

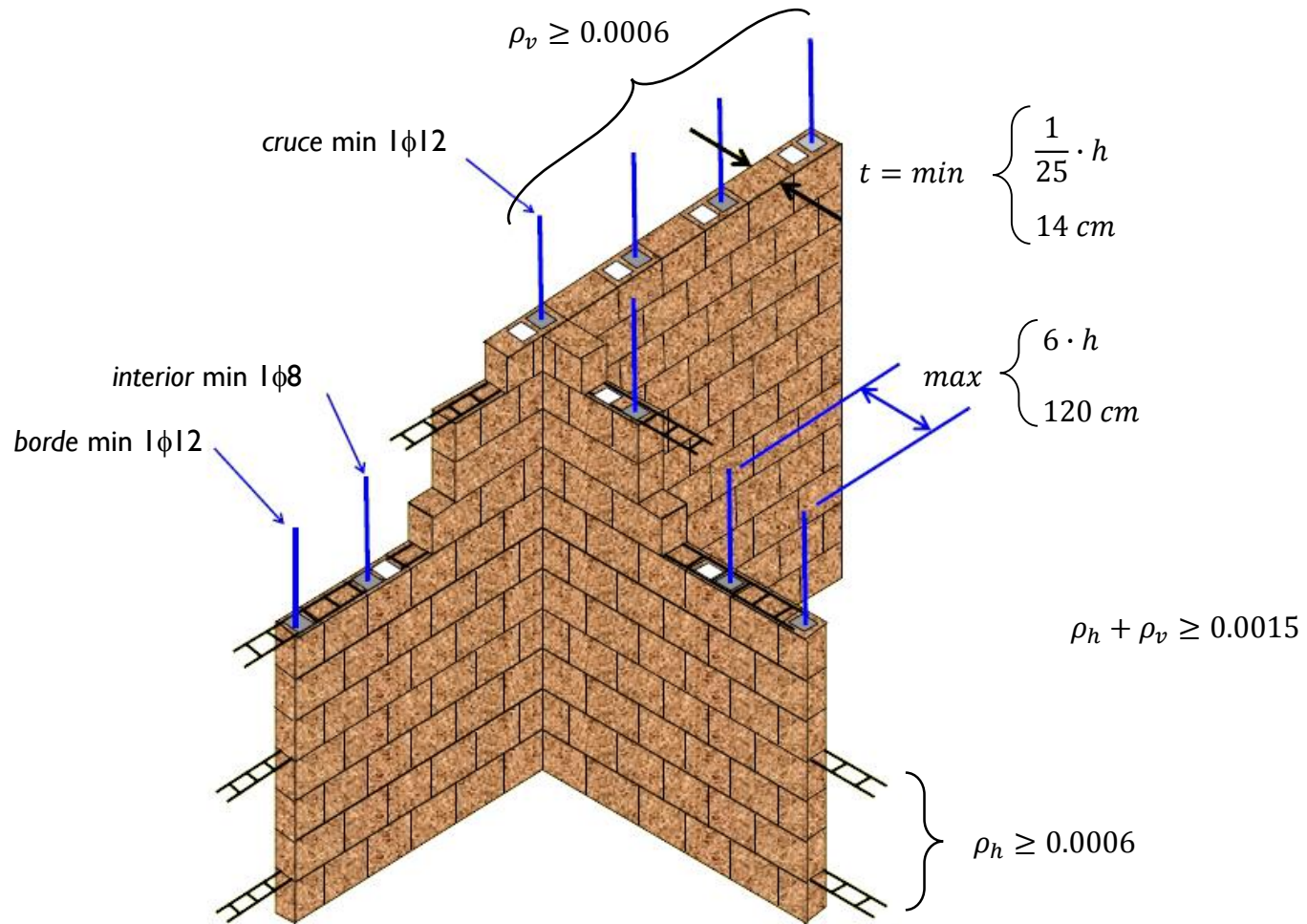
CI5223 – DISEÑO DE ALBAÑILERÍA ESTRUCTURAL

DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA ARMADA

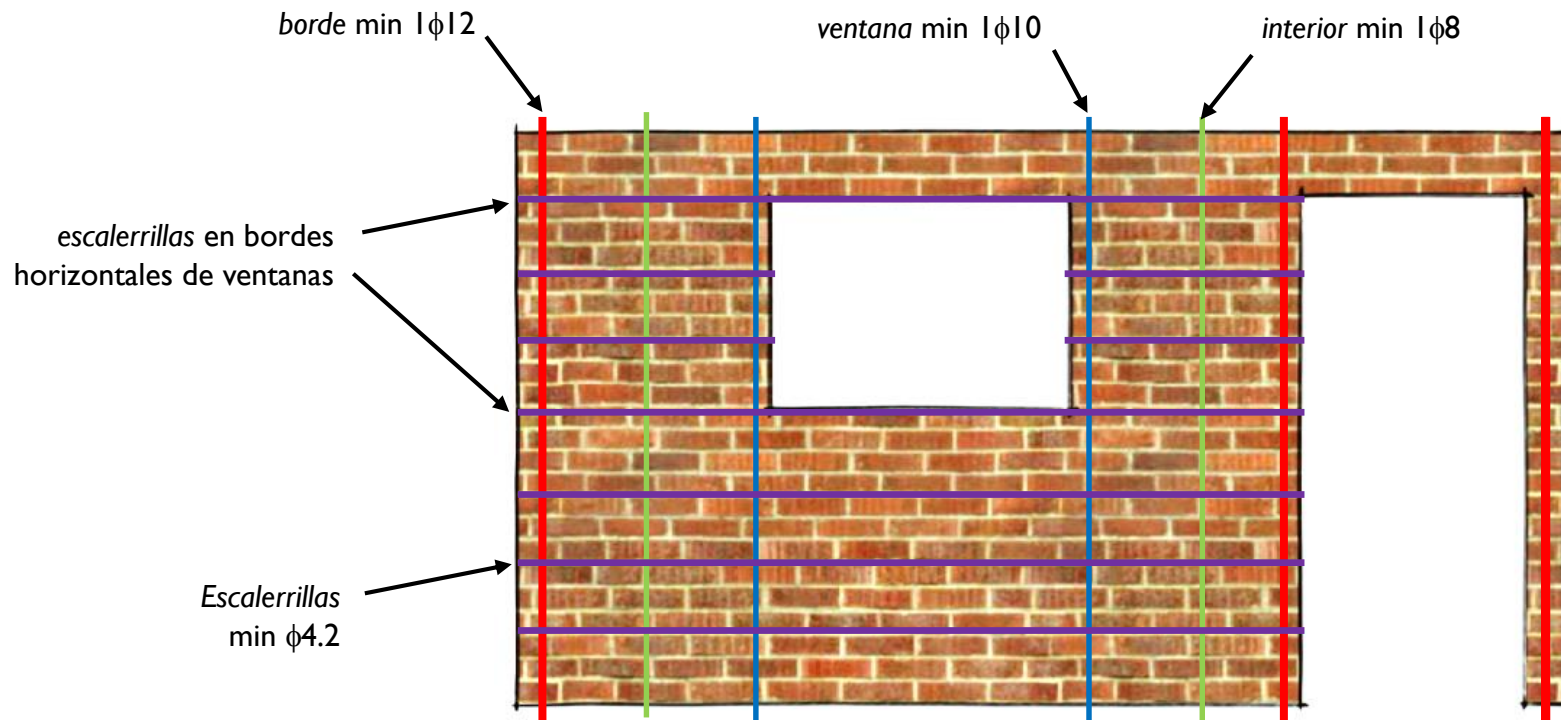
Primavera 2017



Diseño de muros de albañilería armada



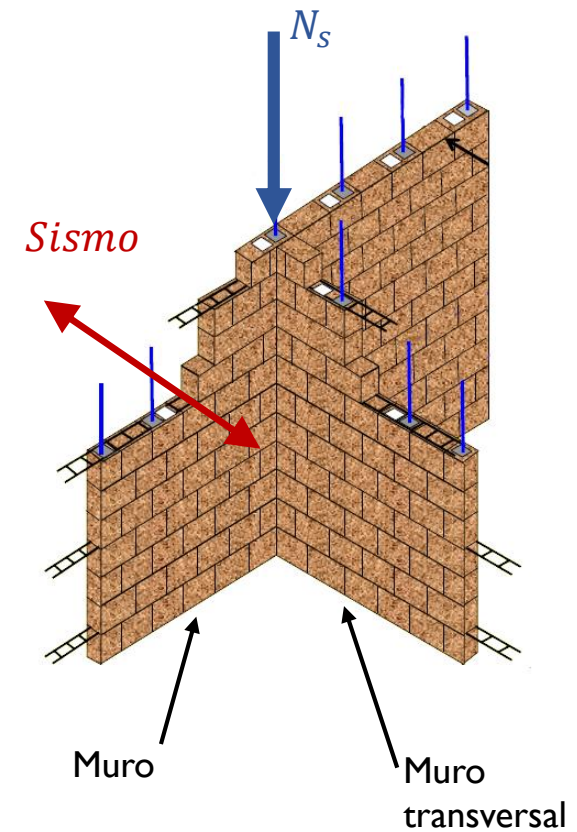
Diseño de muros de albañilería armada



Criterios generales de diseño

□ Accion perpendicular a su plano

- I. Efecto conjunto de las barras de refuerzo distribuidas y del paño de albañilería
 - a. Las barras de refuerzo y la albañilería resisten en forma conjunta los momentos de flexión que producen este tipo de acción.
 - b. Los momentos de flexión se calculan modelando los muros como losas planas. Para este efecto se consideran como apoyos los elementos siguientes:
 - Los muros perpendiculares.
 - Las cadenas de hormigón armado ubicadas en los bordes horizontales del muro.
 - Las losas de hormigón armado que conforman los sistemas de pisos.
 - Las columnas/machones de hormigón armado que pudieran existir en los bordes verticales del muro.

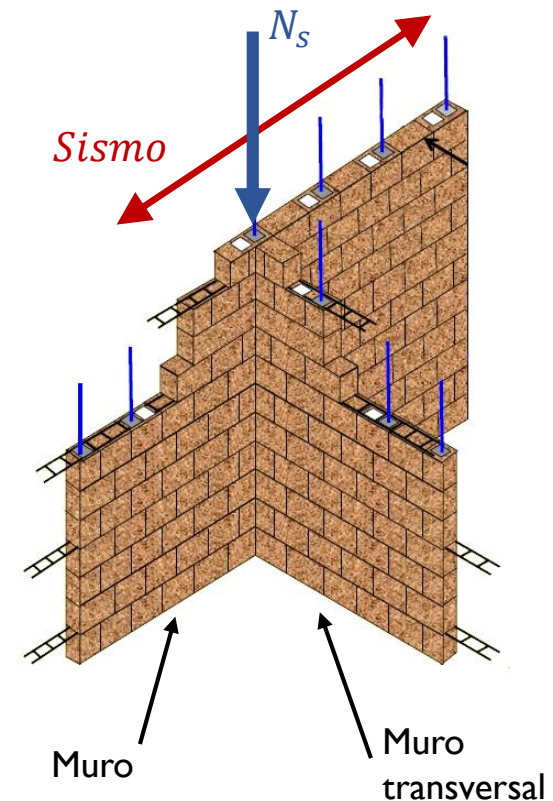


Criterios generales de diseño

☐ Acciones contenidas en el plano del muro

I. Paño de albañilería

- Por hipótesis de cálculo se acepta que sólo el **paño de albañilería** resiste el esfuerzo axial de compresión (N_s) y determina la rigidez del muro, considerando las propiedades geométricas de la sección no agrietada.
- Para los efectos de calcular las propiedades geométricas de la sección transversal de un muro se debe considerar la **contribución de los muros transversales** que interactúan con el muro (NCh1928, punto 6.4.4; MSJC-2008, 1.9.4.2.3). Para ello basta que los muros se construyan trabados entre sí y en tal caso se debe considerar en el diseño el **flujo de corte** que se producen por esta interacción (MSJC-2008, 1.9.4.2.4).



MSJC-2008, I.9.4.2.4

“La **transferencia de flujo de corte** debe hacerse de modo que la tensión tangencial (τ_m) no supere las tensiones admisibles aceptadas para la albañilería (τ_0).”

□ Según el método de diseño por tensiones admisibles:

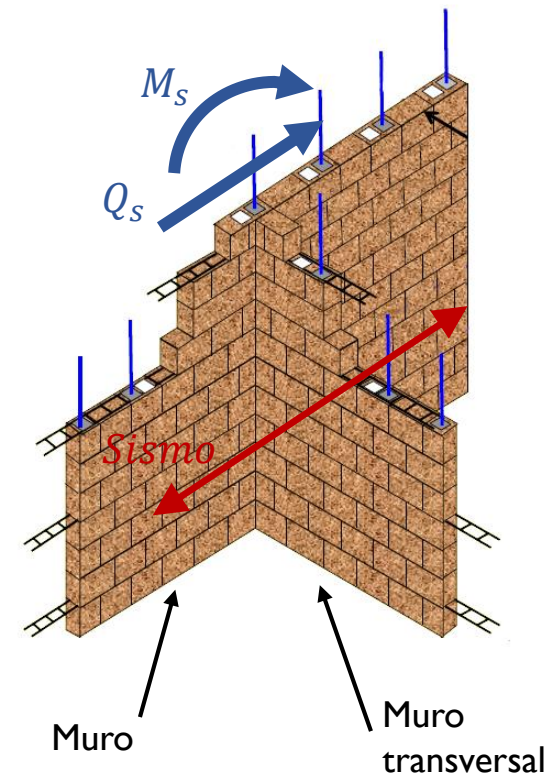
$$\tau_m = \frac{Q_s(x) \cdot S^*(y_0)}{I(x) \cdot t} \leq \tau_0$$

Criterios generales de diseño

☐ Acciones contenidas en el plano del muro

2. Efecto conjunto albañilería y barras de refuerzo

- a. Las barras de refuerzo (verticales y horizontales) y la albañilería **resisten** el momento de **flexión solicitante** (M_s) y el esfuerzo de **corte solicitante** (Q_s).
- b. Además de contribuir en la **resistencia**, las barras de refuerzo proporcionan la **capacidad de deformación inelástica** y la **capacidad de disipar energía**, mientras sean por lo menos mayores o iguales a las **cuantías mínimas** recomendadas (ver NCh1928).



Diseño por resistencia con el método de tensiones admisibles

□ Marco de referencia: Norma NCh1928

I. Diseño ante una fuerza de compresión axial

- Hipótesis de cálculo:
Las **barras de refuerzo vertical no contribuyen a resistir** este esfuerzo.
- Cálculo de la tensión normal solicitante: $f_c = N_s/A_e$
- Condición de diseño: $f_c \leq F_a$
- Tensión admisible de compresión axial de la albañilería, F_a :

$$F_a = 0.2f'_m \cdot \phi_e \quad (\text{caso con inspección especializada})$$

Donde:

ϕ_e = factor de reducción por esbeltez $[1 - (h/40t)^3]$

t = espesor del muro

h = es el menor valor entre la longitud de **pandeo vertical** y la **distancia libre entre soportes laterales**.

Diseño por resistencia con el método de tensiones admisibles

□ Longitud de pandeo vertical

- Para calcular la **longitud de pandeo vertical** se recomienda considerar los valores de k_e de la Tabla I, resultando:

$$h = k_e \cdot h_a$$

Donde:

h_a = distancia entre el borde superior e inferior del muro (altura del muro)

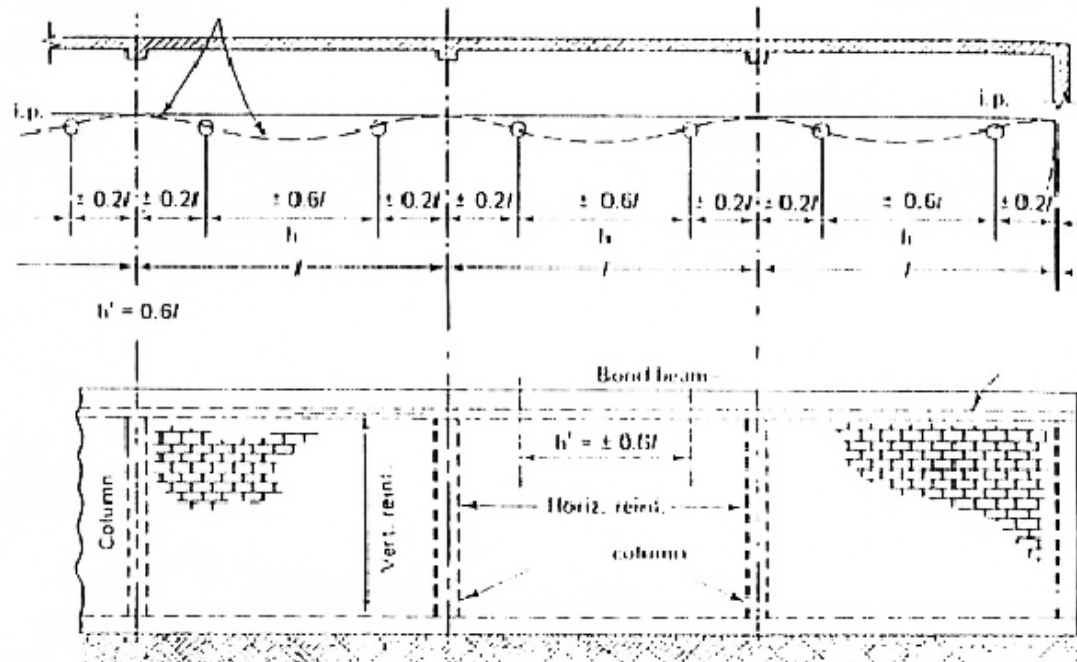
Tabla I - Valores de k_e recomendados

	Condición de apoyo	k_e
Caso a	Traslación impedida, rotación libre en ambos extremos:	1.0
Caso b	Traslación impedida, rotación libre en un extremo e impedida en el otro:	0.7
Caso c	Traslación libre de un extremo e impedido de rotar, rotación libre en el otro extremo:	2.0
Caso d	Traslación libre de un extremo no impedido de rotar, rotación impedida en extremo opuesto:	2.0

Diseño por resistencia con el método de tensiones admisibles

□ Longitud de pandeo lateral

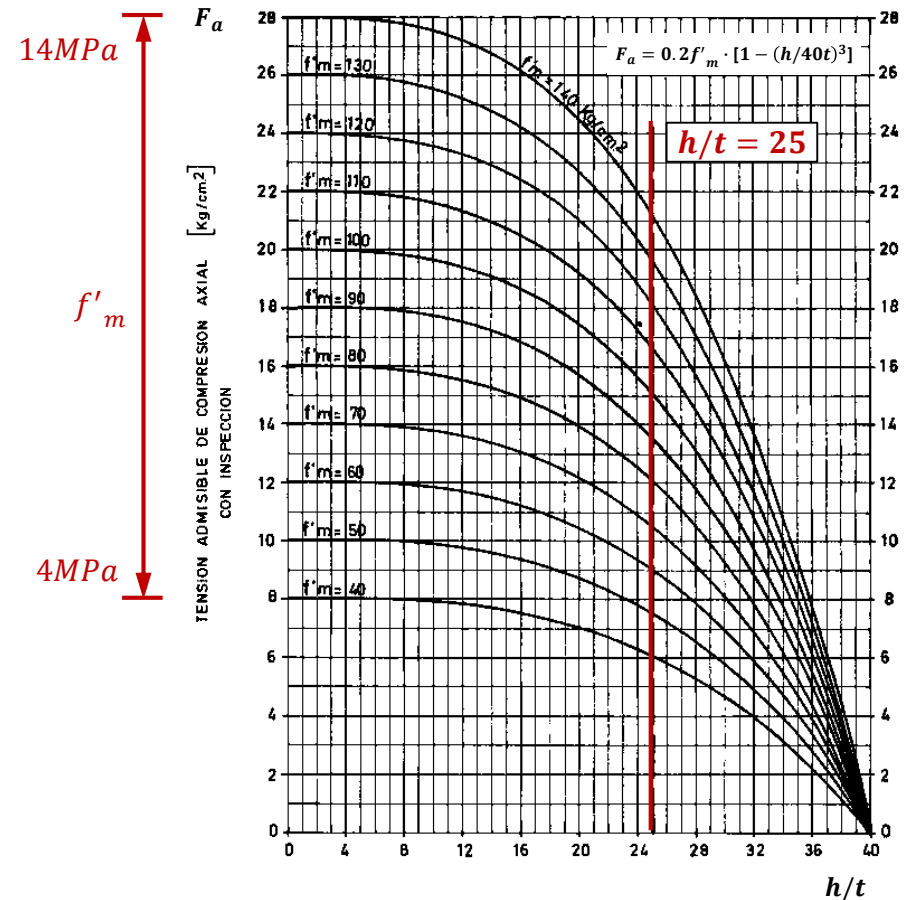
- Cuando el muro está **apoyado lateralmente**, debe considerarse la situación como un problema biaxial y así la longitud de pandeo es la menor entre la longitud de pandeo vertical y la longitud de pandeo lateral
- Para calcular la **longitud de pandeo lateral** puede utilizarse en forma conservadora la distancia entre los apoyos laterales verticales del muro.
- Cuando los apoyos son **más de dos**, esta longitud se puede considerar **igual al 60%** de la distancia entre apoyos laterales verticales.



Diseño por resistencia con el método de tensiones admisibles

□ Longitud de pandeo lateral

- En la tabla se entregan los valores del **factor de reducción** por esbeltez (ϕ_e) para diferentes valores de la relación h/t .
- En la figura se grafican los valores de la **tensión admisible** F_a que resultan de aplicar la norma NCh1928 para el caso en que **se construya con inspección especializada**.
- La línea vertical trazada en h/t **igual a 25**, delimita los casos posibles si se considera la limitación de esbeltez que establece la norma NCh1928 para los muros (artículo 6.4.1.1)



FACTOR REDUCCION R Y TENSION ADMISIBLE DE COMPRESION AXIAL

$$\text{FACTOR DE REDUCCION } R = [1 - (h/40t)^3]$$

h/t	R	h/t	R	h/t	R	h/t	R	h/t	R
1	1.000	6	0.997	11	0.979	16	0.936	21	0.855
2	1.000	7	0.995	12	0.973	17	0.923	22	0.834
3	1.000	8	0.992	13	0.966	18	0.909	23	0.810
4	0.999	9	0.989	14	0.957	19	0.893	24	0.784
5	0.998	10	0.984	15	0.947	20	0.875	25	0.756

h = Altura efectiva
 t = Espesor del muro

Norma Colombiana NSR-10-Apendice D-I

□ Tensión axial admisible:

$$F_a = 0.2f'_m \cdot R_e$$

Donde:

$$R_e = \begin{cases} 1 - \left[\frac{h'}{42t} \right]^2 & \text{para } h'/t \leq 30 \\ \left[\frac{h'}{42t} \right]^2 & \text{para } h'/t > 30 \end{cases}$$

Mayor reducción que NCh1928
 $R_e < \phi_e$

h'/t	R_e/ϕ_e
10	0.958
15	0.921
20	0.884

h' = altura efectiva del muro, mm.

t = espesor efectivo de la sección para evaluar el efecto de pandeo.

f'_m = resistencia prismática de la albañilería.

Diseño por resistencia con el método de tensiones admisibles

2. Diseño a flexión y compresión

➤ Hipótesis de cálculo

1. La albañilería trabaja como un **material homogéneo**.
2. La albañilería **no resiste tracción**.
3. Las secciones transversales planas **permanecen planas al deformarse** el muro.
4. Las barras de refuerzo están **embebidas y perfectamente adheridas a la albañilería**.
5. La relación tensión-deformación tanto en la **albañilería** como en el **acero** es **lineal**.
6. Los módulos de elasticidad de la **albañilería** (E_m) y del **acero** (E_s) **permanecen constantes**.

Comp.
elástico-
lineal

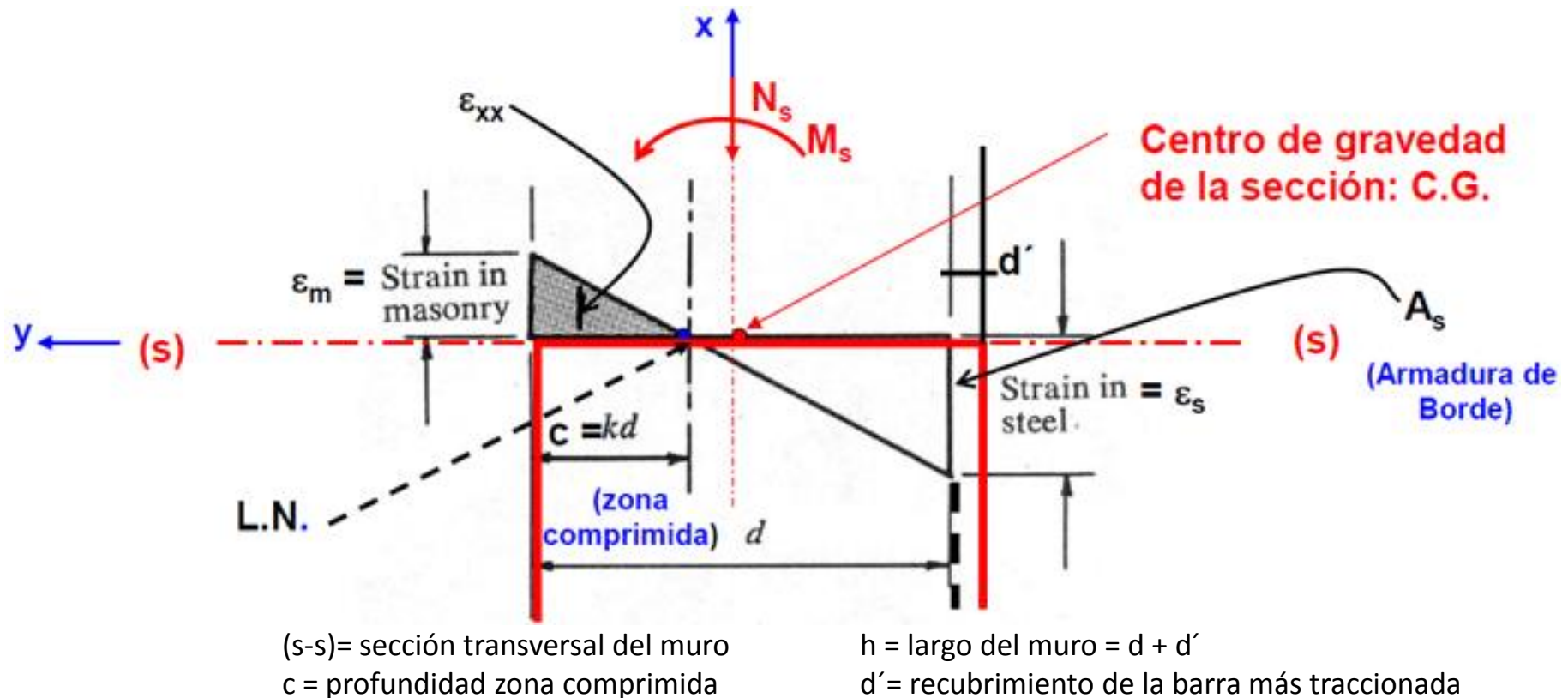
Nota: Con la excepción de las hipótesis 5 y 6, el resto de hipótesis también se usan en el método de **Diseño a la Rotura** para determinar la resistencia a la flexión de un muro de A.A.

Análisis de las hipótesis básicas

□ Hip. 2: “Las secciones transversales planas se conservan planas al deformarse”.

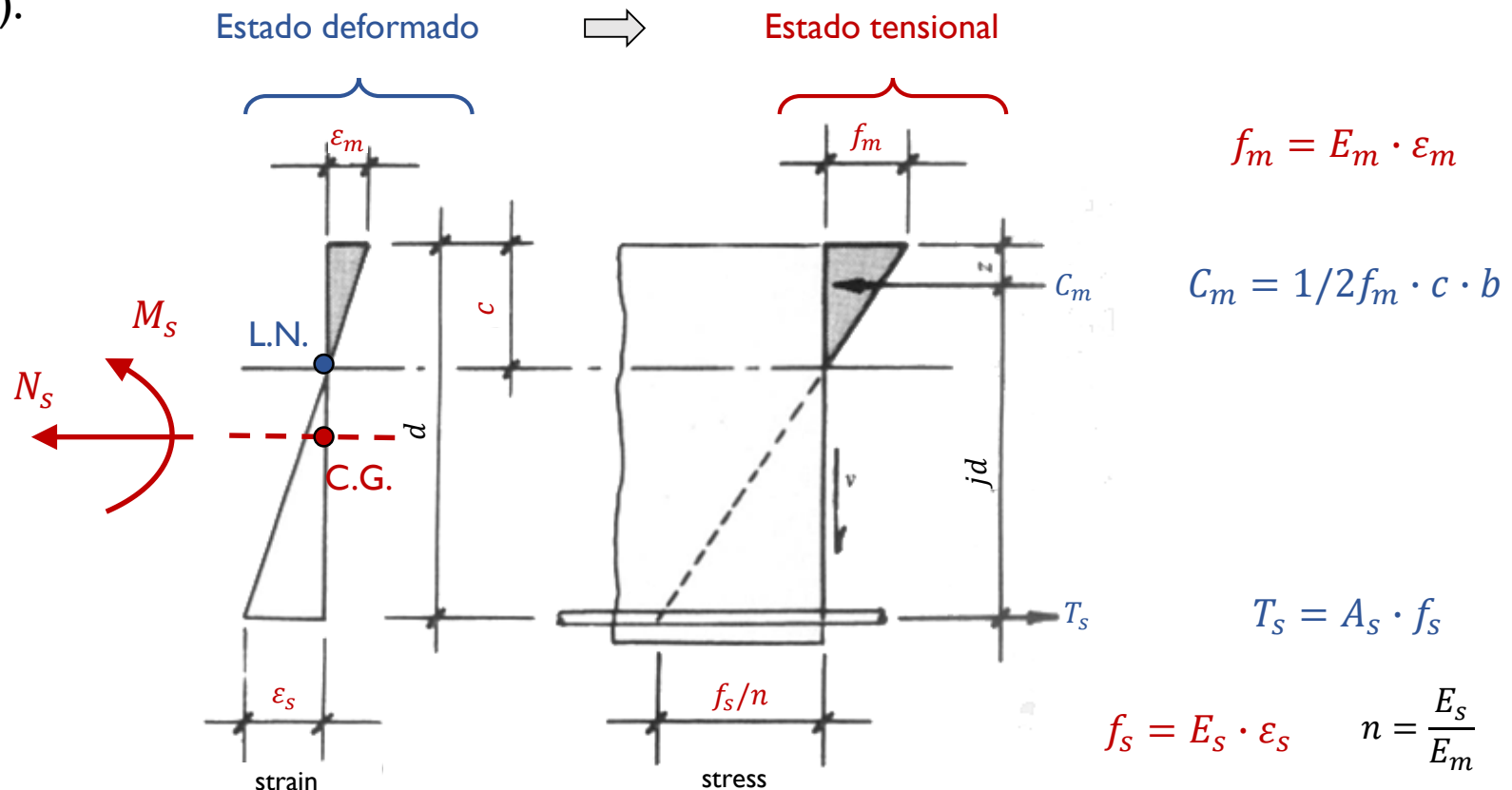


Las **deformaciones unitarias axiales** (ϵ_{xx}) tanto en la albañilería como en las barras de acero son proporcionales a la distancia a la línea neutra (L.N.).



Análisis de las hipótesis básicas

- ❑ Hip. 5: “Las tensiones normales de compresión en la albañilería se distribuyen linealmente de acuerdo con la ley de Hooke (comportamiento elástico lineal).”
- ❑ Hip. 6: “Las tensiones en las barras de acero deben considerarse iguales al producto del módulo de elasticidad del acero (E_s) por la deformación unitaria axial de la barra (ε_s).”



Análisis de las hipótesis básicas

❑ Hip. 4: “La adherencia entre la albañilería y las barras de refuerzo es perfecta.”



Lo que se deforman las barras de refuerzo es igual a lo que se deformaría la albañilería en la posición de la barra.

Limitaciones de diseño

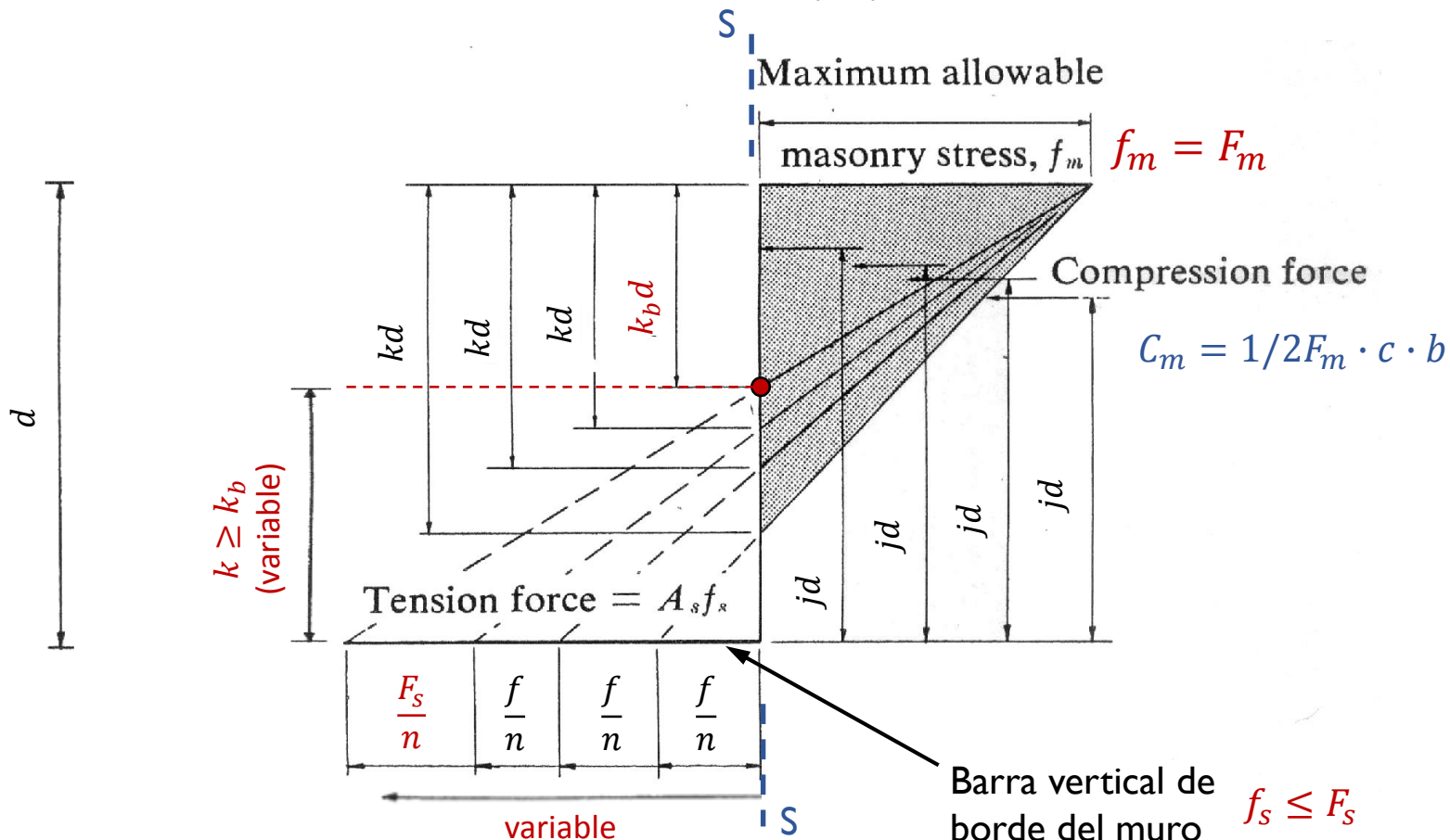
1. Las tensiones en la albañilería y en las barras de refuerzo **no deben superar** los **valores admisibles** (F_m , F_s).
2. La tensión de compresión debido a la fuerza axial de compresión, actuando sola, **no debe** superar el **valor admisible** de la tensión de compresión por fuerza axial de la albañilería (Artículo 5.2.6.b de NCh1928).



- ❑ Limitación I: La **capacidad resistente** de una sección transversal se alcanza cuando en uno o en ambos materiales (acero y albañilería) se alcanza la **tensión admisible**.

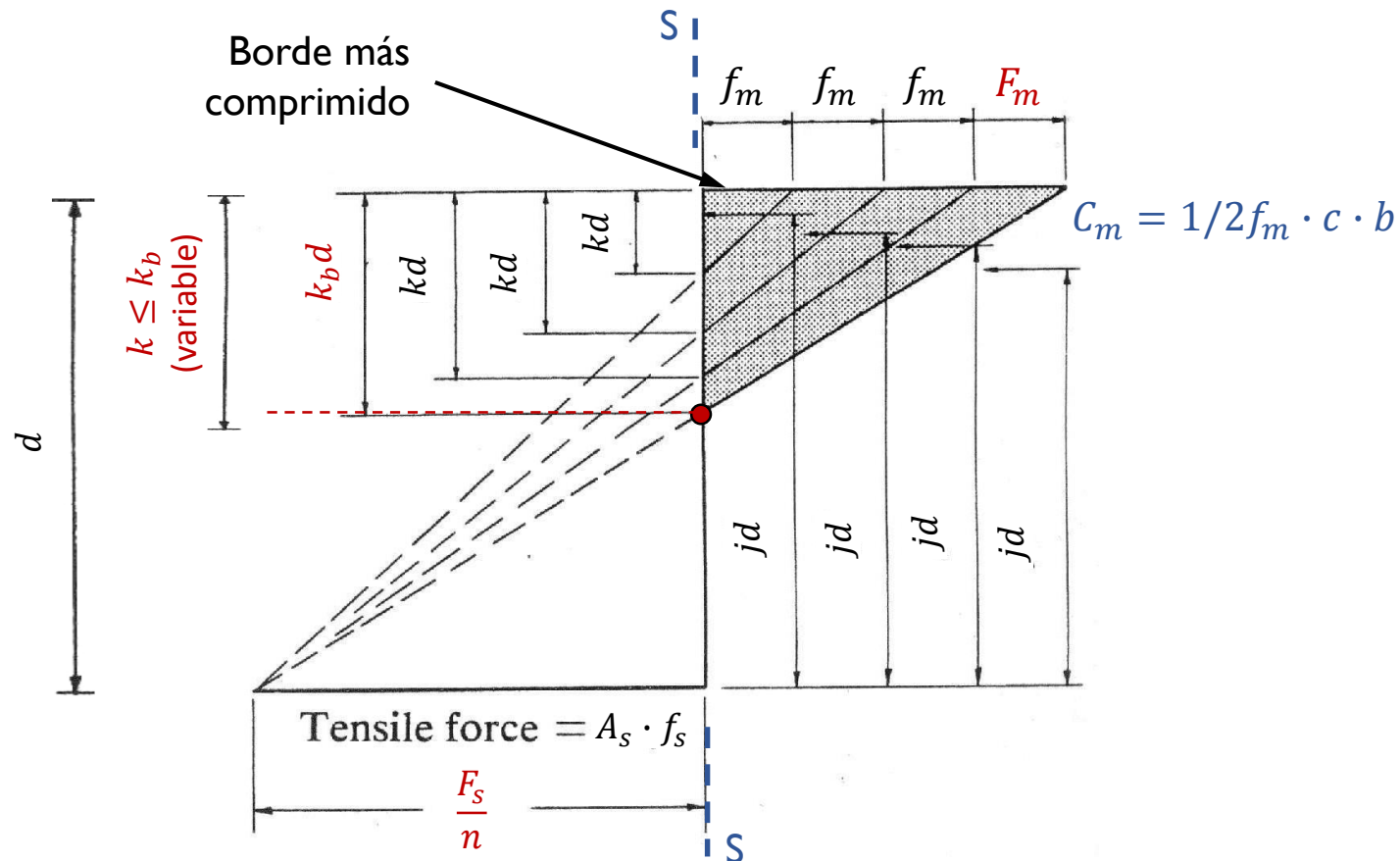
Limitaciones de diseño

- ❑ La albañilería alcanza la tensión admisible (F_m)



Limitaciones de diseño

- ❑ La barra de refuerzo A_s alcanza la tensión admisible (F_s)



Ecuaciones de diseño

- ❑ Desde el punto de vista de los esfuerzos que actúan en la sección, el **esfuerzo axial solicitante** (N_s) está determinado principalmente por las **acciones de peso propio y sobrecarga**, en cambio el **momento de flexión** (M_s) y el **esfuerzo de corte solicitante** (Q_s) por la **acción del sismo**.
- ❑ Cuando se realiza el diseño de flexión compuesta (flexo-compresión) se pueden producir **cuatro situaciones**, las que quedan determinadas por la **profundidad del bloque de compresión** (c).

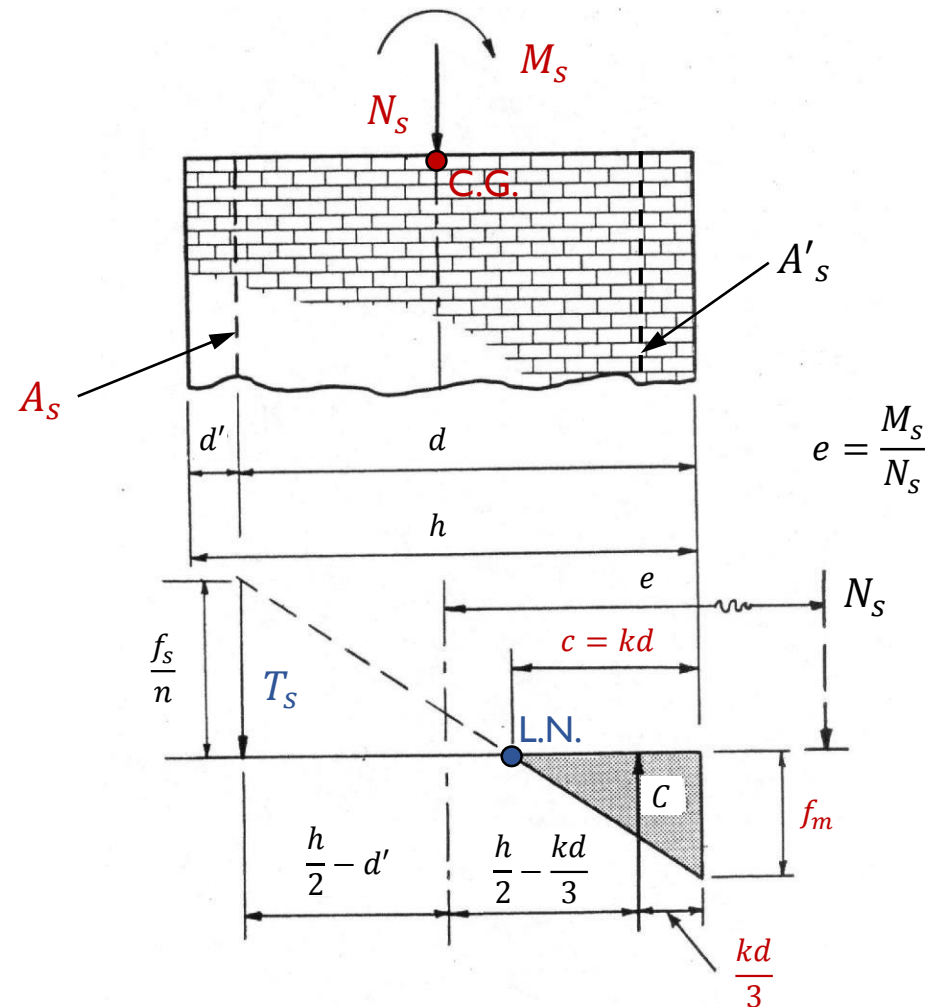
Ecuaciones de diseño

❑ Caso de un muro de sección rectangular

h = largo del muro

A_s, A'_s = área de las barras verticales de borde

e = excentricidad de la carga vertical



Ecuaciones de diseño

❑ Caso I:

“La sección se encuentra totalmente comprimida ($c \geq h$).”

- Esta situación se produce cuando el **centro de solicitación** se ubica dentro del núcleo central de la sección transversal. Para una sección transversal rectangular de alto h (largo del muro) y ancho b (espesor del muro), esto ocurre cuando:

$$e = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6}$$

➤ Ecuaciones de diseño:
$$\frac{N_s}{A_e} + \frac{M_s}{I_e} \cdot \frac{h}{2} \leq F_m$$

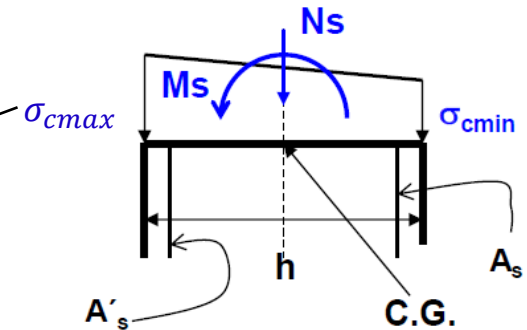
- Sección no agrietada

A_e = área de la sección transversal de cálculo.

I_e = momento de inercia de la sección transversal de cálculo.

F_m = tensión admisible de compresión por flexión de la albañilería (ver Tabla I NCh1928).

- Barra de **refuerzo vertical** de borde (A_s), igual a la mínima recomendada por la norma (NCh1928) $\Rightarrow 1\phi 12 \text{ mm}$



Ecuaciones de diseño

❑ Caso II:

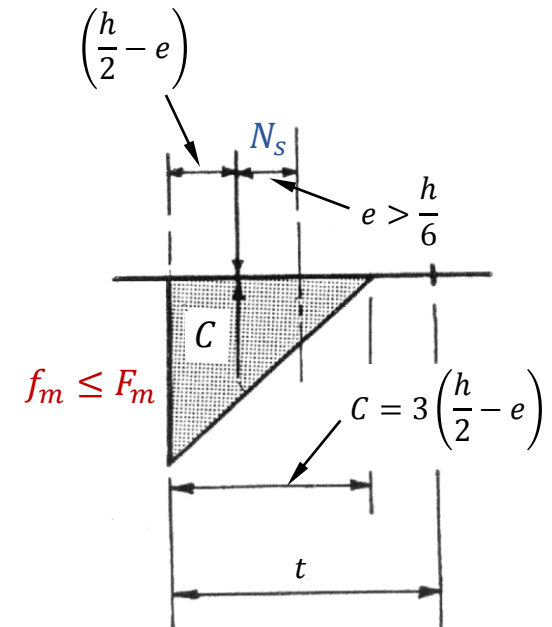
- La profundidad del bloque de compresión (c) es tal que no hay ninguna barra de refuerzo vertical en tracción, cumpliéndose que:

$$d \leq c = 3 \cdot \left(\frac{h}{2} - e \right) < h$$

d = ubicación del refuerzo vertical de borde en tracción más distante de la fibra más comprimida.

- Ecuaciones de diseño: $f_m = \frac{2 \cdot N_s}{3 \cdot \left(\frac{h}{2} - e \right) \cdot b} \leq F_m$

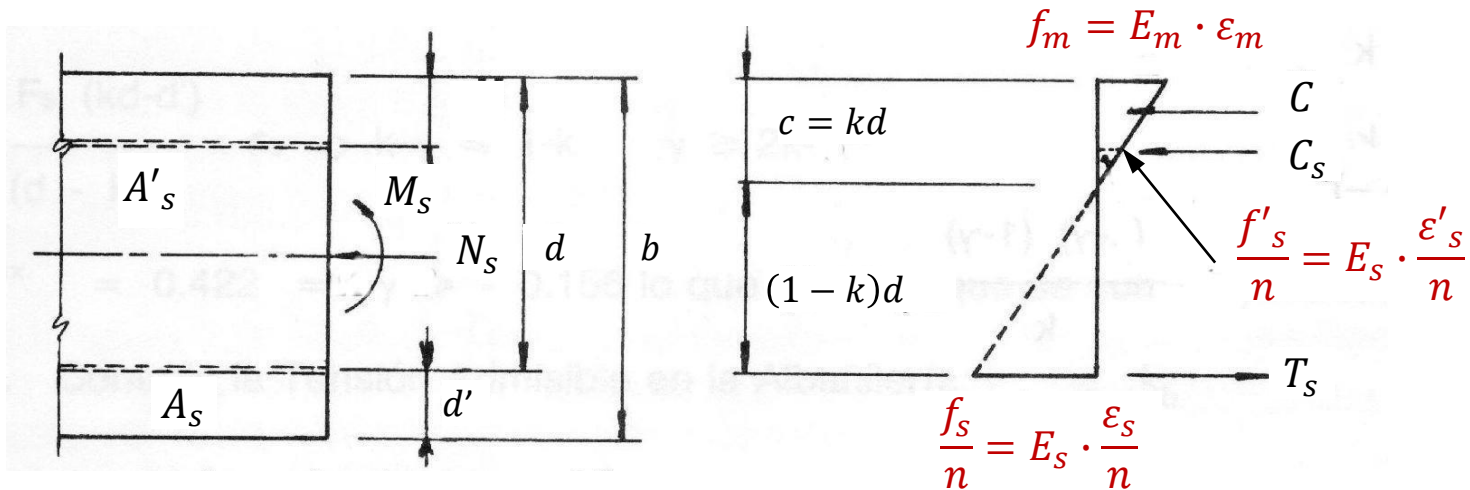
- Barra de **refuerzo vertical** de borde (A_s), igual a la mínima recomendada por la norma (NCh1928) $\Rightarrow 1\phi 12 \text{ mm}$



Ecuaciones de diseño

❑ Caso III y IV:

- Estos dos casos se presentan cuando la distribución de deformaciones axiales de la sección transversal genera **tensiones de tracción en las barras de refuerzo verticales**.
- Para establecer las **ecuaciones de diseño** en cada uno de estos casos, se debe tener en cuenta que el estado de tensiones normales que se produce en la sección transversal es el que se muestra en la figura.



Ecuaciones de diseño

❑ Caso III:

$$\triangleright f_m = F_m$$

$$\triangleright f_s < F_s \wedge f'_s < F_s$$

$$\triangleright c_b < c < d \quad \vee \quad k_b < k < 1$$

$$k = \frac{c}{d}$$

$$\triangleright c_b = k_b \cdot d \quad (\text{profundidad bloque de compresión para la condición de balance})$$

❑ Caso IV:

$$\triangleright f_m < F_m$$

$$\triangleright f_s = F_s \wedge f'_s < F_s$$

$$\triangleright c \leq c_b \quad \vee \quad k < k_b$$

- ❑ De las condiciones anteriores, se observa que la “condición de balance” separa ambos casos. Esta condición se produce cuando tanto la barra de refuerzo en tracción más distante del borde comprimido como el borde comprimido alcanzan simultáneamente las tensiones admisibles del acero (F_s) y de la albañilería (F_m), respectivamente.

Ecuaciones de diseño

❑ Condición de Balance: $c_b = k_b \cdot d$

➤ Teniendo en cuenta que las secciones planas permanecen planas al deformarse, se cumple:

$$\frac{\varepsilon_{mb}}{\varepsilon_{sb}} = \frac{k_b \cdot d}{d - k_b \cdot d}$$

❑ Considerando que el **comportamiento de los materiales es elástico lineal**, la relación anterior puede expresarse en función de las tensiones, las que en este caso son las **tensiones admisibles F_s y F_m** , resultando:

$$\frac{F_m/E_m}{F_s/E_s} = \frac{k_b \cdot d}{d - k_b \cdot d}$$

❑ Despejando k_b se obtiene:

$$k_b = \frac{n}{n + \frac{F_s}{F_m}}$$

$$n = \frac{E_s}{E_m}$$

Ecuaciones de diseño

□ Nota:

De acuerdo con los valores de (E_s , E_m , F_s y F_m), recomendados por la norma NCh1928, los valores de k_b varían entre 0.485 o 0.185 cuando se usa un acero de calidad A44-28H⁽¹⁾, si se considera que:

- $E_s = 210,000 \text{ MPa}$
- $E_m = 700 \cdot f'_m$ ○ $E_m = 800 \cdot f'_m$
- $F_m = 0.33 \cdot f'_m$ ○ $F_m = 0.166 \cdot f'_m$ (caso estático)
- $F_m = (0.33 \cdot f'_m) \times 1.33$ ○ $F_m = (0.166 \cdot f'_m) \times 1.33$ (caso sísmico)
- $F_s = 140 \text{ MPa}$ (estático) ○ $F_s = 185 \text{ MPa}$ (sísmico)
- No depende de f'_m

⁽¹⁾A440-280H según NCh204.OF.2006

Ecuaciones de diseño

□ Nota:

De acuerdo con los valores de (E_s , E_m , F_s y F_m), recomendados por la norma NCh1928, los valores de k_b varían entre 0.436 o 0.160 cuando se usa un acero de calidad A63-42H⁽¹⁾, si se considera que:

- $E_s = 210,000 \text{ MPa}$
- $E_m = 700 \cdot f'_m$ ○ $E_m = 800 \cdot f'_m$
- $F_m = 0.33 \cdot f'_m$ ○ $F_m = 0.166 \cdot f'_m$ (caso estático)
- $F_m = (0.33 \cdot f'_m) \times 1.33$ ○ $F_m = (0.166 \cdot f'_m) \times 1.33$ (caso sísmico)
- $F_s = 170 \text{ MPa}$ (estático) ○ $F_s = 220 \text{ MPa}$ (sísmico)
- No depende de f'_m

⁽¹⁾A630-420H según NCh204.OF.2006

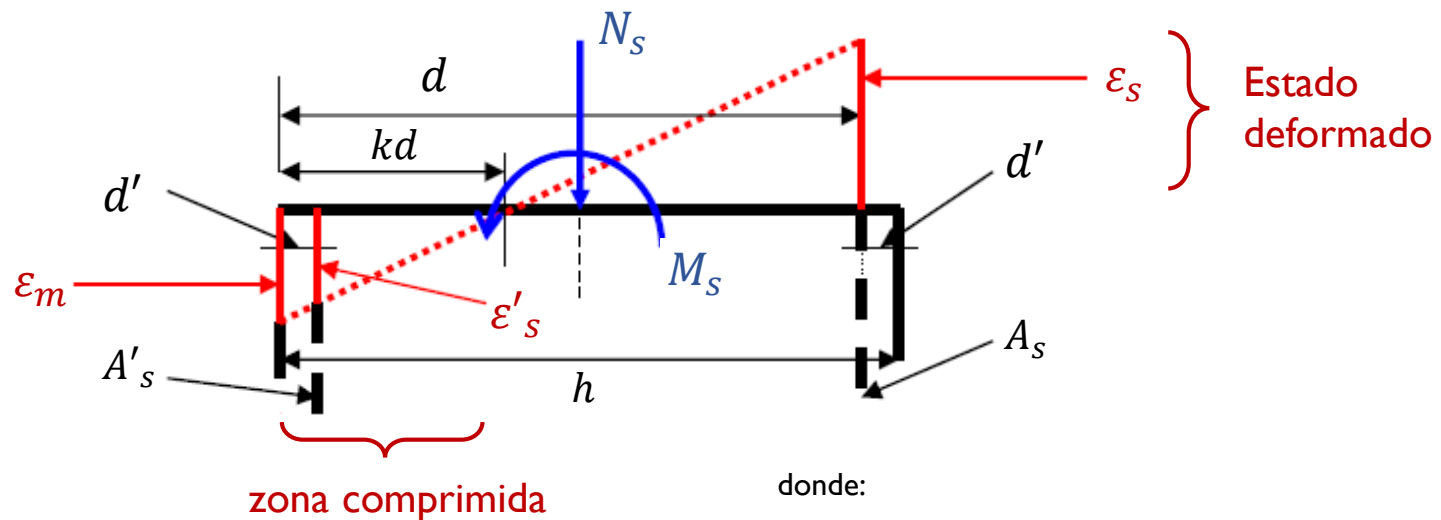
Ecuaciones de diseño para Caso III y Caso IV

- ❑ Las ecuaciones de diseño se obtienen estableciendo las condiciones de compatibilidad y de equilibrio que deben cumplir las componentes del estado de deformaciones y del estado de fuerzas en una sección transversal cualquiera.

I. Condición de compatibilidad:

$$\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_s} = \frac{kd}{d - kd}$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon'_s} = \frac{d - kd}{kd - d'}$$



donde:

d' = distancia del centroide del grupo de barras ubicado en el borde comprimido

d = distancia del centroide del grupo de barras ubicado en el borde traccionado

Ecuaciones de diseño para Caso III y Caso IV

- ❑ Considerando que el comportamiento es elástico lineal (hipótesis de cálculo), se cumple:
- $\varepsilon_m = f_m/E_m$
 - $\varepsilon_s = f_s/E_s$
 - $\varepsilon'_s = f'_s/E_s$
- ❑ Reemplazando estas relaciones en las ecuaciones anteriores, las ecuaciones de compatibilidad quedan expresadas en términos de las tensiones, resultando:

$$\frac{f_m}{f_s} = \frac{kd}{n(d - kd)} \quad \text{Ec. 1}$$

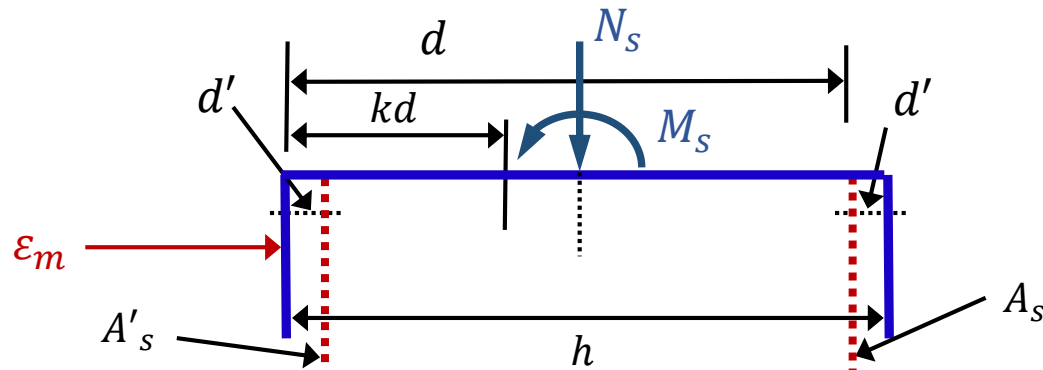
$$\frac{f_s}{f'_s} = \frac{d - kd}{kd - d'} \quad \text{Ec. 2}$$

Ecuaciones de diseño para Caso III y Caso IV

2. Condición de equilibrio

➤ Para establecer esta condición se considera que:

- La sección es **rectangular** de **altura h** y **ancho b** .
- La barra de refuerzo ubicada en el borde de la zona comprimida (A'_s) **contribuye**.
- La contribución de las barras de refuerzo vertical distribuida a lo largo del muro **se desprecia**.
- Las distancias del centroide de las barras de refuerzo de borde, comprimidas y traccionadas, al borde más próximo **son iguales** (d' es igual en ambos bordes).



Ecuaciones de diseño para Caso III y Caso IV

□ Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, las ecuaciones de equilibrio toman la forma siguiente:

➤ Equilibrio de fuerzas axiales:

$$N_s = f_m \cdot b \cdot \frac{c}{2} - A_s \cdot f_s + A'_s \cdot f'_s$$

➤ Considerando que $c = k \cdot d$ (profundidad del bloque de compresión), se obtiene:

$$N_s = f_m \cdot b \cdot \frac{kd}{2} - A_s \cdot f_s + A'_s \cdot f'_s$$

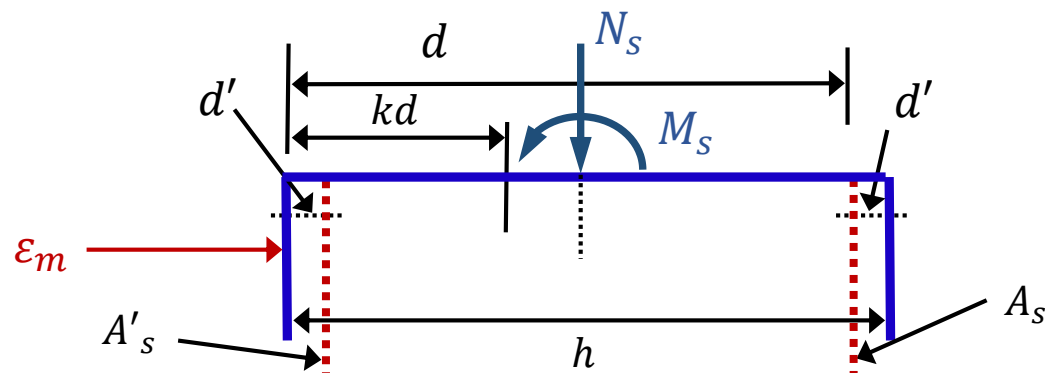
Ec. 3

Ecuaciones de diseño para Caso III y Caso IV

□ Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, las ecuaciones de equilibrio toman la forma siguiente:

➤ Equilibrio de momento con respecto al centro de gravedad de la sección:

$$M_s = (f_m \cdot b \cdot c/2) \times (h/2 - c/3) + A_s \cdot f_s \times (d - h/2) + A'_s \cdot f'_s \times (h/2 - d')$$



Ecuaciones de diseño para Caso III y Caso IV

□ Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, las ecuaciones de equilibrio toman la forma siguiente:

➤ Considerando que:

$$h = d + d'$$

$$c = kd$$

$$d' = \gamma d$$

➤ Se obtiene:

$$M_s = \frac{f_m \cdot b \cdot kd}{2} \times \left(\frac{h}{2} - \frac{kd}{3} \right) - A_s \cdot f_s \frac{d - \gamma d}{2} + A'_s \cdot f'_s \frac{d - \gamma d}{2} \quad \text{Ec. 4}$$

□ Con las **ecuaciones 1, 2, 3 y 4** se establecen las ecuaciones de diseño de los casos III y IV considerando la tensión que controla en cada caso.

Ecuación de Diseño: Caso III

□ Controla la albañilería

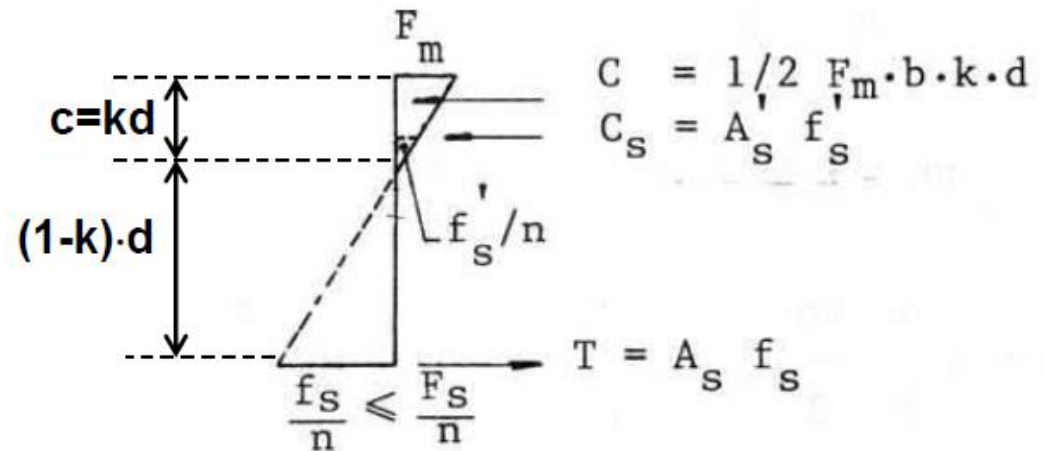
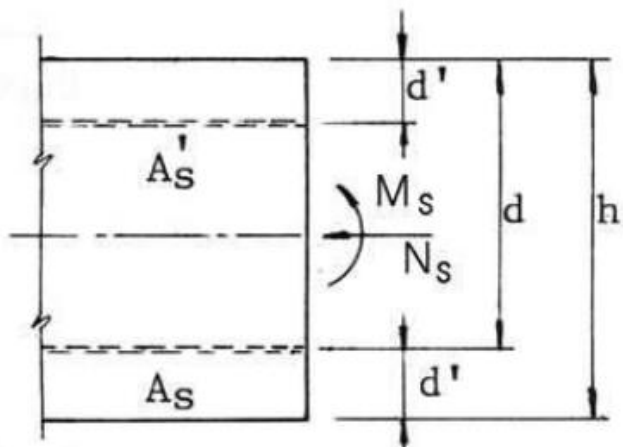
➤ Se cumple:

$$k_b < k < 1$$

$$f_m = F_m$$

$$f_s < F_s$$

➤ Situación que se visualiza en la figura:



Ecuación de Diseño: Caso III

- De las ecuaciones de compatibilidad (Ec. 1 y 2) se obtiene f'_s y f_s en función de F_m , reemplazándolos en las ecuaciones de equilibrio (Ec. 3 y 4), resulta:

$$\frac{N_s}{F_m \cdot b \cdot d} = \frac{k}{2} + \frac{n \cdot \mu'_s \cdot (k - \gamma)}{k} - \frac{n \cdot \mu_s (1 - k)}{k} \quad \text{Ec. 5}$$

$$\frac{M_s}{F_m \cdot b \cdot d^2} = \frac{k}{2} \times \left[\frac{1 + \gamma}{2} - \frac{k}{3} \right] + n \times [\mu'_s \cdot (k - \gamma) + \mu_s (1 - k)] \times \frac{1 - \gamma}{2k} \quad \text{Ec. 6}$$

Donde:

$\mu'_s = A'_s / (b \cdot d)$ = cuantía de refuerzo ubicado en el borde comprimido

$\mu_s = A_s / (b \cdot d)$ = cuantía de refuerzo ubicado en el borde traccionado

$N_s > 0$ (compresión)

➤ Limitaciones:

$$f'_s \leq F_s$$

Ecuación de Diseño: Caso IV

❑ Controla el acero de la barra de refuerzo más traccionada.

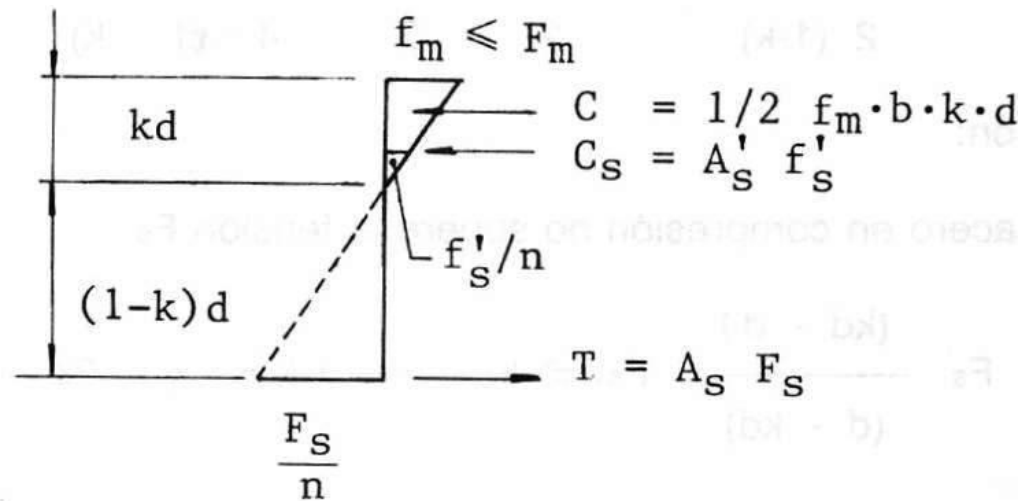
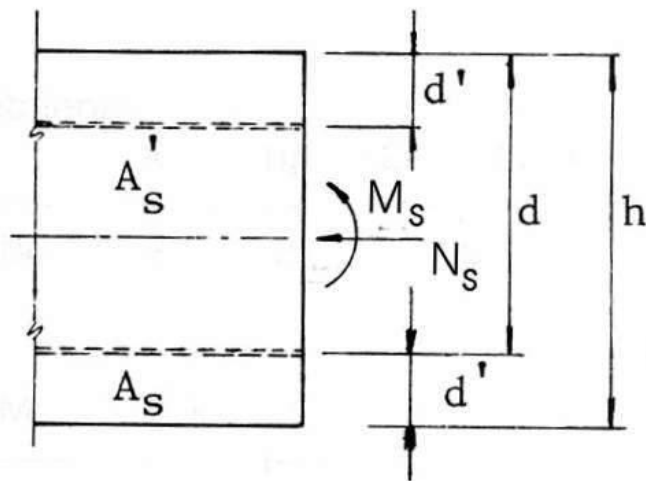
❑ Se cumple:

$$k \leq k_b$$

$$f_m < F_m$$

$$f_s = F_s$$

➤ Situación que se visualiza en la figura:



Ecuación de Diseño: Caso IV

- De las ecuaciones de compatibilidad (Ec. 1 y 2) se obtiene f'_s y f_m en función de F_s , reemplazándolos en las ecuaciones de equilibrio (Ec. 3 y 4), resulta:

$$\frac{N_s \cdot n}{F_s \cdot b \cdot d} = \frac{k^2}{2(1-k)} + \frac{n \cdot \mu'_s \cdot (k - \gamma)}{1-k} - n \cdot \mu_s \quad \text{Ec. 7}$$

$$\frac{M_s \cdot n}{F_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{k^2}{2(1-k)} \times \left[\frac{1+\gamma}{2} - \frac{k}{3} \right] + n \times \left[\mu'_s \cdot \frac{k-\gamma}{1-k} + \mu_s \right] \times \frac{1-\gamma}{2} \quad \text{Ec. 8}$$

Donde:

$\mu'_s = A'_s / (b \cdot d)$ = cuantía de refuerzo ubicado en el borde comprimido

$\mu_s = A_s / (b \cdot d)$ = cuantía de refuerzo ubicado en el borde traccionado

$N_s > 0$ (compresión)

➤ Limitaciones:

$$f'_s \leq F_s$$

Aplicación de las ecuaciones

❑ Caso de diseño:

- Objetivo: Determinar las barras de refuerzo requeridas A_s y $A'_s = \alpha \cdot A_s$ para resistir los esfuerzos N_s y M_s .
- Datos: N_s , M_s , n , α , b , d , d' , y F_m o F_s
- Incógnitas: k y μ_s

❑ Para calcular este par de incógnitas basta con aplicar las ecuaciones 5 y 6 o 7 y 8, aceptando que uno de los dos casos controla.

- El resultado que se obtenga debe cumplir:
 - k cumpla con el requisito que el caso supuesto establece.
 - Si k no cumple, significa que el caso supuesto no es el correcto, debiéndose aplicar las ecuaciones del otro caso.
 - $f'_s \leq F_s$

Aplicación de las ecuaciones

❑ Caso de verificación:

- Objetivo: Determinar el momento M_{adm} que es capaz de resistir una sección en la cual se conocen las barras de refuerzo.
- Datos: N_s , n , μ_s , α , b , d , d' , y F_m o F_s
- Incógnitas: k y M_{adm}

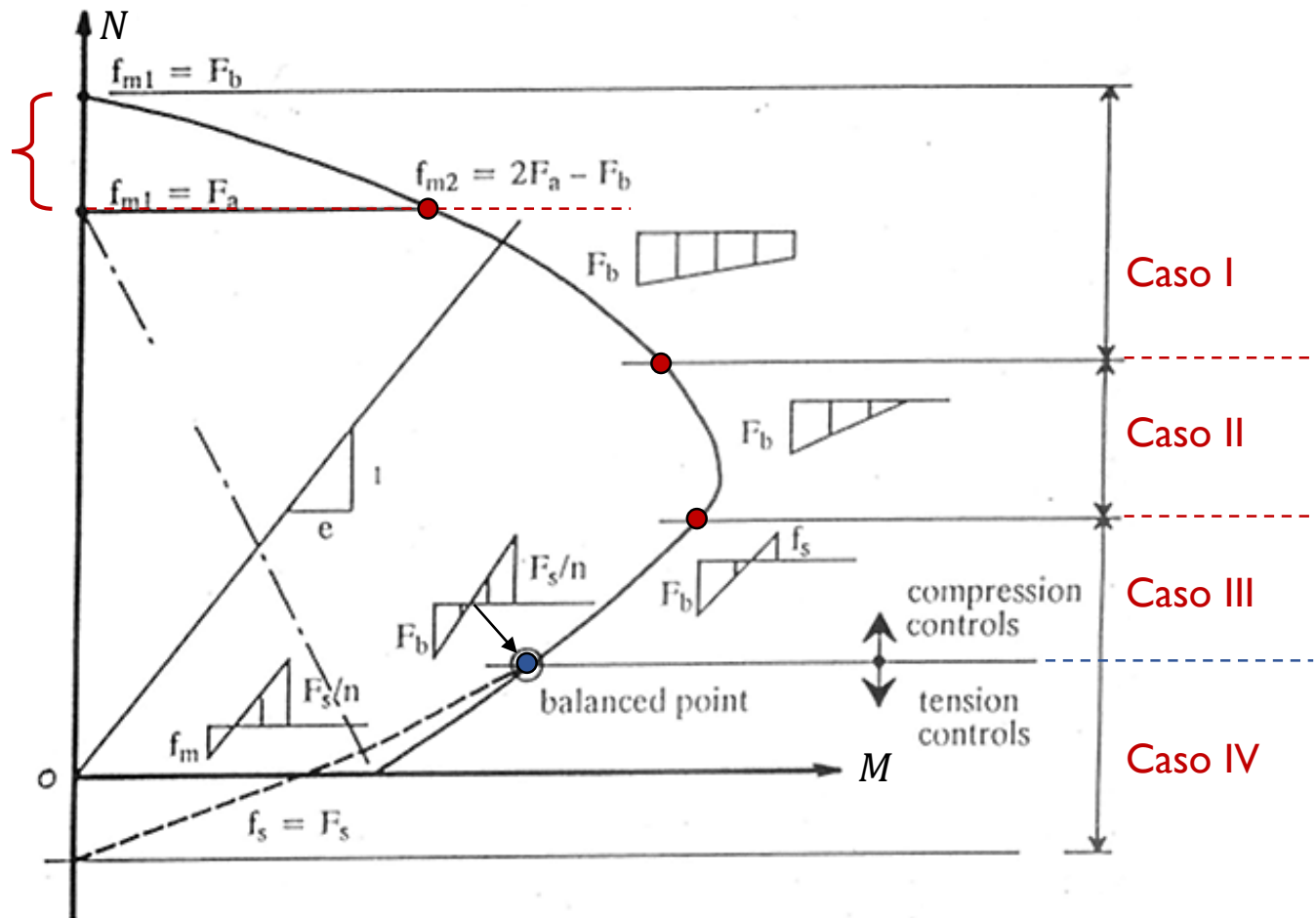
❑ Para calcular este par de incógnitas basta con aplicar las ecuaciones 5 y 6 o 7 y 8, aceptando que uno de los dos casos controla.

- El resultado que se obtenga debe cumplir:
 - k cumpla con el requisito que el caso supuesto establece.
 - Si k no cumple, significa que el caso supuesto que controla no es el correcto, debiéndose aplicar las ecuaciones del otro caso.
 - $f'_s \leq F_s$
 - $M_s \leq M_{adm}$

Diagrama de interaccion

No se debe exceder F_a por lo dispuesto en 5.2.6.b de NCh 1928

$$F_a = 0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right]$$



Ecuaciones de diseño

❑ Ecuaciones de diseño cuando el refuerzo ubicado en el borde comprimido no contribuye

➤ En este caso:

$$\mu'_s = 0$$

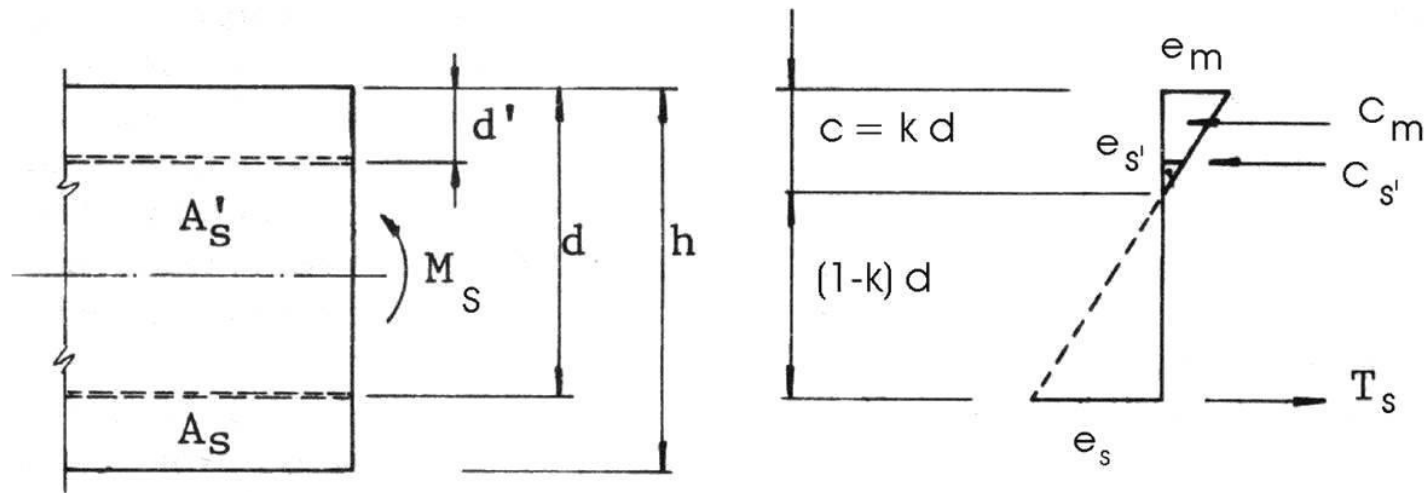
➤ Para obtener las ecuaciones de diseño en esta situación, basta con hacer cero el término en que aparece μ'_s en las ecuaciones 5 y 6 o 7 y 8.

Ecuaciones de diseño

□ Ecuaciones de diseño para el caso de flexión pura

➤ En este caso:

$$N_s = 0$$



➤ Alternativa A:

- Para obtener las ecuaciones de diseño basta con hacer cero el término en que aparece N_s en las ecuaciones (5) o (7).

Ecuaciones de diseño

□ Ecuaciones de diseño para el caso de flexión pura

➤ Alternativa A:

- Una forma más cómoda de resolver este caso es estableciendo la ecuación de momento con respecto a la **posición de la barra de refuerzo traccionada**, resultando:
- Caso III: $k > k_b$

Ec. 5

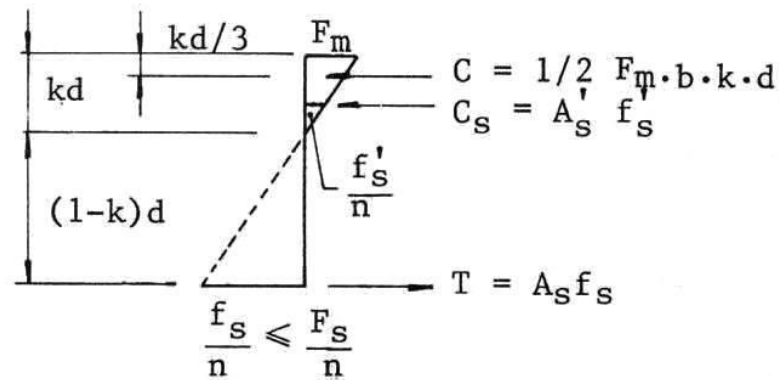
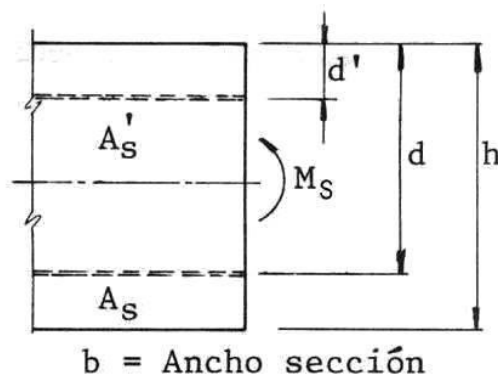


$$0 = \frac{k}{2} + \frac{n \cdot \mu'_s \cdot (k - \gamma)}{k} - \frac{n \cdot \mu_s (1 - k)}{k}$$

Ec. 6



$$\frac{M_s}{F_m \cdot b \cdot d^2} = \frac{k}{2} \times \left[\frac{1 + \gamma}{2} - \frac{k}{3} \right] + n \times [\mu'_s \cdot (k - \gamma) + \mu_s (1 - k)] \times \frac{1 - \gamma}{2k}$$



Ecuaciones de diseño

□ Ecuaciones de diseño para el caso de flexión pura

➤ Alternativa B:

- Una forma más cómoda de resolver este caso es estableciendo la ecuación de momento con respecto a la **posición de la barra de refuerzo traccionada**, resultando:
- Caso IV: $k \leq k_b$

Ec. 7

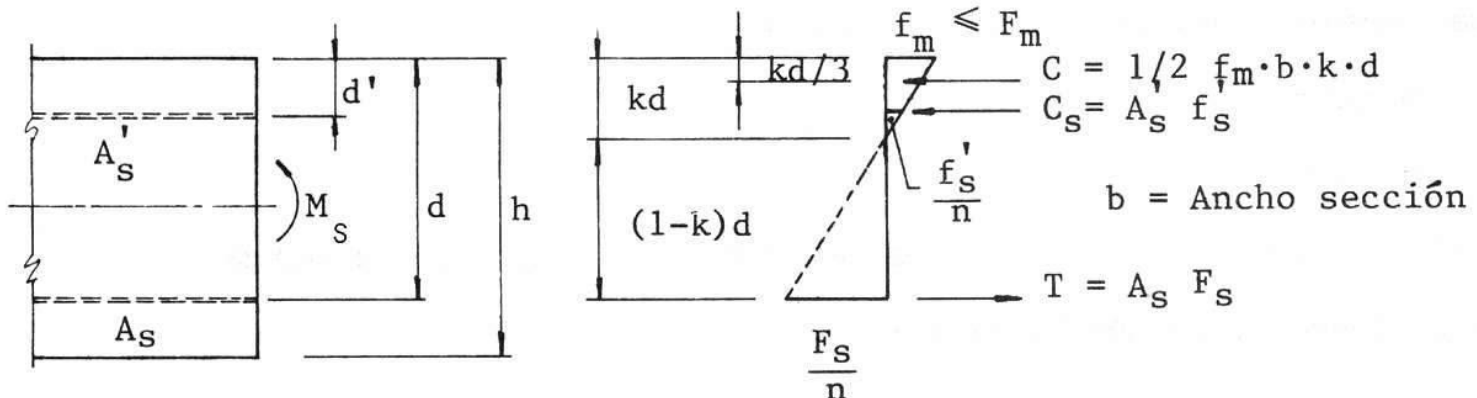


$$0 = \frac{k^2}{2 \cdot (1 - k)} + n \cdot \mu'_s \times \frac{k - \gamma}{1 - k} - n \cdot \mu_s$$

Ec. 8



$$\frac{M_s \cdot n}{F_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{k^2}{2} \times \frac{1 - k/3}{1 - k} + n \cdot \mu'_s \frac{(k - \gamma) \cdot (1 - \gamma)}{1 - k}$$



Ecuaciones de diseño

☐ Comentarios generales

I. Tensiones admisibles

- De acuerdo con la norma NCh1928, el cálculo de los muros sometidos a flexión simple o compuesta, debe realizarse considerando las tensiones admisibles siguientes:

- Compresión por flexión en la albañilería:

$$F_m = 0.33f'_m < 6.3 \text{ MPa} \quad \text{con inspección especializada}$$

$$F_m = 0.166f'_m < 3.2 \text{ MPa} \quad \text{sin inspección especializada}$$

- Tracción en las barras de refuerzo:

- Acero A 44-28 H

$$\text{Estático } F_s = 140 \text{ MPa}$$

$$\text{Dinámico } F_s = 185 \text{ MPa}$$

- Acero A 63-42 H

$$\text{Estático } F_s = 170 \text{ MPa}$$

$$\text{Dinámico } F_s = 220 \text{ MPa}$$

Ecuaciones de diseño

❑ Comentarios generales

I. Tensiones admisibles

- Las tensiones admisibles de compresión por flexión de la albañilería **se pueden** aumentar en un **33.3%** para las combinaciones de carga donde interviene una acción eventual, por ejemplo sismo.
- Los elementos sometidos a flexo-compresión deben satisfacer además que el **esfuerzo axial de compresión no deba superar el esfuerzo axial admisible para muros o columnas**, dependiendo del elemento que se diseñe.

Ecuaciones de diseño

☐ Comentarios generales

2. Cuantías mínimas

- La **barra de refuerzo de borde mínima** en un muro de albañilería armada debe ser una **barra de 12 mm de diámetro**. Además la cuantía de refuerzo vertical distribuido a lo largo del muro, **no debe ser inferior a un 0.6‰**; en este recuento se considera tanto las barras de borde como las barras verticales distribuidas en el interior del paño de albañilería.
- Las barras de refuerzo distribuida en el interior del paño de albañilería, debe ser de **8 mm de diámetro** y la distancia entre estas barras **no debe ser mayor que el menor valor entre 120 cm o seis veces el espesor del muro ($6t$)**.
- En los bordes verticales de los vanos se deben colocar barras verticales de diámetro **mayor o igual que 10 mm**, estas barras se deben extender en todo el alto del muro. Bajo las aberturas de ventanas se debe colocar armadura horizontal, esta armadura debe ser como mínima una **escalerilla de 4,2 mm de diámetro**. Esta armadura se debe ubicar en la primera junta horizontal bajo la abertura y se debe extender en forma continua a lo largo del muro. Se recomienda utilizar una **segunda escalerilla a nivel del alfeizar**; puede ayudar a controlar la fisuración de los muros. Esta armadura no necesita ser continua a lo largo del muro.

Ecuaciones de diseño

❑ Comentarios generales

3. Cuantía máxima vertical de borde para acciones en el plano del muro

- Según MSJC-2008 (acápito 2.3.3.4) en muros que tienen una relación $\frac{M}{Q \cdot L} > 1.0$, y una carga axial (N_s) mayor que $0.05f'_m \cdot A_e$, deben tener una cuantía máxima de refuerzo en tracción por flexión igual a:

Ecuaciones de diseño

□ Comentarios generales

4. Propiedades geométricas de la sección para el diseño a la flexión

- El ancho b que se debe usar al aplicar las ecuaciones de diseño para **cargas que actúan en el plano del muro**, depende del **tipo de unidad** con que se construye la albañilería y **como se extienda el mortero** en la junta horizontal.
- Así se tiene:
 - Caso A
 - i. Muros contruidos con **ladrillos cerámicos del tipo rejilla con huecos** con o sin relleno de ellos y con **el mortero extendido en toda la superficie de asiento** de la unidad, y
 - ii. Muros contruidos con **bloques huecos de hormigón** con **relleno total de huecos**.

$$b = t \quad (\text{espesor total})$$

Ecuaciones de diseño

☐ Comentarios generales

4. Propiedades geométricas de la sección para el diseño a la flexión:

- Caso B

- Muros contruidos con bloques huecos de hormigón o unidades de geometría similar sin relleno total de los huecos, o
- Cuando el mortero no se extiende en toda la superficie de asiento en la junta horizontal de los muros contruidos con ladrillos cerámicos del tipo rejilla con huecos.

$$b = b_e \quad (\text{espesor efectivo})$$

- El espesor efectivo se obtiene dividiendo el área de contacto entre hiladas horizontales del muro por el largo del muro.
- El área de contacto depende de la forma que se materializa la junta horizontal de mortero y de la separación entre los huecos con hormigón de relleno.

Ecuaciones de diseño

❑ Comentarios generales

5. Para muros sometidos a flexión **en que no se llenan todos los huecos**, la norma NCh1928 establece que debe considerarse la posible existencia de huecos sin llenar en la zona comprimida (Artículo 5.2.4) . En caso que así fuere, se debe usar el **área comprimida efectiva y el menor valor de f'_m que resulte de ensayar prismas con y sin huecos rellenos.**

6. Relación modular

Para efecto del diseño, según la norma NCh1928 el módulo de elasticidad de la albañilería se calcula con las ecuaciones siguientes:

- $E_m = 700f'_m$ para las albañilerías de **ladrillos cerámicos del tipo rejilla con huecos** y de **bloques huecos con relleno parcial**
- $E_m = 800f'_m$ para las albañilerías de **bloques huecos con relleno total**

Ecuaciones de diseño

☐ Comentarios generales

7. Resistencia prismática

- Para calcular las tensiones admisibles de la albañilería, el valor de f'_m debe estar referido:
 - i. Al **área bruta del prisma** cuando la albañilería se construye con **ladrillos cerámicos del tipo rejilla con huecos** y el **mortero se extiende en toda la superficie** de asiento en la junta horizontal ó con bloques huecos con relleno total, y
 - ii. Al **área de contacto del prisma** cuando la albañilería se construye con **bloques huecos con relleno parcial** de los huecos o cuando el **mortero no se extiende en toda la superficie** de asiento en la junta horizontal.

Ecuaciones de diseño

☐ Comentarios generales

8. Diseño con acción sísmica

- Cuando en la combinación de carga actúa la acción sísmica, el momento sísmico que resulta al aplicar las disposiciones de la norma NCh433 se debe **reducir al 50%** (Artículo 5.3.2 de la norma NCh1928) para determinar el valor de M_S .
- La intención de esta disposición es **lograr una falla de flexión y corte** en lugar de una falla controlada **sólo por la fuerza de corte**, y así **mejorar la capacidad de deformación y disipación** en el rango no lineal de comportamiento.
- Al **despreciar la contribución de las barras verticales distribuidas** en el interior del muro se **incrementa la armadura de borde** más allá de la estrictamente necesaria para resistir el momento solicitante M_S , esta situación **favorece la posibilidad de que ocurra una falla controlada por la fuerza de corte**.

Ecuaciones de diseño

□ Comentarios generales

9. Verificación del nivel de tensión en el refuerzo comprimido, $f'_s \leq F_s$

▪ Cuando controla la tensión en el refuerzo (**Caso IV**)

• Considerando que $f_s = F_s$, de la ecuación (2) de compatibilidad se cumple:

$$f'_s = F_s(k - \gamma)/(1 - k)$$

Si $f'_s \leq F_s$, se cumple $F_s(k - \gamma)/(1 - k) \leq F_s$

es decir: $(k - \gamma) \leq (1 - k)$

Por lo tanto: $\gamma \geq (2k - 1)$

Considerando que:

- En este caso k es menor que k_b y $k_b < 0.5^{(1)}$
- $0 < \gamma < 1$

La condición $f'_s \leq F_s$ se cumple para todo gama.

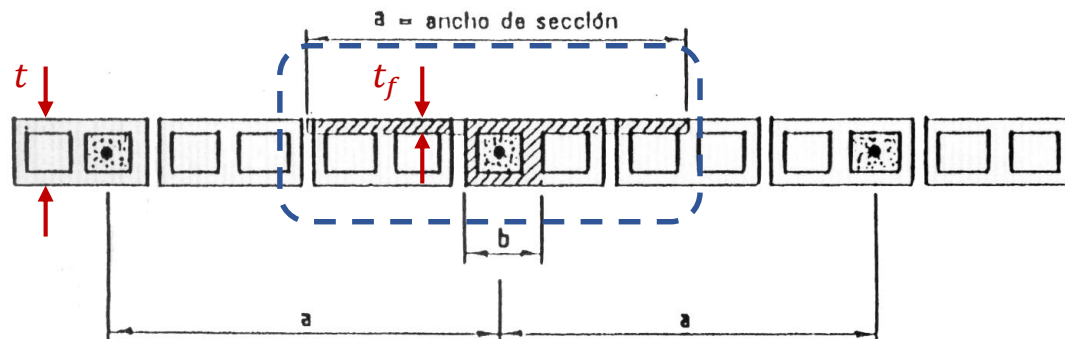
⁽¹⁾ Según rangos de NCh 1928

Ecuaciones de diseño

❑ Comentarios generales

10. Diseño ante acciones perpendiculares al plano del muro

- Para el diseño a la flexión ante acciones perpendiculares al plano del muro, se considera que el **ancho de la sección** (b) corresponde a la **distancia entre barras verticales** (a).
- En muros de albañilería contruidos con unidades cerámicas del tipo rejilla con huecos con o sin relleno total de ellos y con el mortero extendido en toda la superficie de asiento de la unidad o muros contruidos con bloques huecos de hormigón con relleno total de los huecos, la **sección de cálculo** es una **sección rectangular de ancho a y altura t** .
- Para el caso en que **no se llenen todos los huecos de un muro de albañilería contruido con bloques huecos de hormigón**, la sección de cálculo corresponde a la **sección T** indicada en la figura.



Ecuaciones de diseño

❑ Comentarios generales

10. Diseño ante acciones perpendiculares al plano del muro

- En el diseño de una sección T sólo se pueden usar las ecuaciones de una sección rectangular de ancho a , cuando la profundidad del bloque de compresión c es menor o igual al espesor del ala (t_f).
- Cuando la profundidad del bloque de compresión es mayor que t_f , parte del alma de la sección T estará comprimida contribuyendo en la capacidad resistente de la sección, lo que obliga a replantear las ecuaciones de diseño considerando esta contribución.



Ejercicio

Problema: Un muro de albañilería armada está sometido a acciones de tipo normal que actúan perpendicularmente a su plano, dibuje el diagrama de interacción N vs M considerando que las armaduras verticales son barras de 8 mm de diámetro que están separadas a 84 cm (6 veces el espesor del muro). El muro se construye con inspección especializada y con unidades cerámicas del tipo rejilla con huecos extendiendo el mortero en toda la cara de asiento de las unidades.

Datos:

Albañilería: $f_m = 80 \text{ kgf/cm}^2$

$E_m = 700 f_m = 56000 \text{ kgf/cm}^2$

Acero: A 44-28 H

$E_s = 2100000 \text{ kgf/cm}^2$

Altura de muro: 240 cm (= longitud de pandeo vertical).

Espesor del muro. $t = 14 \text{ cm}$.

Desprecie la contribución de la armadura comprimida. (No hay)

Cálculo:

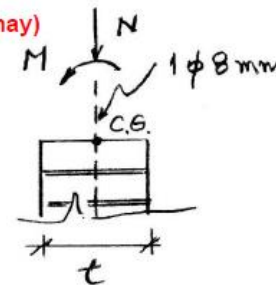
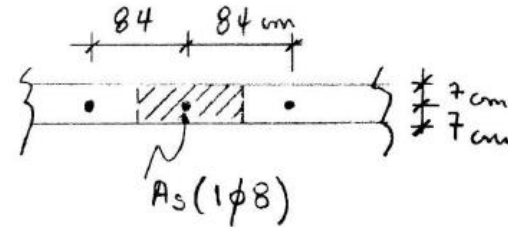
$b = 84 \text{ cm}$

$h = t = 14 \text{ cm}$

$d = t/2 = 7 \text{ cm}$

$d' = t/2 = 7 \text{ cm}$

$A_s = 0.502 \text{ cm}^2 (1\phi 8 \text{ mm})$



Ejercicio

- **Tensiones admisibles:**

$$F_a = 0.2 \cdot f'_m \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] = 14,7 \text{ kgf/cm}^2$$

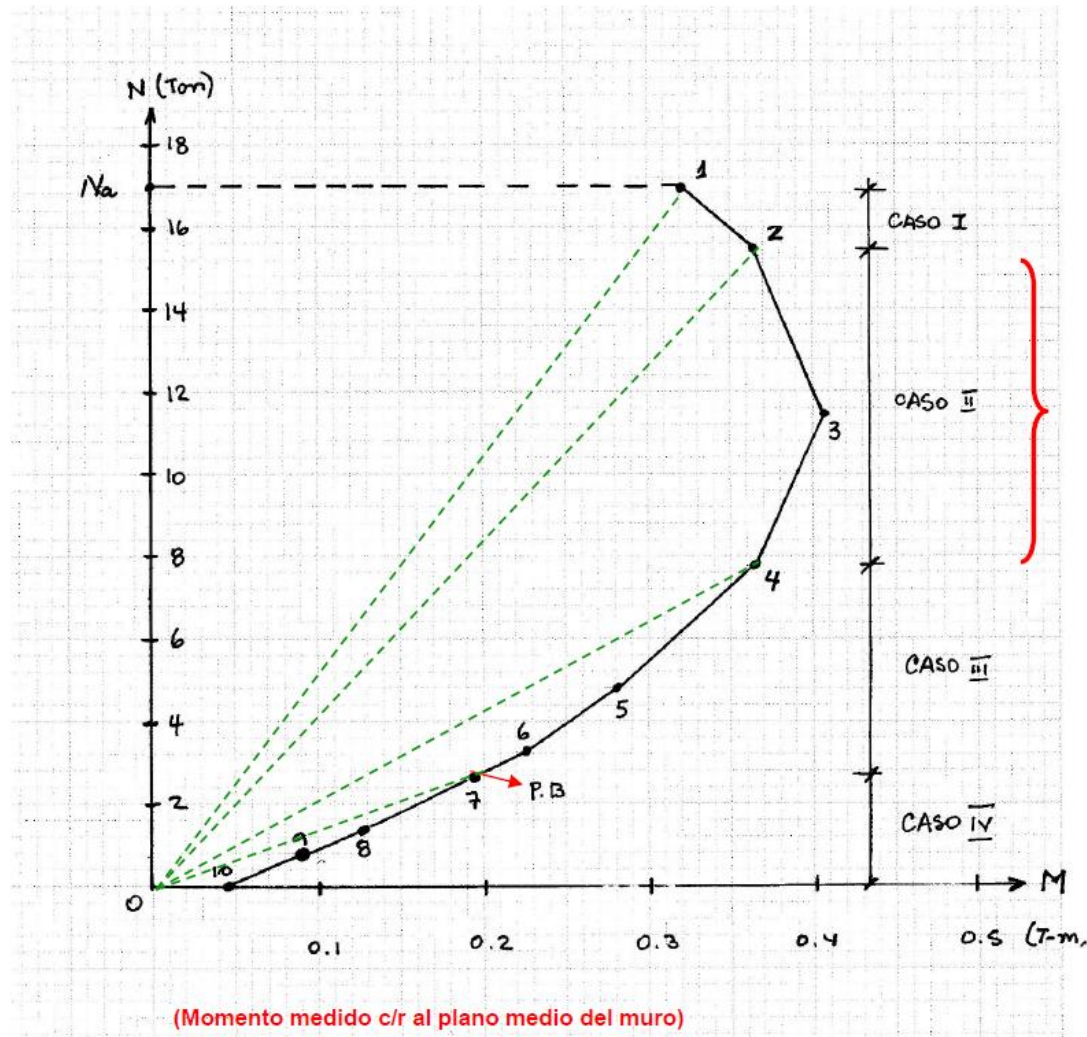
$$F_m = 0.33 f'_m = 26.4 \text{ kgf/cm}^2 \leq 63 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_s = 1400 \text{ kgf/cm}^2$$

- **Fuerza de compresión axial admisible:**

$$N_a = F_a \times t \times b = 17.29 (\text{ton})$$

Ejercicio

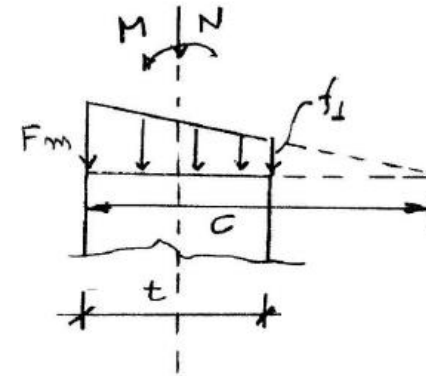


Ejercicio

- **Caso I:** $c \geq t$, c profundidad bloque de compresión

Límite superior (Punto 1)

Distribución trapezoidal con resultante igual a N_a y tensión máxima de compresión igual F_m .



$$\frac{(F_m + f_1)}{2} \times b \times t = N_a$$

$$\Rightarrow f_1 = \frac{2 \times N_a}{b \times t} - F_m = 2 \times F_a - F_m = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

Conocido f_1 se obtiene:

$$N = \frac{(F_m + f_1)}{2} \times t \times b = 17.29 \text{ ton}$$

$$M = \frac{(F_m - f_1)}{2} \times t \times b \times e = \frac{(F_m - f_1)}{2} \times t \times b \times \left(\frac{t}{2} - \frac{t}{3} \right) = 0.32 (\text{ton} \cdot \text{m})$$

Ejercicio

Punto 2:

Distribución triangular en todo el ancho del espesor $\Rightarrow f_l = 0 \text{ kgf/cm}^2$

$$N = \frac{(F_m \times t \times b)}{2} = 15.52(\text{ton})$$

$$e_m = \left(\frac{t}{2} - \frac{t}{3} \right) = 2.33(\text{cm})$$

$$M = N \times e_m = 0.362(\text{ton} \cdot \text{m})$$

- **Caso II:** $t/2 \leq c = \alpha t < t$ o $1/2 \leq \alpha < 1$

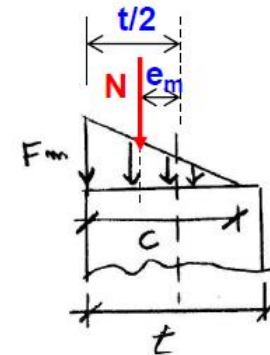
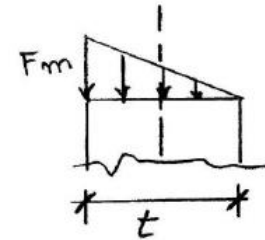
$$N = \frac{(F_m \times \alpha t \times b)}{2}$$

$$e_m = \left(\frac{t}{2} - \frac{\alpha t}{3} \right) = t \times \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$M = N \times e_m$$

Si $\alpha = 0.75$ (**Punto 3**) $N = \frac{26.4 \times 0.75 \times 14 \times 84}{2} = 11.64(\text{ton})$

$$e_m = 14 \times \left(\frac{1}{2} - \frac{0.75}{3} \right) = 3.5(\text{cm})$$



Ejercicio

$$M = N \times e_m = 0.407(\text{ton} - \text{m})$$

Si $\alpha = 0.5$ (Punto 4)

$$N = \frac{26.4 \times 0.5 \times 14 \times 84}{2} = 7.76(\text{ton})$$

$$e_m = 14 \times \left(\frac{1}{2} - \frac{0.5}{3} \right) = 4.67(\text{cm})$$

$$M = N \times e_m = 0.362(\text{ton} - \text{m})$$

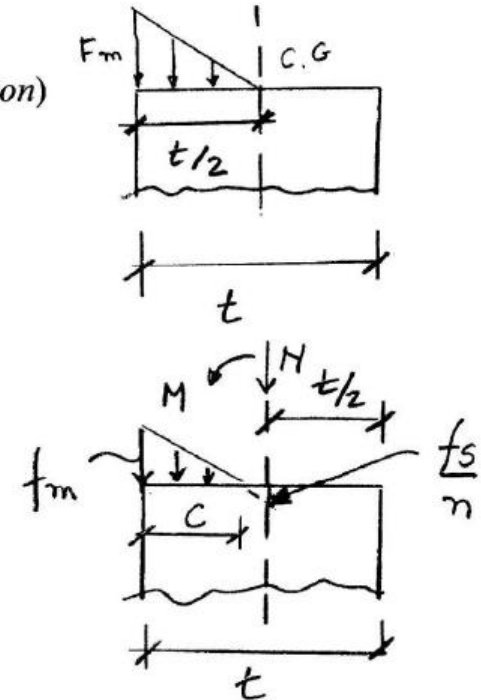
- Caso III y IV:**

Condición de balance): $f_m = F_m, f_s = F_s$

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{2100000}{56000} = \boxed{37.5}$$

$$k_b = \frac{n}{\left(n + \frac{F_s}{F_m} \right)} = 0.414 \quad \Rightarrow$$

$$c_b = k_b \times d = k_b \times \frac{t}{2} = \alpha_b t = 0.207 \times t \Rightarrow \alpha = \frac{k}{2}$$



Ejercicio

Caso III: $0.207 < \alpha < 0.5$ controla la albañilería

$$f_{\max} = Fm \quad \text{y} \quad fs < Fs$$

$$\frac{fs}{(n \times (d - kd))} = \frac{Fm}{kd} \Rightarrow fs = n \times \frac{(1-k)}{k} \times Fm = n \times \frac{(0.5 - \alpha)}{\alpha} \times Fm$$

$$Ts = As \times fs$$

$$Cm = \frac{(Fm \times \alpha t \times b)}{2}$$

$$N = Cm - Ts$$

$$e_m = \left(\frac{t}{2} - \frac{\alpha t}{3} \right)$$

Si $\alpha = 0.33$ (Punto 5)

$$Cm = (26.4 \times 0.33 \times 14 \times 84) / 2 = 5.123(\text{ton})$$

$$e_m = 14 \times \left(0.5 - \frac{0.33}{3} \right) = 5.46(\text{cm})$$

$$fs = 37.5 \times \frac{(0.5 - 0.33)}{0.33} \times 26.4 = 510(\text{kgf} / \text{cm}^2)$$

$$Ts = As \times fs = 0.502 \times 510 = 256(\text{kgf})$$

$$N = Cm - Ts = 5.123 - 0.256 = 4.867(\text{ton})$$

$$M = Cm \times e_m = 0.280(\text{ton} - \text{m})$$

Ejercicio

Si $\alpha = 0.25$ (Punto 6)

$$Cm = (26.4 \times 0.25 \times 14 \times 84) / 2 = 3.88(\text{ton})$$

$$e_m = 14 \times \left(0.5 - \frac{0.25}{3} \right) = 5.83(\text{cm})$$

$$fs = 37.5 \times \frac{(0.5 - 0.25)}{0.25} \times 26.4 = 990(\text{kgf} / \text{cm}^2)$$

$$Ts = As \times fs = 0.502 \times 990 = 497(\text{kgf})$$

$$N = Cm - Ts = 3.88 - 0.497 = 3.383(\text{ton})$$

$$M = Cm \times e_m = 0.226(\text{ton} - \text{m})$$

Si $\alpha = 0.207$ (Punto 7, punto de balance)

$$Cm = (26.4 \times 0.207 \times 14 \times 84) / 2 = 3.21(\text{ton})$$

$$e_m = 14 \times \left(0.5 - \frac{0.207}{3} \right) = 6.03(\text{cm})$$

$$fs = 37.5 \times \frac{(0.5 - 0.207)}{0.207} \times 26.4 = 1401(\text{kgf} / \text{cm}^2)$$

$$Ts = As \times fs = 0.502 \times 1400 = 703(\text{kgf})$$

$$N = Cm - Ts = 3.21 - 0.703 = 2.507(\text{ton})$$

$$M = Cm \times e_m = 0.194(\text{ton} - \text{m})$$

Ejercicio

Caso IV: $k \leq k_b$ o $\alpha \leq 0.207$

$$f_{max} < Fm \quad \text{y} \quad fs = Fs$$

$$Ts = As \times Fs = 0.502 \times 1400 = 702.8(\text{kgf})$$

Según ecuaciones de compatibilidad:

$$\frac{Fs}{n \times (d - kd)} = \frac{f_{max}}{kd}$$

$$\frac{Fs}{n \times \left(\frac{t}{2} - \alpha t\right)} = \frac{f_{max}}{\alpha t} \Rightarrow f_{max} = \frac{\alpha}{(0.5 - \alpha)} \times \frac{Fs}{n}$$

$$Cm = \frac{f_{max} \times \alpha t \times b}{2}$$

$$N = Cm - Ts$$

$$e_m = \left(\frac{t}{2} - \frac{\alpha t}{3}\right) = t \times \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3}\right)$$

$$M = Cm \times e_m$$

Si $\alpha = 0.175$ (Punto 8)

$$f_{max} = \frac{(0.175 \times 1400)}{(0.5 - 0.175) \times 37.5} = 20.10(\text{kgf} / \text{cm}^2) < Fm$$

Ejercicio

$$Cm = \frac{20.10}{2} \times 0.175 \times 14 \times 84 = 2.068(\text{ton})$$

$$N = Cm - Ts = 1.365(\text{ton})$$

$$e_m = 14 \times \left(\frac{1}{2} - \frac{0.175}{3} \right) = 6.18(\text{cm})$$

$$M = Cm \times e_m = 0.128(\text{ton} \cdot \text{m})$$

Si $\alpha = 0.15$ (Punto 9)

$$f_{\max} = \frac{(0.15 \times 1400)}{(0.5 - 0.15) \times 37.5} = 16(\text{kgf} / \text{cm}^2) < Fm$$

$$Cm = \frac{16}{2} \times 0.15 \times 14 \times 84 = 1.41(\text{ton})$$

$$N = Cm - Ts = 0.707(\text{ton})$$

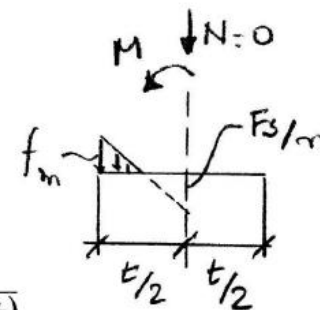
$$e_m = 14 \times \left(\frac{1}{2} - \frac{0.15}{3} \right) = 6.3(\text{cm})$$

$$M = Cm \times e_m = 0.089(\text{ton} \cdot \text{m})$$

Punto 10: Flexión pura $N = 0$ ton

Controla el acero $\Rightarrow Cm - Ts = 0 = \frac{c \times f_m \times b}{2} - As \times Fs$

$$\frac{f_m}{c} = \frac{Fs}{n \times (d - kd)} \Rightarrow f_m = \frac{Fs}{n} \times \frac{k}{(1 - k)}$$



Ejercicio

Reemplazando en ecuación de equilibrio de fuerzas, se obtiene:

$$\frac{k^2 \times b \times d}{2 \times (1 - k) \times n} = A_s$$

$$k^2 = \frac{2 \times A_s \times n}{b \times d} \times (1 - k) = \frac{2 \times 0.502 \times 37.5}{84 \times 7} \times (1 - k) = 0.0640 \times (1 - k) \Rightarrow k = 0.223 \leq k_b$$

$$\alpha = \frac{k}{2} = 0.1115$$

Para el valor de k, se obtiene:

$$f_m = \frac{1400 \times 0.223}{37.5 \times (1 - 0.223)} = 10.71 \leq F_m$$

$$C_m = \frac{f_m \times k d \times b}{2} = \frac{10.71 \times 0.223 \times 7 \times 84}{2} = 702(\text{kgf})$$

$$T_s = A_s \times F_s = 0.502 \times 1400 = 702.8(\text{kgf})$$

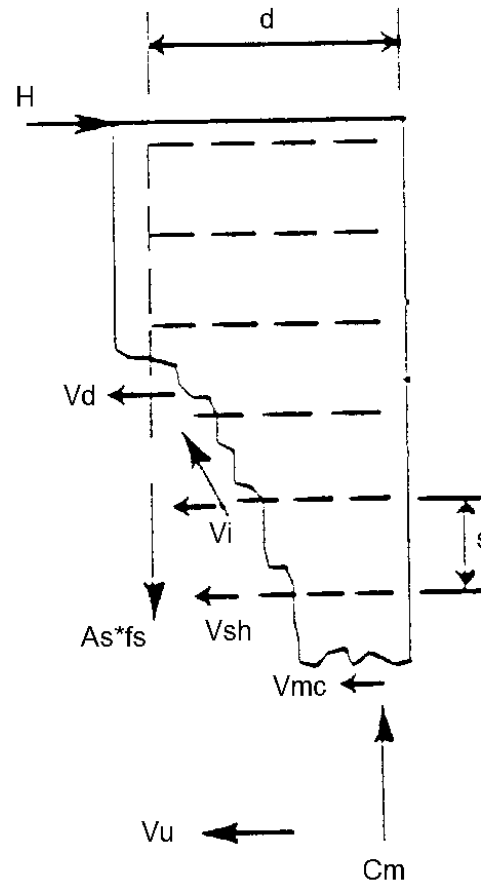
$$N = C_m - T_s = 0$$

$$e_m = 14 \times \left(\frac{1}{2} - \frac{0.1115}{3} \right) = 6.48(\text{cm})$$

$$M = C_m \times e_m = 0.702 \times 0.0648 = 0.0455(\text{ton} - \text{m})$$

Diseño a esfuerzo de corte

- ❑ Mecanismos para determinar la resistencia al corte de un muro de albañilería armada



Resistencia al corte de un muro de albañilería armada (V_n)

- ❑ Debido a la complejidad de los mecanismos que definen la **resistencia al corte de un muro de albañilería armada**, hasta la fecha **no existe un modelo teórico** de uso práctico que permita establecer esta resistencia.
- ❑ Para efectos prácticos, la resistencia al corte se calcula a partir **de ecuaciones empíricas** del tipo:

$$V_n = V_m + V_p + V_s$$

Donde:

V_m = contribución de la albañilería

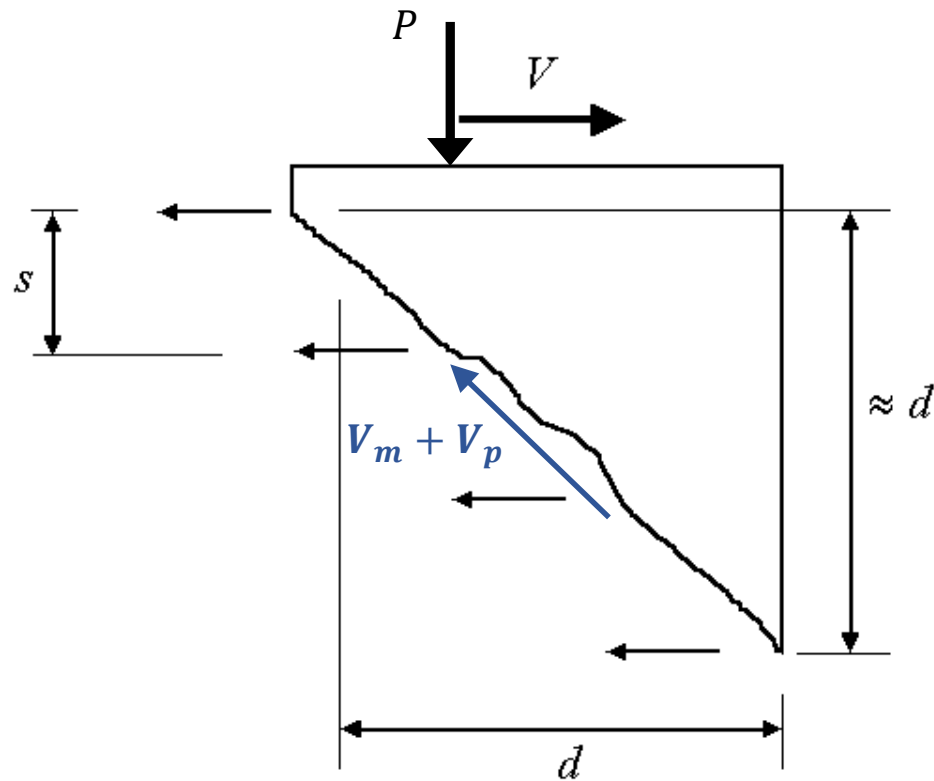
V_p = contribución de la fuerza de compresión axial

V_s = contribución de las armaduras de refuerzo horizontal

Resistencia al corte de un muro de albañilería armada

- ❑ Mecanismo **simplificado** para determinar la resistencia al corte de un muro de albañilería armada

$$V_s = \eta \cdot n \cdot A_v \cdot f_y$$



Resistencia al corte de un muro de albañilería armada

- ❑ Aprovechando los **resultados de los estudios experimentales** realizados en los **últimos 30 años**, se han determinado expresiones de cada una de estas contribuciones.
- ❑ El uso de estas expresiones **está limitado** por las condiciones en que se han sido realizado los ensayos, destacándose entre ellas:
 - a. Calidad de la mano de obra usada en la construcción de las probetas
 - b. Calidad de los materiales
 - c. Condiciones de llenado de los huecos
 - d. Cuantías de armaduras
 - e. Calidad/grado del acero de los refuerzos
 - f. Niveles de cargas axiales aplicados
 - g. Relación de aspecto del muro $[M/(Q \cdot L)]$

Resistencia al corte de un muro de albañilería armada

□ V_n según los resultados de estudios experimentales realizados en USA, Japón y Nueva Zelanda

➤ Según Davis (2010) [1], una expresión de V_n que representa los resultados obtenidos en los estudios experimentales realizados en USA, Japón y Nueva Zelanda en **muros contruidos con relleno total de huecos**, es la siguiente:

$$V_n = \alpha \left[4 - 1.75 \frac{M_u}{V_u d_v} \right] \cdot A_n \sqrt{f'_m} + 0.25 P_u + 0.5 \left(\frac{A_v}{s} \right) \cdot f_y \cdot d_v$$

Límites: $V_n \leq 6A_n \sqrt{f'_m}$ para $\frac{M_u}{V_u d_v} \leq 0.25$

$V_n \leq 4A_n \sqrt{f'_m}$ para $\frac{M_u}{V_u d_v} \geq 1.00$

Notas: i. Unidades: US Customary units.

ii. El límite debe ser interpolado para valores de $M_u/(V_u \cdot d_v)$ entre 0.25 y 1.0

Resistencia al corte de un muro de albañilería armada

□ V_n según los resultados de estudios experimentales realizados en USA, Japón y Nueva Zelanda

➤ Simbología:

V_u = corte solicitante

M_u = momento solicitante

d_v = largo real del muro

A_n = área de la sección transversal de cálculo

f'_m = resistencia prismática de la albañilería

P_u = fuerza axial solicitante

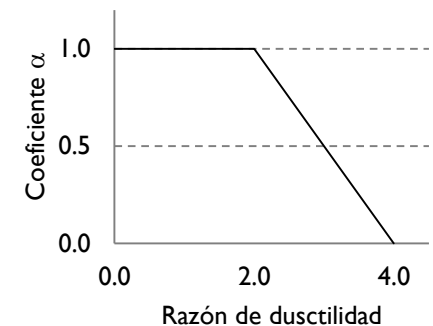
A_v = área del refuerzo horizontal colocado a la distancia “s”

$s = s_h$ = separación entre las barras de refuerzo horizontal

f_y = tensión de fluencia del acero del refuerzo horizontal

α = **factor de reducción** de la contribución de la albañilería por ductilidad

Este factor vale **1.0** para una razón de ductilidad **menor o igual a 2.0**, y decrece linealmente hasta **0**. cuando la razón de ductilidad aumenta desde **2.0 hasta 4.0** (ver figura).



Resistencia al corte de un muro de albañilería armada

- ❑ La expresión anterior de V_n **sobreestima** la resistencia al corte de los muros contruidos con **relleno parcial de huecos** (Nolph y ElGawady, 2011 [2]).
- ❑ Aprovechando los datos experimentales disponible de muros de albañilería armada contruidos con **relleno parcial de huecos**, Nolph y ElGawady [2] proponen la siguiente expresión para V_n para este tipo de muros:

$$V_n = V_{nm} + V_{ns}$$

Con:
$$V_{nm} = \alpha \left[4 - 1.75 \frac{M_u}{V_u d_v} \right] \cdot A_n \sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$$

$$V_{ns} = \beta \cdot 0.5 \cdot (A_v \cdot f_y) \cdot \left(\frac{d_{45}}{s} \right)$$

Resistencia al corte de un muro de albañilería armada

Donde:

$$\alpha = \begin{cases} 1.0 & \text{para } A_n/A_g \geq 0.5 \\ 3.44(A_n/A_g) - 0.8 \geq 0 & \text{para } A_n/A_g < 0.5 \end{cases}$$

Factor que corrige
la contribución
de la albañilería

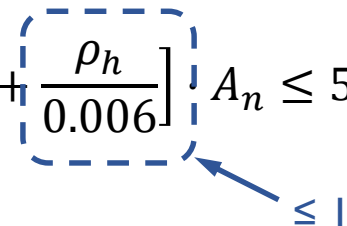
$$\beta = \begin{cases} 1.0 & \text{para } \rho_h \leq 0.1\% \\ 1 - 2 \cdot \rho_h & \text{para } \rho_h > 0.1\% \end{cases}$$

Factor que corrige
la contribución
de las barras de
refuerzo horizontal.

V_n según los resultados de estudios experimentales realizados en Chile

- A partir de los resultados de los estudios experimentales realizados en Chile y U.S.A. hasta 1987, Hidalgo (1989) [3] propuso la siguiente expresión de V_n (kgf/cm²):

$$V_n = 2.5 \cdot v_m \left[1 + \frac{\rho_h}{0.006} \right] A_n \leq 5 \cdot v_m \cdot A_n$$



Donde:

$$\rho_h = \frac{A_h}{s_h \cdot t} = \text{cuantía de refuerzo horizontal}$$

v_m = tensión tangencial admisible al corte de la albañilería según el UBC-85

V_n según los resultados de estudios experimentales realizados en Chile

□ Tensión tangencial admisible al corte de la albañilería según el UBC-85

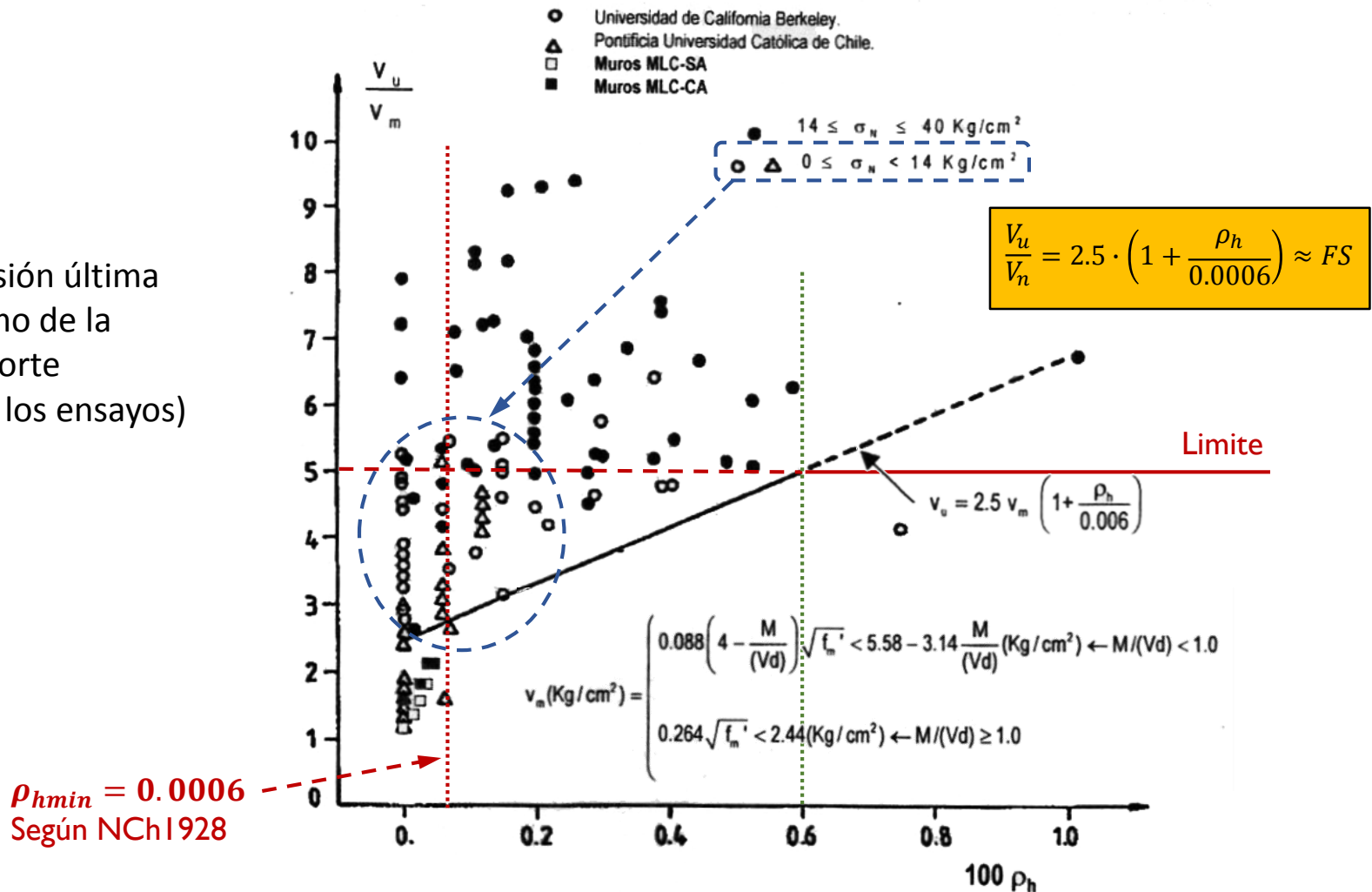
$$v_m = \left\{ 0.088 \left[4 - \left(\frac{M}{Q \cdot L} \right) \right] \cdot \sqrt{f'_m} \right\} \leq \left\{ 5.58 - 3.14 \cdot \left(\frac{M}{Q \cdot L} \right) \right\} \quad \text{si } \frac{M}{Q \cdot L} < 1.0$$

$$v_m = 0.264 \cdot \sqrt{f'_m} \leq 2.44 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{si } \frac{M}{Q \cdot L} \geq 1.0$$

V_n según los resultados de estudios experimentales realizados en Chile

□ En la figura se representa la relación V_u/V_n

V_u es la tensión última
(valor máximo de la
tensión de corte
obtenida de los ensayos)

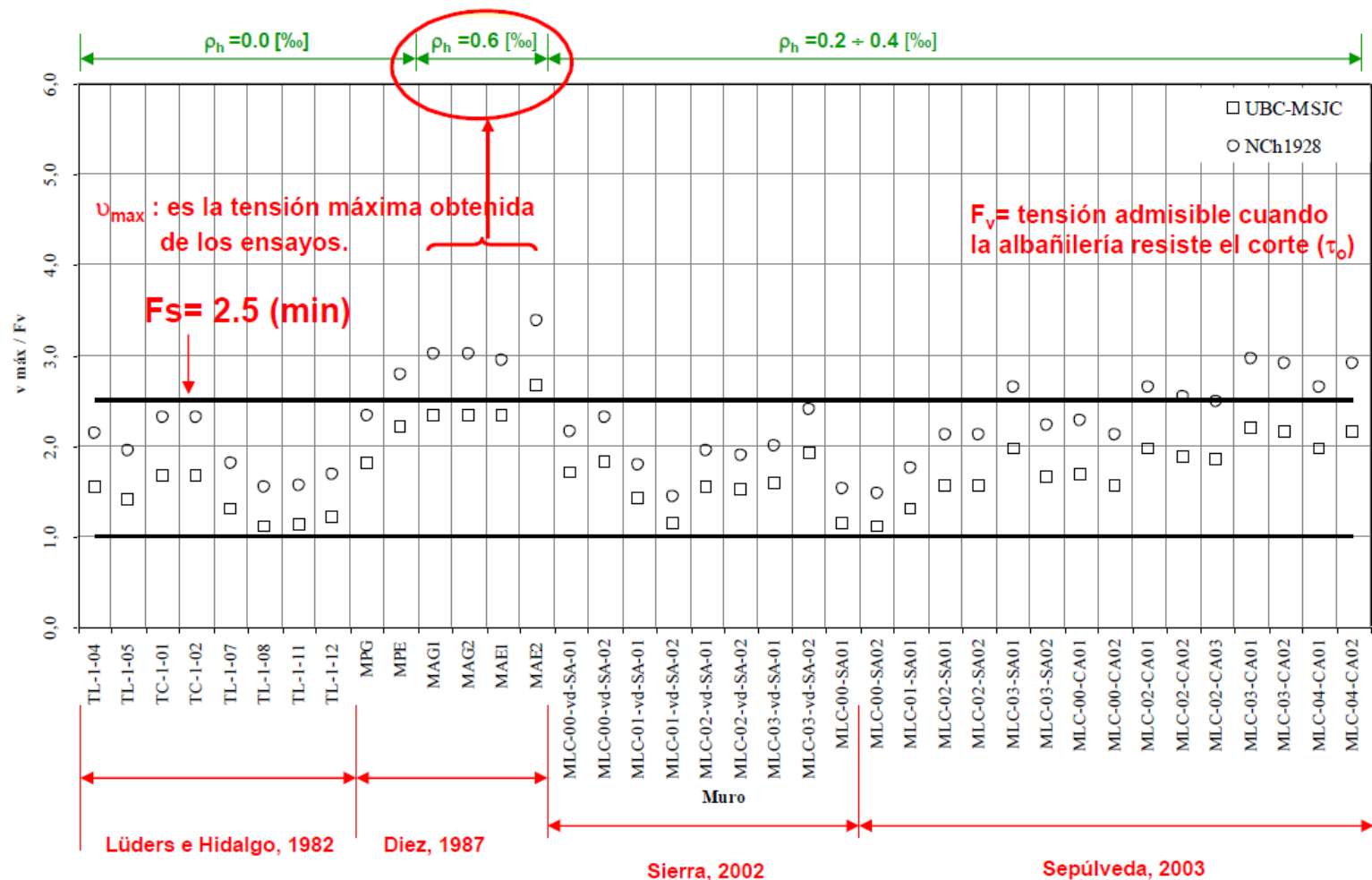


V_n según los resultados de estudios experimentales realizados en Chile

- ❑ De la figura anterior se puede destacar que la ecuación propuesta por Hidalgo [2]:
- Representa los **resultados experimentales** realizados en Chile mientras la cuantía de armadura horizontal sea **mayor o igual al mínimo exigido** por la norma NCh1928 ($\rho_{hmin}=0.0006$ o 0.06%).
 - Es un **mal estimador** de la **resistencia al corte** cuando la cuantía es menor que el valor mínimo exigido por la norma NCh1928 ($\rho_{hmin}=0.06\%$).
 - Si se compara la **fuerza de corte resistente** que resulta de la ecuación con la **fuerza de corte admisible** que resulta al aplicar la norma NCh1928, el *Factor de Seguridad* (FS) que está implícito en la norma NCh1928 es **mayor que 2.5**, resultando del orden de este valor cuando ρ_h es del orden del mínimo (0.06%).
 - Para **valores de ρ_h menores que el mínimo** recomendado por la norma NCh1928, el valor de FS es **menor que 2.5**.

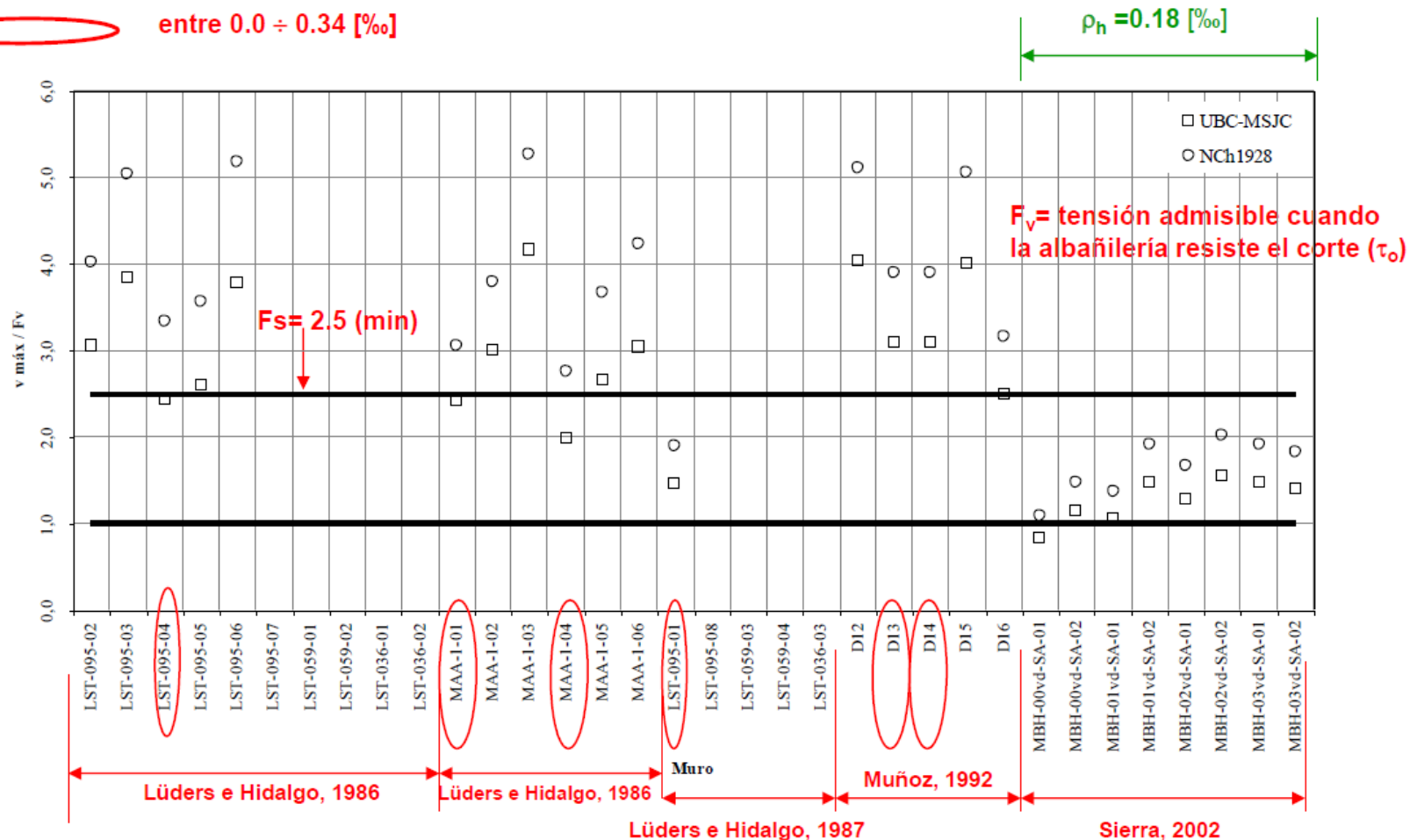
V_n según los resultados de estudios experimentales realizados en Chile

- ❑ Relación entre la tensión de corte máxima de los muros construidos con **unidades cerámicas** y la tensión admisible recomendada en las normas (Silva, 2005) [4].



V_n según los resultados de estudios experimentales realizados en Chile

- Relación entre la tensión de corte máxima de los muros construidos con bloques de hormigón y la tensión admisible recomendada en las normas [4].



V_n para una cuantía de armadura horizontal reducida

□ Según datos de estudios experimentales realizados en Chile.

- Teniendo en cuenta que es inapropiado usar la Norma NCH1928 para determinar la resistencia al corte en muros con una **cuantía de armadura reducida** ($\rho_h \leq 0.06\%$) y **sin relleno total de huecos**, Silva [4] recomienda calcular la resistencia al corte en estos casos con la expresión siguiente:

$$V_n = V_m + V_s$$

Donde: $V_m = 0.4 \cdot \tau_m \cdot A_g + 0.25 \cdot N \leq 0.70 \cdot \tau_m \cdot A_g$

$$V_s = 0.5 \cdot \rho_h \cdot \sigma_{yh} \cdot t \cdot \min(L, h) \leq V_m$$

τ_m = tensión básica de corte (Ensayo de murete, ver NCh2123).

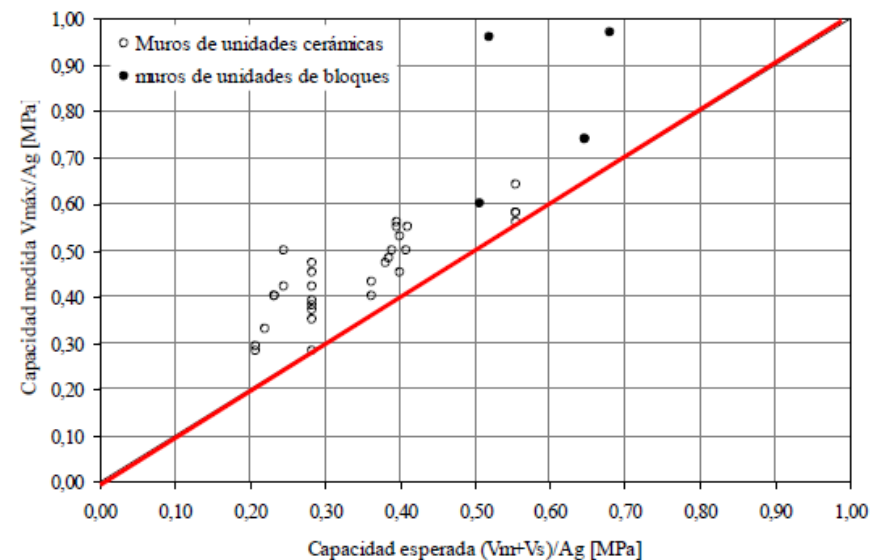
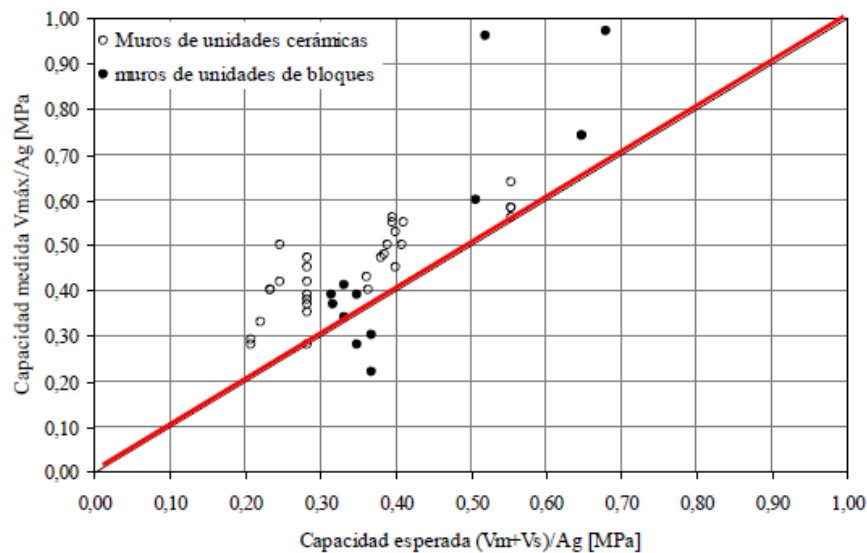
h = altura del muro.

L = largo del muro.

t = espesor del muro.

A_g = área bruta de la sección transversal del muro.

V_n para una cuantía de armadura horizontal reducida



Resistencia básica de corte (τ_m)
superior a 0.5 MPa

Comentarios relacionados con V_n

- ❑ La resistencia al corte **aumenta al aumentar la cuantía de refuerzo horizontal**.
- ❑ La resistencia al corte **aumenta al aumentar la magnitud de la carga axial**.
- ❑ La resistencia al corte **aumenta al disminuir la relación de aspecto** $[M/(Q \cdot L)]$.
- ❑ La contribución de la armadura horizontal depende del **tipo de acero** que se use y de la **forma como se distribuya a lo alto del muro**.
- ❑ Las barras horizontales de refuerzo **pierden eficiencia** cuando:
 - Se colocan **muy próximas al extremo superior e inferior** del muro.
 - Se **cortan las armaduras** debido a problemas de anclaje y empalme, y
 - Se usan **aceros con comportamiento frágil** (armaduras estiradas en frío).
- ❑ Esta situación justifica la incorporación de un **Factor de Eficiencia** (η), **menor que 1.0** en la expresión de V_s , cuando se evalúa la contribución las barras de refuerzo horizontal.

Colapso total

! Daño inaceptable !



Chile, Santa Cruz (2010), conjunto de 3 pisos.

Colapso total

Falla debida a **mal detallamiento**:

- Empalmes **deficientes**
- Empalmes **en nudos**

Comentarios relacionados con V_n

- ❑ El corte de las barras de refuerzo horizontal produce una **severa degradación de la resistencia y de la rigidez del muro**.
- ❑ En un diseño por el método de **valores admisibles**, el esfuerzo de corte admisible se puede determinar por la relación:

$$V_{adm} = \frac{V_n}{FS} \quad \text{con } FS \geq 2.5$$

Diseño al corte de muros de albañilería armada según NCh1928.Of93 Mod. 2009

A. Criterio de diseño

- i. Teniendo en cuenta que en Chile se usan unidades cerámicas del tipo rejilla con huecos y relleno parcial de los huecos, se han establecido disposiciones de diseño al corte más exigentes para los éstos casos.
- ii. Esta decisión se tomó reconociendo que los muros contruidos con relleno total de huecos están más protegidos del agrietamiento por la presencia del hormigón de relleno.

De esta forma, la norma NCh1928 establece **dos criterios** para diseñar al corte.

Diseño al corte de muros de albañilería armada según NCh1928.Of93 Mod. 2009

- ❑ CRITERIO I: Para las albañilerías armadas construidas con bloques de hormigón o unidades de geometría similar, en las que se llenan todos los huecos con hormigón de relleno.
- La demanda sísmica expresada en términos del coeficiente sísmico de Corte Basal (Q_b/W_{sis}) no necesita ser mayor que $0.48 A_0/g$; donde A_0 es la aceleración efectiva de la norma NCh433.Of96 (efecto zona sísmica). En caso de superar este límite, los esfuerzos de corte sísmicos solicitantes (Q_s) pueden reducirse por un factor cuya magnitud se establece de manera que el coeficiente sísmico de corte basal no sobrepase este valor.
 - Si la tensión tangencial debido al esfuerzo de corte determinado en el paso anterior, corte de diseño (Q_d), no excede el valor admisible para la albañilería sin considerar armadura de corte (τ_0) (ver Tabla I norma NCh1928), debe usarse la cuantía de armadura horizontal mínima recomendada por la norma NCh1928. En caso contrario, la armadura horizontal debe diseñarse para resistir el 100% del esfuerzo de corte de diseño del muro (Q_d).

Diseño al corte de muros de albañilería armada según NCh1928.Of93 Mod. 2009

- ❑ CRITERIO 2: Para las albañilerías armadas construidas con ladrillos cerámicos del tipo rejilla con huecos con o sin relleno de huecos, y albañilerías de bloque de hormigón o unidades de geometría similar con relleno parcial de los huecos.
- i. El criterio propuesto reconoce que al disminuir el aporte del núcleo de hormigón de relleno, la resistencia al esfuerzo de corte de la albañilería queda controlada por la calidad de la adherencia entre el mortero de junta y la unidad de albañilería, y así con el propósito de reducir la posibilidad de que ocurra el agrietamiento diagonal para sismos de ocurrencia frecuente se controla la densidad de muros, y para proteger la integridad local de los muros post agrietamiento, se controla la cuantía de armadura de refuerzo horizontal.

Diseño al corte de muros de albañilería armada según NCh1928.Of93 Mod. 2009

❑ CRITERIO 2:

➤ Con estos dos objetivos, la norma recomienda:

- a. Controlar la **densidad y distribución de muros**, con este propósito las tensiones tangenciales producidas por el esfuerzo de corte de diseño (esfuerzo calculado con las fuerzas sísmicas establecidas en la norma NCh433, $Q_d = Q_s$) no deben superar los valores de las tensiones tangenciales admisibles de la albañilería **sin considerar la armadura de corte** (τ_0) (ver Tabla I NCh1928).
- b. La **armadura de refuerzo horizontal** debe resistir una fuerza de corte, igual al **80% del esfuerzo de corte (Q_s) originado por las acciones sísmicas** que establece la norma NCh433 ($Q_d = 0.8Q_s$). La armadura resultante debe ser igual o mayor que la armadura mínima recomendada en la norma NCh1928.

Diseño al corte de muros de albañilería armada según NCh1928.Of93 Mod. 2009

B. Tensión tangencial solicitante (v)

- La tensión tangencial debido al esfuerzo de corte solicitante se determina con la ecuación:

$$v = \frac{Q_d}{A_e}$$

- Cuando la tensión tangencial solicitante v **excede** la **tensión admisible para la albañilería con armadura diseñada para resistir todo el corte τ_1** (ver Tabla I de la norma NCh1928) se **debe cambiar** la dimensión del muro, ya que según la norma la contribución de la armadura para resistir el corte está limitada por la **falla por aplastamiento que produce en la albañilería el puntal de compresión**.

Diseño al corte de muros de albañilería armada según NCh1928.Of93 Mod. 2009

C. Armadura horizontal requerida

- La armadura horizontal requerida, se determina con la ecuación siguiente

$$A_h = \frac{1.1 \cdot Q_d \cdot s_h}{F_s \cdot L}$$

$$\rho_h = \frac{1.1 \cdot Q_d}{F_s \cdot L \cdot t}$$

Donde:

A_h = área de un refuerzo horizontal

Q_d = esfuerzo de corte de diseño.

s_h = separación entre las armaduras horizontales.

F_s = tensión admisible del acero de las barras horizontales.

L = largo del muro. t = espesor del muro.

Diseño al corte de muros de albañilería armada según NCh1928.Of93 Mod. 2009

D. Cuantía mínima

- La cuantía mínima requerida según la norma según NCh1928 es:

$$\rho_{hmin} \geq 0.0006 \quad (0.6\text{‰})$$

$$\rho_h + \rho_v \geq 0.0015 \quad (1.5\text{‰})$$

Diseño al corte de muros de albañilería armada según NCh1928.Of93 Mod. 2009

E. Construcción con inspección especializada

➤ Sin considerar armadura de corte (τ_0):

- Elementos en flexión (**vigas**):

$$0.09\sqrt{f'_m} \quad \text{pero } \leq 0.35 \text{ MPa}$$

- **Muros:**

$$0.06\sqrt{f'_m} \quad \text{si } M/(Q \cdot L) \geq 1 \quad \text{pero } \leq 0.19 \text{ MPa}$$

$$0.13\sqrt{f'_m} \quad \text{si } M/(Q \cdot L) = 0 \quad \text{pero } \leq 0.28 \text{ MPa}$$

➤ Con armadura diseñada para resistir todo el corte (τ_1):

- Elementos en flexión (**vigas**):

$$0.25\sqrt{f'_m} \quad \text{pero } \leq 1.05 \text{ MPa}$$

- **Muros:**

$$0.13\sqrt{f'_m} \quad \text{si } M/(Q \cdot L) \geq 1 \quad \text{pero } \leq 0.52 \text{ MPa}$$

$$0.17\sqrt{f'_m} \quad \text{si } M/(Q \cdot L) = 0 \quad \text{pero } \leq 0.84 \text{ MPa}$$

Diseño al corte de muros de albañilería armada según NCh1928.Of93 Mod. 2009

E. Construcción **sin** inspección especializada

➤ Sin considerar armadura de corte (τ_0):

- Elementos en flexión (**vigas**): 0.175 MPa

- **Muros:**

$$0.10 \text{ MPa} \quad \text{si } M/(Q \cdot L) \geq 1$$

$$0.14 \text{ MPa} \quad \text{si } M/(Q \cdot L) = 0$$

➤ Con armadura diseñada para resistir todo el corte (τ_1):

- Elementos en flexión (**vigas**): 0.525 MPa

- **Muros:**

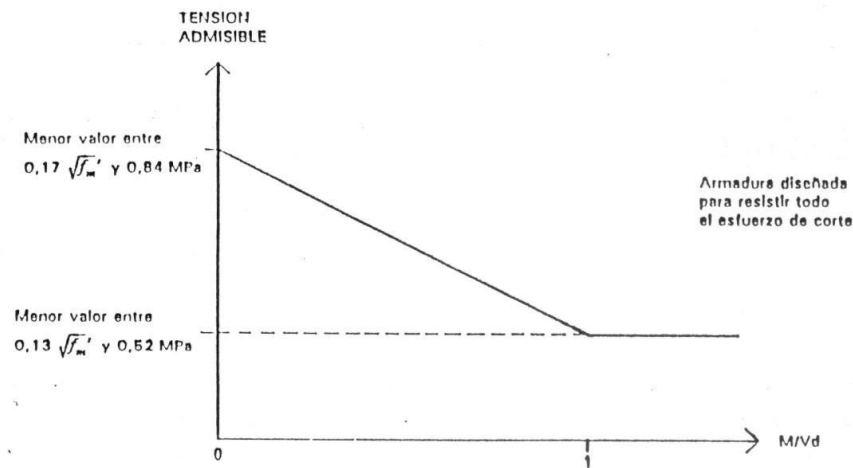
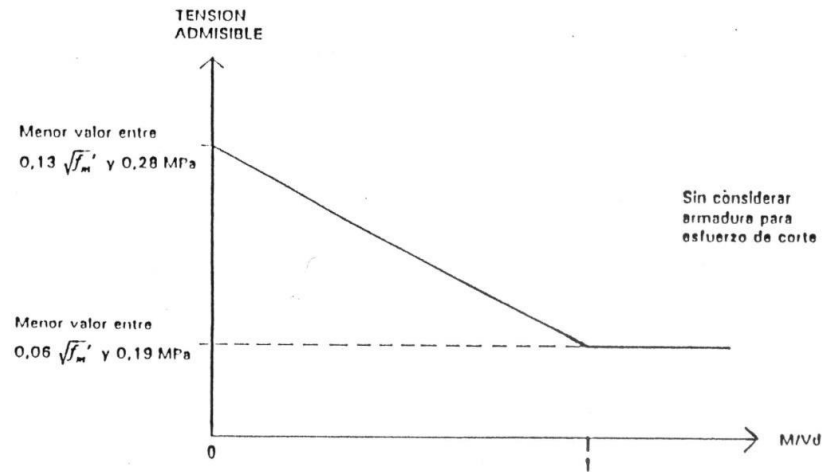
$$0.26 \text{ MPa} \quad \text{si } M/(Q \cdot L) \geq 1$$

$$0.42 \text{ MPa} \quad \text{si } M/(Q \cdot L) = 0$$

Notas sobre el calculo de las tensiones admisibles por corte

- ❑ En aquellos muros en que la relación $[M/(Q \cdot L)]$ esté comprendida entre 0 y 1, la **tensión admisible se determina por interpolación** en la línea recta que une los valores para 0 y 1.
- ❑ Para calcular la relación $M/(Q \cdot L)$, **deben usarse los esfuerzos que resultan del análisis**. De esta forma no debe usarse el valor de M reducido a un 50%, como se recomienda para realizar el diseño a la flexión ni el valor de Q_d .
- ❑ Las tensiones admisibles **pueden aumentarse en un 33.3%** para las combinaciones de carga en que interviene la acción sísmica, el peso propio y las sobrecargas.
- ❑ Las dimensiones y los refuerzos así determinados deben ser mayores o iguales a los requeridos por el diseño para el peso propio y sobrecargas.
- ❑ No se permite el aumento de las tensiones admisibles en “**aquellos muros que en cualquier piso resistan un 45% o más del esfuerzo de corte total del piso**”.

Interpolación según criterio NCh1928



Comentarios del diseño al corte según NCh1928

- ❑ Al revisar las expresiones de las tensiones admisibles de la norma NCh1928, se observa que en ellas **no se considera** el **efecto benéfico de la carga axial de compresión en la resistencia**.
- ❑ Al expresar las tensiones admisibles al corte en función de la **raíz cuadrada de la resistencia prismática**, se acepta que la **falla de corte está controlada por la tracción diagonal** y que la grieta diagonal **no se propaga** por las juntas horizontales y verticales de mortero ⇒ **No hay falla controlada por la adherencia**
- ❑ Las expresiones que establecen la resistencia al corte de un muro de albañilería armada en la actual norma NCh1928, tampoco consideran la posibilidad que se produzca una **falla por deslizamiento**. Teniendo en cuenta lo anterior, se tiene una nueva razón para **recomendar el llenado total de los huecos**.
- ❑ Los niveles de las solicitaciones sísmicas de la norma NCh433 (valor del factor “R”) se han establecido reconociendo que los criterios de diseño de los muros de albañilería armada **no garantizan que su comportamiento esté controlado por la falla de flexión** cuando se diseñan con las disposiciones y limitaciones de la norma NCh1928.Of93.

Resumen del diseño al corte según la norma NCh1928

❑ Criterio I: Muros contruidos con bloques con relleno total de huecos

a. Corte basal del edificio (NCh433):

- Según el método estático de análisis:

$$Q_0 = (C \times I) \cdot P = C_b \times P$$

$$\frac{A_0}{6g} \leq C_b \leq (0.55 \cdot S \cdot A_0 \cdot I)/g \quad \text{para } R = 4$$



Análisis del edificio (se obtiene Q_s en los muros)

Resumen del diseño al corte según la norma NCh 1928

❑ Criterio I: Muros contruidos con bloques con relleno total de huecos

- b. Si C_b es mayor que $(0.48 \cdot A_0)/g$, los esfuerzos de corte de los muros (Q_s) se pueden reducir por un factor igual a:

$$\alpha_q = \frac{(0.48 \cdot A_0)/g}{C_b} \leq 1.0$$

Resultando:

$$Q_{sd} = \alpha_q \cdot Q_s$$

- c. Si C_b es menor o igual que $(0.48 \cdot A_0)/g \Rightarrow Q_{sd} = Q_s$

Resumen del diseño al corte según la norma NCh1928

❑ Criterio I: Muros contruidos con bloques con relleno total de huecos

d. Calculado el esfuerzo de corte de diseño en el muro, se calcula la tensión tangencial:

$$\tau = \frac{Q_{sd}}{b_e \cdot L}$$

En este caso $b_e = t =$ espesor del muro

$$\text{Si } \tau \leq \tau_0 \Rightarrow \rho_h = \rho_{min} = 0.0006 \Rightarrow A_h = 0.0006 \cdot t \cdot s_h$$

$$\text{Si } \tau_0 < \tau \leq \tau_1 \Rightarrow \rho_h = \frac{1.1 \cdot Q_{sd}}{L \cdot t \cdot F_s} \Rightarrow A_h = \rho_h \cdot t \cdot s_h$$

Si $\tau_1 \leq \tau$ **se debe cambiar las dimensiones del muro o bien agregar más muros a la estructura.**

Donde:

τ_0 = tensión admisible sin considerar la armadura de corte

τ_1 = tensión admisible con armadura diseñada para resistir todo el esfuerzo de corte

Resumen del diseño al corte según la norma NCh1928

- ❑ Criterio 2: Muros contruidos con ladrillos cerámicos del tipo rejilla con huecos (con o sin relleno total de huecos) y con bloques sin relleno total de huecos.

a. $Q_{sd} = Q_s$

b. $\tau = \frac{Q_{sd}}{b_e \cdot L}$

en este caso b_e es igual al **espesor efectivo del muro** (muros contruidos con bloques sin relleno total de huecos o con ladrillos cerámicos del tipo rejilla con huecos sin extender el mortero en toda la cara de asiento) o el **espesor de muro** (muros contruidos con ladrillos cerámicos del tipo rejilla con huecos cuando el mortero se extiende en toda la cara de asiento de las unidades).

a. $\tau \leq \tau_0$

Si no se cumple esta condición **se debe aumentar la cantidad de muros** (densidad de muros) en el **edificio hasta que se cumpla esta condición en todos los muros**.

a. $\rho_h = \frac{1.1 \cdot Q_{sd}}{L \cdot t \cdot F_s} \quad \Rightarrow \quad A_h = \rho_h \cdot t \cdot s_h$

Muros de albañilería armada dañados por efecto del esfuerzo de corte

- ❑ Casos **sin armadura horizontal** (terremoto del 03/03/1985, Santiago)



Referencias

- [1] Davis C.L.; McLean, D.I. ; Ingham, J.M. (2010): “Evaluation of Design Provisions for In-Plane Shear in Masonry Walls”.The Masonry Society,TMS Journal, Vol. 28, No.2, pp. 41–59.
- [2] Nolph, S.M. y ElGawady, M.A. (2011): “In-plane shear strength of partially grouted masonry shear walls”. 11th North American Masonry Conference, June 5-8, Minneapolis, MN.
- [3] Hidalgo (1989): “Desarrollo de las disposiciones de diseño para edificios de Albañilería Armada en Chile”.Anales de la Universidad de Chile, 5ta serie, N° 21, pp. 431–473.
- [4] Silva D. (2005): “Recomendaciones para el diseño de muros de albañilería armada por el método de resistencia última”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Santiago.