecuación  $(n+1)/(n+i)$  se podrá usar el recíproco de la distribución de coeficientes de cortante de entrepiso ante sismo ( $A_n$ ) que se presenta en el reglamento para las construcciones. Cuando se haya realizado alguna investigación especial, se podrán usar también los coeficientes resultado de la misma. Como un ejemplo de aplicación, se podrá consultar el ejemplo que se presenta en el inciso F del capítulo A1-2 de la "Guía de Aplicación de la Norma", cuando se considera el caso de una edificación en la cual se evaluaron los índices de comportamiento ante sismo considerando el efecto de amplificación de la onda por la estructura del subsuelo, así como el efecto de la interacción suelo-estructura y deslizamiento de cuerpo rígido de la estructura. Para estos casos, la ecuación 3.6 de la presente norma sufrirá cambios.

### **3.2.1.8 Respecto al cálculo del índice $E_n$ cuando no se cuenta con los planos de diseño**

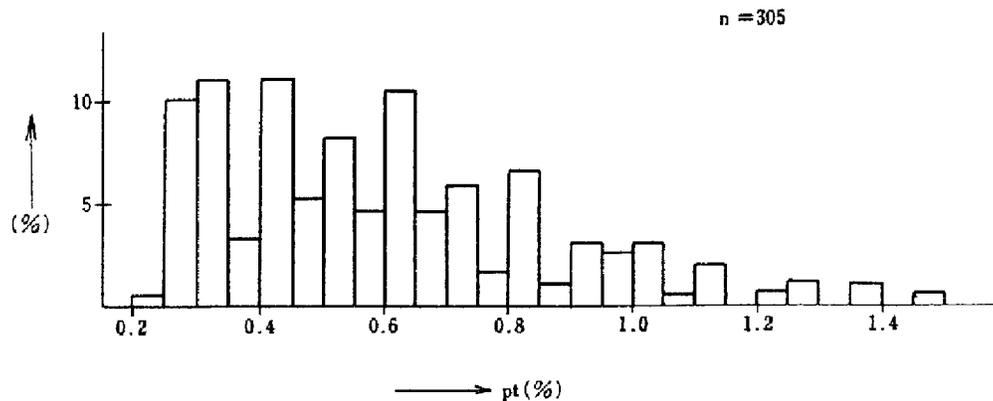
Para el cálculo del índice  $E_n$  cuando no existen planos de diseño, se realizará por regla general una inspección de campo a fin de obtener la información necesaria. Sin embargo, cuando llevar a cabo una inspección es una tarea difícil, para su uso dentro de los procedimientos de primero y segundo nivel únicamente, se obtendrán los datos más importantes de la tabla que se indica y considerando los resultados de más de una inspección sobre el edificio.<sup>1014</sup> La tabla 3.2.6 muestra los valores de límite inferior que se indican en los histogramas de las figuras 3.2.15 a 3.2.17, así como los valores que se presentan en el texto "Método de evaluación y refuerzo ante sismo de estructuras habitacionales de concreto reforzado". Por regla general, el límite inferior de los valores indicados en la tabla 3.2.6 se usa para el cálculo del índice  $E_n$ .

**Tabla 3.2.6 Límite inferior de los valores, producto de una inspección, que se constituyen en datos necesarios para cálculo**

	Límite inferior de los resultados de inspección				Método de evaluación y refuerzo ante sismo de estructuras habitacionales de concreto reforzado
	Año de diseño del edificio				
	1957	1962	1972		
$F_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	135	150	180	210	210
$\sigma_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2,400 o bien 3,000				3000
Columna	$p_t$ (%)	0.25			0.6
	$p_w$ (%)	0.06			0.159
Muro	$p_s$ (%)	0.15			
$\sigma_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Calculado considerando el área que soporta de carga vertical multiplicado por 1.2 t/m <sup>2</sup>				2.0



**Figura 3.2.15 Transición de la resistencia estándar de diseño (ref. 13)**



**Figura 3.2.16 Cuantía de acero de refuerzo en tensión de columna ( $p_t$ ) (ref. 14)**

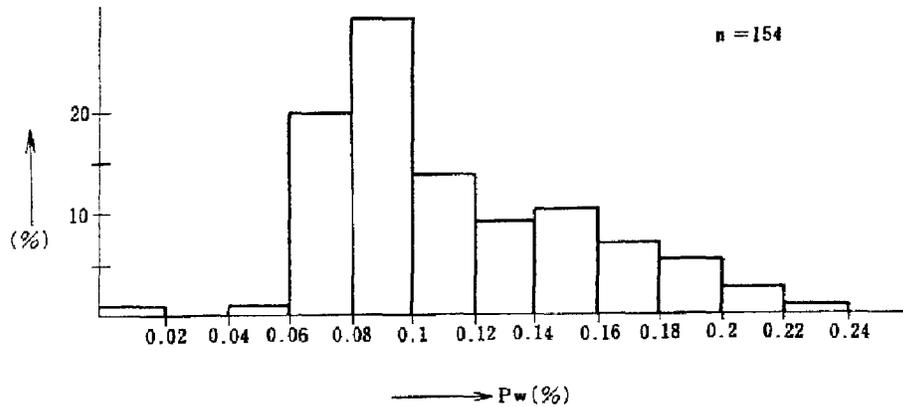


Figura 3.2.17 Cuantía de acero de refuerzo de cortante en columna ( $p_w$ ) (ref. 14)

### 3.2.2 Índice de resistencia C

El procedimiento indicado en esta sección, corresponde al cálculo del índice de resistencia, C, de elementos verticales de cada nivel del edificio, a ser usados dentro de los procedimientos de evaluación de primero, segundo y tercer nivel.

#### 3.2.2.1 Cuando se usa el procedimiento de evaluación de primer nivel

Para el procedimiento de primer nivel, únicamente se considerara el área de la sección transversal de muros estructurales y columnas, determinándose el valor del índice de resistencia, C, como se indica

$$C_w = \left\{ \frac{\tau_{w1}}{w} a_{w1} + \frac{\tau_{w2}}{w} a_{w2} + \frac{\tau_{w3}}{w} a_{w3} \right\} \frac{F_c}{200} \quad (3.7)$$

$$C_c = \frac{\tau_c}{w} a_c \frac{F_c}{200} \quad (3.8)$$

$$C_{cs} = \frac{\tau_{sc}}{w} a_{sc} \frac{F_c}{200} \quad (3.9)$$

donde,  $C_w$  : índice de resistencia de muros.

$C_c$  : índice resistencia de columnas.

$C_{cs}$  : índice de resistencia de columnas cortas.

$\tau_{w1}$  : esfuerzo cortante promedio en muro, en la capacidad última (teniendo columnas de borde en ambos extremos), puede conciderarse de 30 kg/cm<sup>2</sup>

$\tau_{w2}$  : esfuerzo cortante promedio en muro, en la capacidad última (teniendo columnas de borde en un sólo extremo), puede conciderarse de 20 kg/cm<sup>2</sup>.

$\tau_{w3}$  : esfuerzo cortante promedio en muro, en la capacidad última (sin columnas de borde), puede conciderarse de 10 kg/cm<sup>2</sup>

$\tau_c$  : esfuerzo cortante en columna, en la capacidad última, puede considerarse de 10 kg/cm<sup>2</sup>. Sin embargo, para relaciones  $h_c/D$  mayor de 6, el esfuerzo deberá considerarse de 7 kg/cm<sup>2</sup>.

$\tau_{sc}$  : esfuerzo cortante promedio en columna corta, en la capacidad última, puede

considerarse de 15 kg/cm<sup>2</sup>

- $a_{w1}$  : relación de muros respecto a la superficie total de piso (para columnas de borde en ambos extremos)= $A_{w1}/\sum A_f$  (cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>).
- $a_{w2}$  : relación de muros respecto a la superficie total de piso (para columnas de borde en un sólo extremo)= $A_{w2}/\sum A_f$  (cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>).
- $a_{w3}$  : relación de muros respecto a la superficie total de piso (cuando no hay columnas de borde)= $A_{w3}/\sum A_f$  (cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>).
- $A_{w1}$  : área de la sección transversal del muro, efectiva en el sentido de análisis para cada nivel (cuando existen columnas de borde en ambos extremos) (cm<sup>2</sup>).
- $A_{w2}$  : área de la sección transversal del muro, efectiva en el sentido de análisis para cada nivel (cuando existe columna de borde en un sólo extremo) (cm<sup>2</sup>).
- $A_{w3}$  : área de la sección transversal del muro, efectiva en el sentido de análisis para cada nivel (cuando no existen columnas de borde) (cm<sup>2</sup>). Sin embargo, la definición de área de la sección transversal del muro es conforme a la figura 3.2.18
- $a_c$  : relación de columnas respecto a la superficie total de piso= $A_c/\sum A_f$  (cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>).
- $a_{wc}$  : relación de columnas cortas respecto a la superficie total de piso= $A_{wc}/\sum A_f$  (cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>)
- $A_c$  : suma del área de las columnas del nivel (cm<sup>2</sup>). No se consideraran dentro de esta área, a la superficie de columnas borde de muro estructural.
- $A_{wc}$  : suma del área de las columnas cortas del nivel (cm<sup>2</sup>).
- $\sum A_f$  : suma del área de los sistemas de piso de los niveles superiores al de análisis (m<sup>2</sup>).
- $w$  : peso total de los niveles superiores del edificio al de análisis (kg/m<sup>2</sup>). En caso de no realizarse un cálculo, se puede considerar el peso por unidad de superficie igual a 1200 kg/cm<sup>2</sup>.
- $F_c$  : resistencia a compresión del concreto (kg/cm<sup>2</sup>), en caso de no existir una inspección a detalle, podrá considerarse el valor de la resistencia nominal. Sin embargo, siempre menor o igual a 200 kg/cm<sup>2</sup>.

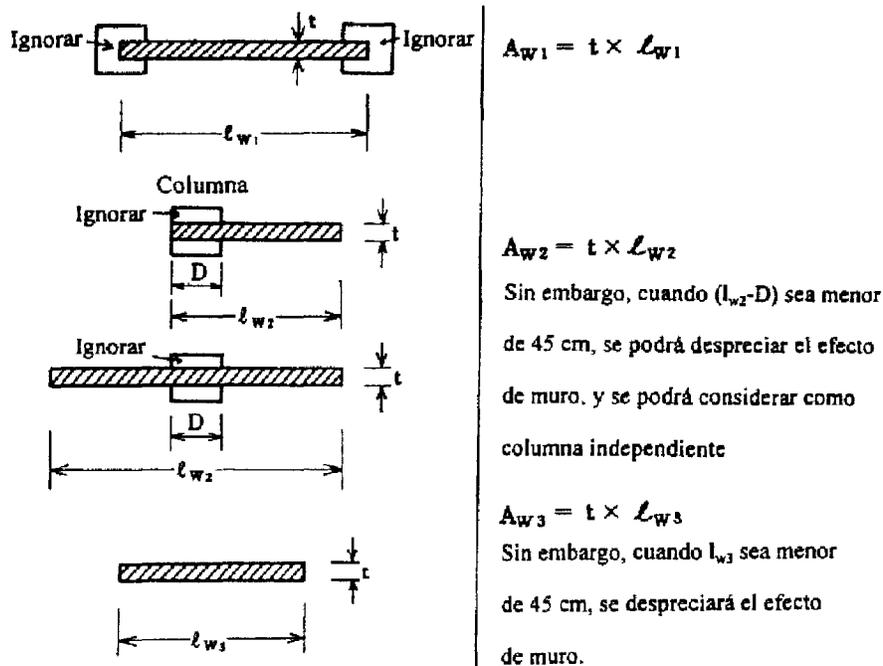


Figura 3.2.18 Método de cálculo de las áreas de muro

### 3.2.2.2 Cuando se usa el procedimiento de evaluación de segundo nivel

En el caso del procedimiento de segundo nivel, por regla general se considera la hipótesis que las vigas son suficientemente resistentes, y el índice de resistencia de elementos verticales (columnas y muros),  $C$ , se calculará considerando la resistencia lateral última de los mismos.

#### (i) Objetivos y principios

El índice de resistencia para el procedimiento de segundo orden se calculará conforme a los principios indicados a continuación.

(a) Se calcula la resistencia última a cortante de los elementos verticales  $Q_{su}$ , así como el cortante al momento de capacidad última por flexión  $Q_{Mu}$ , se establece una comparación entre los dos valores, y se definirá el mecanismo de falla conforme a la clasificación planteada en la tabla 3.3. En este caso, tanto la resistencia última a cortante  $Q_{su}$  como a flexión  $M_u$ , se calcularán usando las ecuaciones adecuadas dentro de las indicadas en las normas y códigos correspondientes. Dentro de estas, principalmente la referente a  $Q_{su}$ , se constituyen en valores cercanos al límite inferior; en caso de no llevarse a cabo un análisis específico, el cálculo de la capacidad última de los elementos,  $Q_{su}$  y  $M_u$ , se hará conforme a las ecuaciones 3.10 a 3.15 del párrafo (ii) siguiente. La fuerza cortante incidente al momento de alcanzar el elemento la capacidad última por flexión, se podrá calcular conforme las ecuaciones 3.16 y 3.17, del párrafo (iii), considerando el mecanismo de falla y el procedimiento de cálculo de la capacidad última por cortante.

(b) El procedimiento de cálculo del índice de ductilidad  $F$ , mostrado en la sección 3.2.3, se basa en la consideración del mecanismo de falla y de la capacidad de deformación de los elementos verticales.

(c) Con base en el mecanismo de falla y en el índice de ductilidad, además agrupando los elementos verticales en cuando más tres grupos, se procede a calcular el índice de resistencia para cada grupo de elementos.

El procedimiento para agrupar los elementos verticales, se hará conforme se indica en el párrafo (iv) del presente cuerpo; también, el cálculo del índice de resistencia de cada grupo de elementos, se hará conforme a la ecuación 3.18 del párrafo (v).

#### (ii) Cálculo de la capacidad última de los elementos

El cálculo de la capacidad última por flexión y cortante de los elementos, se obtendrá con las ecuaciones 3.10 a 3.14. La resistencia a compresión del concreto ( $F_c$ ) se considerará igual a la resistencia nominal de diseño. Respecto al esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, para varillas lisas podrá considerarse  $3000 \text{ kg/cm}^2$ ; y para varillas corrugadas, el esfuerzo nominal a la fluencia más  $500 \text{ kg/cm}^2$ . Sin embargo, como se indica en el subcapítulo 3.4, referente al índice de edad, si se observa un proceso de envejecimiento notable a partir de una inspección preliminar, los valores deberán ser modificados; o bien si se cuenta con información de la resistencia de los materiales producto de una inspección detallada, estos valores deberán usarse en sustitución de los antes propuestos.

(a) Capacidad última de flexión de columnas largas  $M_u$ , se calcula con la ecuación 3.10.

Para  $N_{\max} \geq N > 0.4bDF_c$

$$M_u = (0.8a_t \sigma_y D + 0.12bD^2 F_c)(N_{\max} - N/N_{\max} - 0.4bDF_c)$$

Para  $0.4bDF_c \geq N > 0$

$$M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5N D \left(1 - \frac{N}{b D F_c}\right) \quad (3.10)$$

Para  $0 > N \geq N_{\min}$

$$M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.4ND$$

donde,  $N_{\max}$  : Capacidad última a compresión axial =  $bDF_c + a_g \sigma_y$  (kg)

$N_{\min}$  : Capacidad última a tensión axial =  $-a_g \sigma_y$  (kg)

$N$  : Fuerza axial en columna (kg)

$a_t$  : Área del acero de refuerzo en tensión ( $\text{cm}^2$ )

$a_g$  : Área total del acero de refuerzo longitudinal en columna ( $\text{cm}^2$ )

$b$  : Ancho del elemento (cm)

$D$  : Peralte total del elemento (cm)

$\sigma_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$F_c$  : Resistencia a la compresión del concreto ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

(b) El cálculo de la capacidad última a flexión de columna con muros aleros o laterales  $M_u$ , se hará con la ecuación 3.11. Sin embargo, cuando se tiene un solo muro alero en columna, el efecto de éste en la resistencia a flexión se ignorará, cuando éste se encuentre en tensión, considerando al elemento como columna larga y realizando el cálculo con la ecuación 3.10.

$$M_u = (0.9 + \beta)a_t \sigma_y D + 0.5N D \left\{1 + 2\beta - \frac{N}{b_t D F_c} \left(1 + \frac{a_t \sigma_y}{N}\right)^2\right\} \quad (3.11)$$

donde,  $a_t$  : conforme la figura 3.2.19

$$b_e = \sum A / \ell_w$$

$\sum A$  : área total de la sección transversal de columna y muros aleros ( $\text{cm}^2$ )

$\ell_w$  : longitud total del elemento, considerando columna y muros aleros (cm)

$\beta$  : longitud del muro alero en compresión/D

Todos los símbolos restantes son iguales a los de la ecuación 3.10.

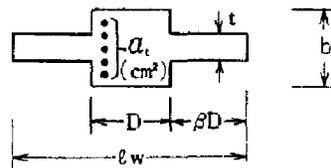


Figura 3.2.19 Columna con muros aleros o laterales

(c) El cálculo de la capacidad última a flexión de muro con columnas de borde, se hará con la ecuación 3.12. Sin embargo, cuando exista columna en la parte media del muro, el acero de refuerzo longitudinal de la misma deberá considerarse dentro del acero vertical del muro.

$$M_u = a_t \sigma_y \ell_w + 0.5 \Sigma (a_w \sigma_{wy}) \ell_w + 0.5 N \ell_w \quad (3.12)$$

- donde,  $a_t$  : área total del acero de refuerzo longitudinal de la columna de borde en tensión (cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_y$  : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal de la columna de borde en tensión (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $a_w$  : área del acero vertical del muro (cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{wy}$  : esfuerzo de fluencia del acero vertical del muro (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $\ell_w$  : longitud del muro (distancia entre los ejes centroidales de columnas de borde, consultar figura 3.2.20) (cm)

(d) La capacidad última a flexión de muros con una sola columna de borde, o sin columna de borde se podrá calcular empleando cualquiera de las ecuaciones 3.10, 3.11 ó 3.12, considerando la configuración estructural y las condiciones de refuerzo del elemento.

(e) La capacidad última a cortante de columnas, se determinará con la ecuación 3.13.

$$Q_u = \left\{ \frac{0.53 p_t^{0.23} (180 + F_c)}{M/(Qd) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_o} \right\} b \cdot j \quad (3.13)$$

Sin embargo,  $M/Qd$  se tomará igual a uno cuando sea menor que uno, y se considerará igual a tres, cuando sea mayor que tres.

- donde,  $p_t$  : cuantía de acero de refuerzo longitudinal (%)  
 $p_w$  : cuantía de acero de refuerzo transversal cuando  $p_w \geq 0.012$ , se hará  $p_w = 0.012$   
 $\sigma_{wy}$  : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_o$  : esfuerzo axial en columna (kg/cm<sup>2</sup>) cuando  $\sigma_o > 80$  kg/cm<sup>2</sup>, se hará  $\sigma_o = 80$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $d$  : peralte efectivo de la columna, puede considerarse igual a (D-5) cm  
 $M/Q$  : puede considerarse igual a  $h_o/2$ .  $h_o$  es la altura libre de columna  
 $j$  : separación entre los centroides de las resultantes de esfuerzos en la sección transversal, puede considerarse igual a 0.8D

(f) La capacidad última a cortante de columnas con muros aleros, se determinará con la ecuación 3.14.

$$Q_u = \left\{ \frac{0.53 p_{te}^{0.23} (180 + F_c)}{M/(Q d_e) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_o} \right\} b_e \cdot j_e \quad (3.14)$$

Sin embargo,  $M/(Q d_e)$  se tomará igual a uno cuando sea menor que uno, y se considerará igual a dos, cuando sea mayor que dos. Con base en las condiciones de distribución de acero de refuerzo y confinamiento lateral, así como la configuración estructural del elemento, podrá reducirse el valor de  $M/Q$  de 1.0 a 0.5.

- donde,  $p_{te} = a_t / (b_e d_e)$  ( $a_t$ , conforme se muestra en la figura 3.2.19)  
 $d_e$  : distancia del centroe del acero de refuerzo longitudinal en tensión al borde extremo en compresión del muro alero (cm)  
 $p_w \sigma_{wy} = p_w \sigma_{wy} (b/b_e) + p_{sh} \sigma_{sy} (t/b_e)$

- $p_w \sigma_{wy}$  : producto de la cuantía de acero de refuerzo lateral en la columna y la resistencia a la fluencia del mismo (kg/cm<sup>2</sup>)
- $p_{sh} \sigma_{sy}$  : producto de la cuantía de acero de refuerzo lateral en el muro alero y la resistencia a la fluencia del mismo (kg/cm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{oe} = N/(b_e j_e)$
- $j_e = 7d_e/8$  (cm)

la simbología restante es igual a la indicada para la ecuación 3.11.

(g) La capacidad última a cortante de muro con columnas en ambos extremos, se calculará conforme la ecuación 3.13. Sin embargo, la simbología se tomará como se muestra enseguida. También, cuando el muro tenga huecos, se considerará dentro de la ecuación 3.13 un factor de reducción ( $\gamma$ ), producto de los huecos en el muro, que se calculará conforme la ecuación 3.15.

$$p_t = 100a_t/(b_e \ell) (\%)$$

- donde,  $a_t$  : área total del acero de refuerzo longitudinal de la columna en tensión (cm<sup>2</sup>)
- $\ell$  : longitud total del muro (figura 3.2.20) (cm)
- $b_e$  : ancho equivalente del muro =  $\Sigma A/\ell$  (cm)
- $\Sigma A$  : área total del muro (cm<sup>2</sup>)
- $p_w$  : sustituye a  $p_s$ ,  $p_s$ : cuantía equivalente de refuerzo horizontal del muro =  $a_w/(b_e s)$
- donde,  $a_w$  : área de una rama del acero de refuerzo horizontal (cm<sup>2</sup>)
- $s$  : separación del acero de refuerzo horizontal (cm)

Sin embargo, cuando existe trabe a una altura menor que el valor de  $\ell_w$ , el área total del acero de refuerzo longitudinal de la misma  $\Sigma a_{lg}$  (cm<sup>2</sup>), se considerará dentro del valor de  $p_t$ , como se indica.

$$p_t = a_w/(b_e s) + \Sigma a_{lg}(b_e h') \sigma_{yg}' / s \sigma_{wy}; \text{ cuando } p_t \geq 0.012, \text{ se hará } p_t = 0.012.$$

- donde,  $h'$  : es la distancia entre el lecho superior de la losa del piso inferior, y el lecho inferior de la trabe, localizada en el espacio  $\ell_w$ , del piso superior (cm)
- $\sigma_{yg}$  : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal de la trabe (kg/cm<sup>2</sup>)
- $s \sigma_{wy}$  : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo del muro (kg/cm<sup>2</sup>)
- $\sigma_o = \Sigma N/(b_e \ell)$

- donde,  $\Sigma N$  : carga vertical total
- $j$  : puede considerarse igual a  $\ell_w$ , o bien  $0.8\ell$
- $b$  : sustituye a  $b_e$
- $D$  : sustituye a  $\ell$
- $d$  : sustituye a  $\ell$
- $M/Q$  : se considerará el valor de  ${}_w M_u / {}_w Q_{Mu}$  calculado conforme la ecuación 3.17. Sin embargo, se hará  $1 \leq M/Q \leq 3$ .

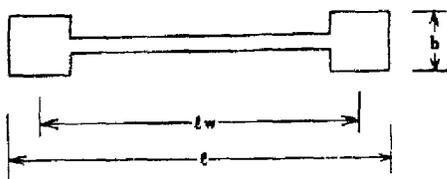
El factor de reducción por huecos en el muro ( $\gamma$ ): (figura 3.2.21)

$$\gamma = 1 - \text{relación equivalente de abertura en muros} \quad (3.15)$$

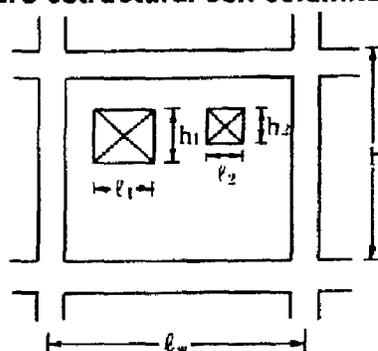
donde, relación equivalente de abertura en muros:  $Max \left( \sqrt{\frac{\sum h_i \ell_i}{h \ell_w}}, \sqrt{\frac{\sum \ell_i}{\ell_w}} \right)$

También, cuando la relación equivalente de abertura en muros supera el valor de 0.4, el muro no se considerará como estructural, y deberá considerarse como muro alero.

h) La capacidad última a cortante de muros con columnas en un solo extremo, o sin columnas en los extremos, se calculará con cualquiera de las ecuaciones 3.13 ó 3.14, con base en la configuración estructural y la condición de refuerzo del muro.



**Figura 3.2.20 Muro estructural con columnas en ambos extremos**



**Figura 3.2.21 Muro estructural con múltiples aberturas**

(iii) Determinación del mecanismo de falla y de la capacidad última a cortante

Considerando lo indicado en párrafos anteriores sobre capacidad última a flexión y cortante, se podrá determinar el mecanismo de falla de un elemento estructural vertical, así como la capacidad a cortante del elemento en el momento de la falla.

(a) En el caso de columnas

El cortante incidente en la columna al alcanzar la capacidad última por flexión  $cQ_{Mu}$ , se determinará con la ecuación 3.16. Con este valor y la comparación del mismo con la capacidad última a cortante  $cQ_{Su}$ , se podrá definir el mecanismo de falla y la capacidad a cortante del elemento  $cQ_u$ .

1) Cuando  $cQ_{Mu} < cQ_{Su}$  : Columna a flexión ( $cQ_u = cQ_{Mu}$ )

2) Cuando  $cQ_{Mu} \geq cQ_{Su}$  : Columna a cortante ( $cQ_u = cQ_{Su}$ )

Sin embargo, dentro de las columnas a cortante, aquéllas que guardan una relación  $h_c/D \leq 2$ , deberán ser consideradas como columnas de comportamiento frágil.

$$Q_{v,u} = \frac{(M_u)_{sup} + (M_u)_{inf}}{h_o} \quad (3.16)$$

donde,  $(M_u)_{sup}$  : capacidad última a flexión en el extremo superior de la columna  
 $(M_u)_{inf}$  : capacidad última a flexión en el extremo inferior de la columna  
 $h_o$  : altura libre de columna

(b) En el caso de muro estructural

El cortante incidente en el muro al alcanzar la capacidad última por flexión  $wQ_{Mu}$ , se determinará con la ecuación 3.17, con este valor y la comparación del mismo con la capacidad última a cortante  $wQ_{Su}$ , se podrá determinar el mecanismo de falla y la capacidad a cortante del elemento.

- 1) Cuando  $wQ_{Mu} < wQ_{Su}$  : Muro a flexión ( $wQ_u = wQ_{Mu}$ )
- 2) Cuando  $wQ_{Mu} \geq wQ_{Su}$  : Muro a cortante ( $wQ_u = wQ_{Su}$ )

$$wQ_{Mu} = 2_w M_u / h_w \quad (3.17)$$

sin embargo, en el caso del muro del último nivel de muros continuos (incluyendo muros del primer nivel), el coeficiente 2 del lado derecho de la ecuación, se hará igual a 1.

donde,  $wM_u$  : capacidad última a flexión del muro en el entrepiso de estudio  
 $h_w$ : altura del muro estructural desde el nivel de losa del entrepiso en estudio, hasta el último nivel donde existe muro estructural.

(c) El mecanismo de falla de los elementos verticales mostrados, será cualquiera de los indicados en la tabla 3.2.7

**Tabla 3.2.7 Mecanismo de falla e índice de ductilidad (procedimiento de segundo nivel)**

	Mecanismo de falla	Índice de ductilidad F (según la sección 3.2.3)
1)	Columna de flexión	Considerando que el porcentaje de ductilidad $\mu$ calculado, está entre 1.27 y 3.2 (nota)
2)	Muro de flexión	La relación entre la resistencia a flexión y la resistencia a cortante calculadas resulta entre 1.0 y 2.0
3)	Columna de cortante	Fijo como 1.0
4)	Muro de cortante	Fijo como 1.0
5)	Columna de comportamiento frágil	Fijo como 0.8

Nota: Dependiendo de las condiciones, puede considerarse un valor igual a uno. Consultar la ecuación 3.23

(iv) Agrupamiento de los elementos verticales

Considerando lo indicado en la sección 3.2.3, con base en el mecanismo de falla determinado para los elementos estructurales se define el índice F. Dependiendo de la magnitud

de este índice  $F$ , los elementos verticales se podrán agrupar en tres grandes rubros, denominados grupos 1, 2 y 3, para valores de menor a mayor del índice  $F$ .

Con el propósito de hacer la agrupación de elementos verticales, se deberán tomar las precauciones debidas en los siguientes conceptos:

(a) Elementos con valores cercanos del índice  $F$ , en la medida de lo posible deberán concentrarse en un sólo grupo. Con objeto de que el valor de  $E_o$  pueda ser grande, el número de grupos podrá ser opcionalmente menor que tres. Para estos grupos de elementos estructurales, el valor representativo para el índice  $F$ , será el menor de los valores calculados de  $F$  para los elementos que componen el grupo.

(b) Las columnas que presentan comportamiento frágil, serán agrupadas independientemente.

(v) Procedimiento de cálculo del índice de resistencia

El índice de resistencia para cada grupo,  $C_i$ , se calculará usando la ecuación 3.18.

$$C_i = \frac{\text{suma total de las fuerzas cortantes incidentes en la capacidad última de los elementos verticales pertenecientes al grupo } i}{\Sigma W} \quad (3.18)$$

donde,  $\Sigma W$  es el peso total de la parte del edificio que está sobre el nivel del entrepiso en estudio; incluirá a las cargas vivas consideradas en caso de sismo.

### 3.2.2.3 Cuando se usa el procedimiento de evaluación de tercer nivel

(i) Principios básicos

El índice de resistencia usado para el procedimiento de tercer nivel, se calculará con base en los principios básicos indicados enseguida.

(a) Las capacidades últimas a flexión ( $M_u$ ) y cortante ( $Q_{Su}$ ) de columnas, muros y trabes, se calculará con el procedimiento que se muestra en el inciso (ii) referente a resistencia y capacidad de elementos estructurales.

(b) Se calculará el mecanismo de falla y el cortante incidente al momento de la capacidad última en los elementos verticales, considerando distribución de momentos en los nudos considerando los resultados del inciso anterior, así como lo indicado en el inciso (iii); además, tomando en cuenta el mecanismo de falla, el cortante incidente calculado al momento de la capacidad última, conjuntamente con los momentos de nudo,

Sin embargo, en el caso de muros estructurales, se deberá hacer un análisis al límite aproximado, haciendo las hipótesis adecuadas respecto a la distribución de las fuerzas laterales y del mecanismo de colapso.

(c) Los elementos verticales en cada entrepiso, igual que para el caso del procedimiento de segundo nivel, se agruparán dentro de tres grandes rubros, dependiendo del mecanismo de

falla y del valor del índice de ductilidad  $F$ . Se calculará el índice de resistencia para cada uno de los grupos.

(ii) Cálculo de la capacidad última de elementos

(a) La capacidad última a flexión y cortante de columnas y muros, se determinará con un procedimiento similar al usado para el procedimiento de segundo nivel, con base en las ecuaciones 3.10 a 3.14.

(b) La capacidad última a flexión y cortante de trabes, se calculará también las ecuaciones 3.10 a 3.14, considerando carga axial igual a cero. En este caso, en cuanto al efecto de la losa en la resistencia a cortante de la trabe, se deberá considerar una propuesta lógica y adecuada. Sin embargo, para el cálculo de la capacidad última a flexión de la trabe, se podrá hacer uso de la ecuación 3.19. Igualmente, como regla general se deberá considerar los efectos de todas las capas de acero de refuerzo longitudinal existentes, así como el acero de refuerzo de losa.

$$M_u = 0.9 a_s \sigma_y d \quad (3.19)$$

donde,  $a_s$  : área del acero de refuerzo longitudinal en tensión (cm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : esfuerzo de fluencia del acero longitudinal en tensión (kg/cm<sup>2</sup>)

$d$  : peralte efectivo de la trabe (cm)

(iii). Cálculo del mecanismo de falla y de la fuerza cortante incidente de capacidad última

(a) Para el caso de columnas.

Considerando también el caso de la determinación del cortante incidente en columnas producto de la capacidad última en trabes, es decir, considerando la redistribución de momentos en el nudo de unión viga-columna, el cálculo del mecanismo de falla y de la fuerza cortante incidente al momento de alcanzar la capacidad última, se llevará a cabo como se indica:

1) Se determina el mecanismo de falla de vigas y columnas con un método similar al mencionado para el procedimiento de segundo nivel, y se calcularán los momentos nodales en esa condición.

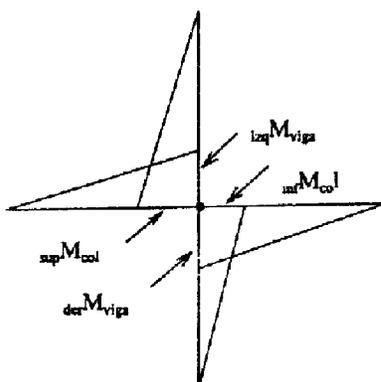
2) Como se muestra en la figura 3.2.22, se obtienen la suma de momentos nodales en vigas y columnas, se comparan ambas sumas de momentos nodales. Cuando la suma de los momentos nodales en vigas sea menor que la suma de los momentos nodales en columnas, se deberá considerar que la suma de los momentos nodales en vigas sea aproximadamente 1/2 de la suma momentos de capacidad última en flexión de columnas. En el caso de que la suma de momentos nodales en columnas sea menor a la suma de momentos nodales en vigas, se considerará como momento nodal en columna aquel que se presenta al alcanzar la capacidad última, y que se obtiene como se mencionó en el inciso anterior. En estos casos, el mecanismo de falla y el índice de ductilidad,  $F$ , del elemento que incide en el nudo y que determina la condición de capacidad última, se definirá como el mecanismo de falla y el índice  $F$  de cada nudo. Sin embargo, la relación entre la suma de momentos nodales mencionada anteriormente, podrá modificarse considerando un procedimiento adecuado.

3) Después de determinar los mecanismos de falla y los momentos nodales en la condición de capacidad última para todos los nudos, se determina el mecanismo de falla y la fuerza cortante incidente en el estado de capacidad última de las columnas con el procedimiento siguiente.

Mecanismo de falla de columnas: De los mecanismos de falla de los extremos superior e inferior, se considerará como el mecanismo de falla del elemento aquel que presente un índice de ductilidad  $F$  menor.

Fuerza cortante incidente en la columna al alcanzar la capacidad última  $eQ_u$ :

$eQ_u = (\text{suma de momentos nodales superior e inferior al alcanzar la capacidad última en columna}) / \text{altura de entrepiso}$



**Figura 3.2.22 Mecanismo de falla y momentos nodales**

Nota 1) Cuando  $(M_{col}^{sup} + M_{col}^{inf}) > (M_{viga}^{izq} + M_{viga}^{der})$  los momentos nodales en columna al alcanzar la capacidad última, se tomará igual a la división de  $M_{viga}^{izq} + M_{viga}^{der}$  en dos, el extremo de columna superior y el extremo de columna inferior dependiendo de las rigideces de ambos elementos. También, en caso de no realizar un estudio detallado de distribución de momentos, se podrá considerar la mitad de la sumatoria de momentos en viga para cada extremo de columna. Se considerará como mecanismo de falla nodal el mecanismo de falla de viga.

Nota 2) Cuando  $(M_{col}^{sup} + M_{col}^{inf}) \leq (M_{viga}^{izq} + M_{viga}^{der})$  se considerará como momentos nodales,  $M_{col}^{sup}$  y  $M_{col}^{inf}$ , aquellos que se presenten al alcanzar la capacidad última. Se considerará como mecanismo de falla nodal el mecanismo de falla de columna.

Nota 3) Para calcular los momentos  $M_{col}^{sup}$ ,  $M_{col}^{inf}$ ,  $M_{viga}^{izq}$  y  $M_{viga}^{der}$ , se deberá tomar en cuenta el efecto de la zona rígida de la unión viga-columna.

(b) Para el caso de muros estructurales

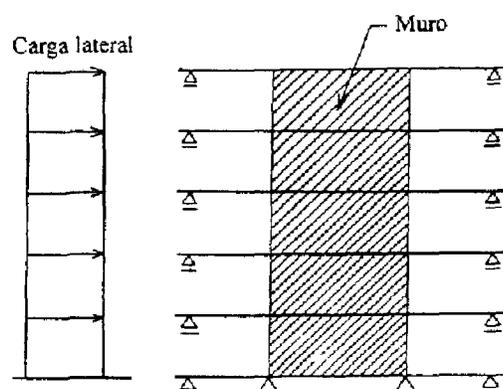
Cuando se tienen muros estructurales continuos, como se muestra en la figura 3.2.23, se hará una modelación extrayendo los marcos resistentes a momento en la vecindad del muro estructural. Al modelo del muro se le aplicará cargas laterales exteriores con distribución adecuada (en el caso de muros restringidos por trabes estructurales, si no se realiza un estudio detallado, se podrá considerar una distribución de cargas externas similar a la empleada para

marcos resistentes a momento con una gran cantidad de crujías). La fuerza lateral al alcanzar la capacidad última del sistema estructural se definirá como el menor valor de los siguientes: la carga lateral calculada cuando se presenta la fluencia por flexión de la base del muro, la carga lateral calculada cuando se presenta la falla por cortante del muro y la carga lateral calculada cuando se presenta la rotación de la estructura de cimentación del muro. Al presentarse esta fuerza lateral equivalente a la capacidad última del sistema estructural, se calcularán los cortantes de entrepiso y se definirán los mecanismos de falla, considerándose como mecanismos de falla del muro de cada entrepiso.

Cuando no se trata de muros estructurales continuos, se planteará un mecanismo de colapso lo más cercano posible a la condición real de falla; se planteará un modelo de análisis considerando las vigas de la vecindad, y se procederá a hacer un análisis similar al planteado para muros estructurales continuos.

Con base en lo anterior, el mecanismo de falla de los elementos verticales se determinará de lo indicado en la tabla 3.2.8.

(iv) El agrupamiento de elementos verticales con base en el mecanismo de falla y en el índice de ductilidad, conjuntamente con el método de cálculo del índice de resistencia, se realizará de manera similar al planteado para el procedimiento de segundo nivel.



**Figura 3.2.23 Muro estructural continuo**

**Tabla 3.2.8 Mecanismo de falla e índice de ductilidad (procedimiento de tercer nivel)**

	Mecanismo de falla	Índice de ductilidad F (conforme a la sección 3.2.3)
1)	Columna en flexión	Igual a la tabla 3.2.7
2)	Muro en flexión	
3)	Columna en cortante	
4)	Muro en cortante	
5)	Columna de comportamiento frágil	Fijo en 3.0
6)	Viga débil en flexión - columna fuerte	Fijo en 1.5
7)	Viga débil en cortante - columna fuerte	Fijo en 3.0
8)	Rotación de la base del muro	

## Comentarios

*El índice de resistencia se representa en forma de coeficiente de cortante en función de la capacidad última de los elementos verticales que conforman la estructura. Para el procedimiento de primer nivel, con base en el área horizontal de columnas y/o muros se determina de modo simplificado la capacidad última de los elementos verticales. Para el procedimiento de segundo nivel, se determinará la capacidad última aproximada de cada elemento partiendo de la hipótesis de que el sistema de piso es infinitamente rígido y resistente, y con base en las dimensiones de los elementos y la distribuciones de acero de refuerzo en los mismos. Para el procedimiento de tercer nivel, nuevamente se determinará la capacidad última de cada elemento vertical, tomando en cuenta el comportamiento conjunto de los mismos, el comportamiento de las uniones entre elementos verticales y horizontales, el efecto de rotación en la base de muros estructurales, etc.*

*El índice de resistencia se define como el valor normalizado de la suma de resistencias últimas de los elementos verticales respecto al peso total de la parte superior de la estructura. Sin embargo, para determinar el índice básico de comportamiento ante sismo  $E_0$ , se considerará el mecanismo de falla y la capacidad de deformación de los elementos verticales, los que se dividirán en grupos y se determinará el valor del índice para cada grupo.*

*El procedimiento específico de cálculo del índice de resistencia, dado que se presenta en forma explícita en la presente norma, se presentan las bases de las ecuaciones para determinar la capacidad última de los elementos para cada nivel de procedimiento, así como los aspectos que se deberán cuidar para los procedimientos.*

### 3.2.2.1 Cuando se usa el procedimiento de evaluación de primer nivel

#### (i) Fundamentos del procedimiento de cálculo para el índice de resistencia

*Para el procedimiento de primer nivel, se asume la resistencia unitaria y se calculará la resistencia de cada elemento con base en el área de la sección transversal. El método de cálculo del índice de resistencia para el procedimiento de primer nivel, seguirá la secuencia mostrada en la figura 3.2.24.*

#### (ii) Respecto a la resistencia unitaria de los elementos verticales <sup>2) 5) 7)</sup>

*La presente norma considera, para el procedimiento de primer nivel, la resistencia por área unitaria en función de los esfuerzo admisibles. Los argumentos en los que se sustenta se indican enseguida.*

#### (a) Esfuerzo de cortante último promedio en columna

*La capacidad última a flexión y cortante en columnas se determina con base en las ecuaciones 3.10 y 3.13, los valores de capacidad dependerán de las diversas relaciones (claro/peralte= $R_h=h_c/D$ ) de los elementos.*

*Donde, los factores que tienen un efecto en la resistencia, se consideran con base en los resultados de inspección en edificios reales y se presentan a continuación. La determinación de cada factor se hace de manera que las ecuaciones se mantengan en el lado de la seguridad <sup>17)</sup>*

$p_t$  (cuantía de refuerzo en tensión)=0.4%,  $F_c$  (resistencia del concreto)=200 kg/cm<sup>2</sup>

$p_w$  (cuantía de refuerzo por cortante)=0.1%

$\sigma_o$  (N/bD: esfuerzo axial promedio)=20 kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_y, \sigma_{wy}$  (esfuerzo de resistencia fluencia de los aceros de refuerzo longitudinal y transversal)=3000 kg/cm<sup>2</sup>

1) Resistencia a flexión:

$$M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND(1-N/bDF_c)$$

de donde

$$M_u/bD^2 = 0.8p_t \sigma_y + 0.5\sigma_o(1-\sigma_o/F_c)$$

Aplicando a esta ecuación los valores anteriores resulta igual a 18.6 kg/cm<sup>2</sup>

Por lo tanto,  $Q_{Mu} = 2M_u/h_o = 37.2bD^2/h_o$

de donde,  $\tau_{Mu} = Q_{Mu}/bD = 37.2/R_h$ , donde  $R_h = h_o/D$

2) Resistencia a cortante

$$\tau_w = \frac{Q_w}{bD} \cong 0.8 \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(F_c + 180)}{M/(Qd) + 0.12} + 2.7\sqrt{p_w \sigma_w} + 0.1\sigma_o \right\}$$

Introduciendo los valores antes mencionados en la ecuación, y considerando que  $M/(Qd) = 0.5R_h$ ,  $p_t^{0.23} = 0.81$ .

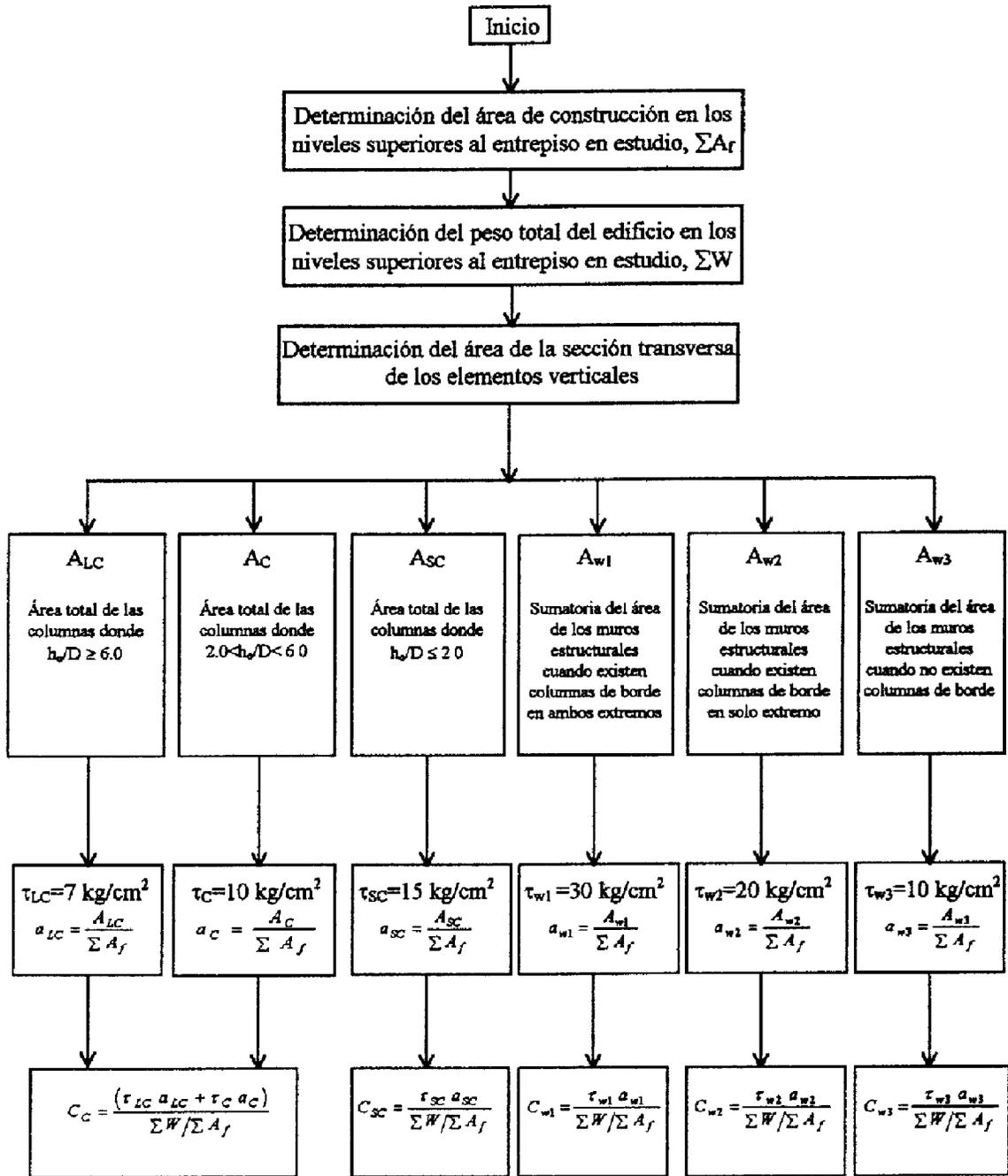
$$\tau_{su} = \frac{12.4}{0.5R_h} + 5.4 \text{ kg/cm}^2$$

Escribiendo a las ecuaciones anteriores para  $\tau_{Mu}$  y  $\tau_{Su}$  en función del término  $R_h(h_o/D)$ , queda como se indica.

$R_h = h_o/D$	1	2	3	4	5	6
$\tau_{Mu}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	37.2	18.6	12.4	9.3	7.4	6.2
$\tau_{Su}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	23.6	15.4	12.3	10.7	9.6	9.1

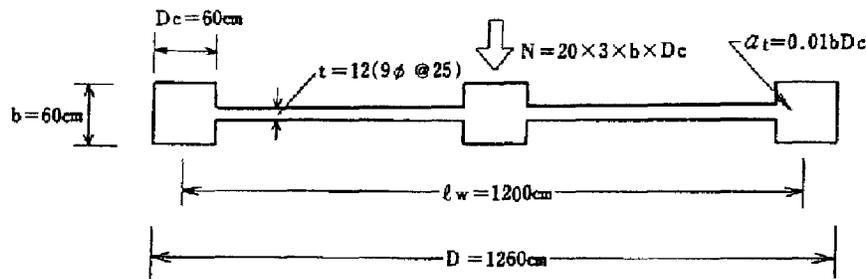
Como se muestra en la tabla anterior, para valores  $h_o/D < 4$ , la capacidad unitaria será superior a los 10 kg/cm<sup>2</sup>; para  $h_o/D = 6$ , el valor se reduce a 6.2 kg/cm<sup>2</sup>; para cuando la relación  $h_o/D = 2.0$ , el valor de capacidad unitaria se incrementa a 15.4 kg/cm<sup>2</sup>.

Entonces se consideró como valor estándar de la capacidad unitaria a 10 kg/cm<sup>2</sup>; para cuando la relación  $h_o/D > 6$ , se considerará el valor de capacidad unitaria como 7 kg/cm<sup>2</sup>; cuando el valor de  $h_o/D < 2.0$ , como es el caso de columnas cortas, la capacidad unitaria se tomará igual a 15 kg/cm<sup>2</sup>.



Nota: Todos los índices de resistencia presentados, finalmente serán corregidos por el factor  $F_d/200$ .

**Figura 3.2.24** Fundamentos de cálculo del índice de resistencia (procedimiento de primer nivel)



**Figura 3.2.25 Sección transversal estándar de muros estructurales**

(b) Capacidad última a cortante de muros estructurales sin aberturas

La sección transversal estándar de un muro de este tipo se tomará igual a la mostrada en la figura 3.2.19.

Las capacidades a flexión y cortante de muros estructurales, se obtienen con base en las ecuaciones 3.12 y 3.13, en las que se considerará el área de la sección transversal antes mencionada, quedando como se presentan enseguida. Donde, la capacidad a cortante del muro, valor obtenido con la ecuación 3.13 de la referencia 17, básicamente será un valor menor al valor promedio y por tanto se considera está del lado de la seguridad.<sup>8) 9)</sup>

1) Capacidad a flexión

$$a_t = 0.1bD_c = 36 \text{ cm}^2$$

$$a_w = 36.0 + 540 \times 2 \times 0.635/25 = 63.43 \text{ cm}^2$$

$$N = 60 \times 60 \times 3 \times 20 = 216.0 \text{ t.}$$

Modificando la ecuación 3.12 para convertirse en un límite inferior, y considerando los valores anteriores

$$\frac{w M_u}{t \ell_w^2} = \frac{a_t}{t \ell_w} \sigma_y + 0.5 \frac{\sum a_w}{t \ell_w} \sigma_{wy} + 0.5 \frac{N}{t \ell_w} = 17.0 \text{ kg/cm}^2$$

También, como se mencionó en la subsección 3.2.2.2 (iii)(b),  $w M_u = 0.5 h_w (w Q)$  (donde  $h_w$  es la altura libre del muro en estudio), valor que considerado en la ecuación anterior,

$$w \tau_{Mu} = \frac{w Q}{t \ell_w} = \frac{2 w M_u}{t \ell_w h_w} = 34.0 \frac{\ell_w}{h_w}$$

2) Capacidad a cortante

$$A_w = 60 \times 60 \times 3 + 1 \times 2 \times 540 \times 2 = 23,760 \text{ cm}^2$$

$$b_e = A_w / D = 18.86 \text{ cm}$$

$$p_{nc} = \frac{0.635}{(25)(18.86)} + \frac{(0.015)(30)(70)^2}{(18.86)(300)} = 0.00692$$

\*Para el segundo término se tomó una sección de (30)(70), con una cuantía de acero de 1.5%, y la viga se consideró a 300 cm siendo la altura de entrepiso.

$$2.7\sqrt{3,000 p_{we}} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_o = 216,000/23,760 = 9.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_{te} = \frac{36}{23,760} = 0.152 \% \quad p_{te}^{0.23} = 0.647$$

$$\frac{M}{Qd} = \frac{0.5h_w}{\ell_w} \frac{1,200}{1,230} = 0.488 \frac{h_w}{\ell_w}$$

de donde,

$$\begin{aligned} r_{su} &= \frac{Q_{su}}{t\ell_w} = 0.8 \frac{b_e D}{t\ell_w} \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 180)}{\sqrt{M/Qd + 0.12}} + 2.7\sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_o \right\} \\ &= \frac{17.05}{\sqrt{0.488h_w/\ell_w + 0.12}} + 17.4 \end{aligned}$$

$h_w/\ell_w$	0.5	1	1.5	2.0
wTMu	68.0	68.0	22.7	17.0
wTSu	45.7	39.3	35.9	33.7

Como se observa de la tabla anterior, aun para secciones transversales iguales, la capacidad unitaria varía grandemente en función de la relación  $h_w/\ell_w$ ; sin embargo, para valores de  $h_w/\ell_w$  menores que 1, las resistencias de cortante y flexión superan holgadamente a los 30 kg/cm<sup>2</sup>. Generalmente, la relación de aspecto de los muros estructurales puede pensarse que presenta grandes variaciones, pero debido al efecto de las vigas de borde aún para muros esbeltos puede pensarse que la relación  $h_w/\ell_w$  será cercana a la unidad.

También, aunque la relación  $h_w/\ell_w$  sea grande, de modo que se presenten resistencias a cortante superiores a 30 kg/cm<sup>2</sup> que serán superiores a las resistencia por flexión, se considera de manera simplificada el considerar el valor de 30 kg/cm<sup>2</sup>.

(c) Respecto a la resistencia unitaria de otro tipo de muros

Respecto a los muros que cuentan con una sola columna de borde, se dice que puede considerarse como un muro con una abertura. Para este tipo de muros es difícil establecer una resistencia unitaria; sin embargo, tomando un límite superior de la abertura en muros dentro de la ecuación indicada en el inciso 1), se puede pensar que la resistencia será del orden del 70% de aquella para un muro sin abertura; o bien, considerando los resultados experimentales de modelos a gran escala llevados a la falla en edificios a base de muros (inciso 2)), la capacidad última a cortante promedio es de aproximadamente 20 kg/cm<sup>2</sup> <sup>19)</sup>, por lo que con el fin de uniformizar se considera una resistencia de 20 kg/cm<sup>2</sup>

También, la resistencia de muros sin columnas de borde, presentan variaciones importantes en la altura libre, nivel de carga axial, la cantidad de acero de refuerzo en los extremos, etc., por lo que en la presente norma se considera provisionalmente la resistencia igual a 1/2 de la resistencia anterior. Este valor, (inciso 1) se considera adecuado como resistencia unitaria de estructuras de mediana altura estructuradas a base de paneles, usadas con frecuencia en los años recientes. <sup>20)</sup>

(iii) Respecto a la modificación del índice de resistencia en función de la resistencia a la compresión del concreto.

Como se nota de las ecuaciones 3.7, 3.8 y 3.9 para calcular el índice de resistencia de elementos verticales, se modifica dependiendo del valor de  $F_c$ . Esto debido a que como se mencionó anteriormente, las capacidades unitarias de los elementos en la gran mayoría son función de  $F_c$ , y el valor estándar considerado para determinar estas resistencias unitarias es de  $F_c=200 \text{ kg/cm}^2$ . Se sabe que la mayoría de los edificios actuales tienen concreto con resistencia menor a  $200 \text{ kg/cm}^2$ , además los procedimientos de habilitado del mismo era defectuosos, por lo que se considera necesario el tomar en cuenta estos efectos dentro de un factor corrector como la relación  $F_c/200$ .

(iv) Aspectos a cuidar en la selección de la resistencia unitaria de elementos verticales

Como se mencionó anteriormente, con el propósito de facilitar el procedimiento de cálculo se proponen diversas formulaciones para calcular la resistencia unitaria de los elementos verticales; la adecuación de estas propuestas se estudió comparando los resultados considerando las ecuaciones simplificadas con los resultados obtenidos de daños por sismo en edificios, así existen algunas publicaciones donde se concluye que empleando las ecuaciones simplificadas propuestas en la presente norma se obtienen resultados adecuados.<sup>15) 21)</sup> También en las publicaciones del Ministerio de la Construcción editadas en 1981 se emplean o proponen las mismas ecuaciones simplificadas.<sup>22)</sup> Sin embargo, en algunos casos como los presentados enseguida, las propuestas para determinar la resistencia unitaria resulta excesiva por lo que requiere precaución en su uso.

(a) Para la resistencia unitaria de columnas de marcos donde la sección transversal de la viga que llega a la unión es pequeña, y por lo tanto la cantidad de acero de refuerzo en la misma es escaso (cuando el comportamiento es dominado por la flexión, se pueden presentar resistencias de  $1/2$  el valor obtenido con la propuesta simplificada).

(b) Para la resistencia unitaria de muros aislados de gran esbeltez y ausencia de trabes intermedias (cuando el comportamiento es dominado por flexión o rotación del muro, se pueden presentar resistencias de  $1/2$  el valor obtenido con la propuesta simplificada. Pero para los procedimientos de segundo y tercer nivel, cuando la resistencia del muro resulte pequeña, generalmente el valor del índice de ductilidad será grande, por lo que considerando este comportamiento el valor supuesto no resulta sobrevalorado).

(c) Para muros dentro de estructuras de marcos o muros con una sola columna de borde, en los que la altura de entrepiso sea grande (el comportamiento será básicamente dominado por la flexión, y la resistencia del elemento se verá reducida).

### 3.2.2.2 Cuando se usa el procedimiento de evaluación de segundo nivel

(i) Principios básicos en el cálculo del índice de resistencia

El cálculo del índice de resistencia en el procedimiento de segundo nivel se hará conforme se muestra en el diagrama de flujo de la figura 3.2.26.

(ii) Respecto al cálculo de la capacidad última de los elementos verticales