

PODER EJECUTIVO NACIONAL
MINISTERIO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCION SISMICA

*Diseño Sismorresistente
de Construcciones de Mampostería
Según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103*

PUBLICACION
TECNICA Nº 15

Diciembre de 1988

REPUBLICA ARGENTINA

I

N

P

R

E

S

**DISEÑO SISMORRESISTENTE
DE CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA
SEGUN EL REGLAMENTO INPRES-CIRSOC 103**

Capítulo I

CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA ENCADENADA DE UNA PLANTA

*JULIO C. CASAL **

Capítulo II

CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA ENCADENADA DE MAS DE UNA PLANTA

*JORGE A. AMADO **
*EDGAR A. BARROS ***

Profesional Especializado, Departamento Ingeniería Sismorresistente
Jefe del Departamento Ingeniería Sismorresistente
Instituto Nacional de Prevención Sísmica - INPRES

PROLOGO

La parte III del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, "CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA" trata de llenar el vacío que, hasta su puesta en vigencia, existía en nuestro país referente al análisis y dimensionamiento de este tipo de estructuras frente a acciones sísmicas.

Las normas anteriormente vigentes en la materia trataban el tema sólo parcialmente y desde un punto de vista más bien empírico, ya que no especificaban métodos de análisis y dimensionamiento, sino que se limitaban a dar un conjunto de prescripciones mínimas que cubrían, en general, las construcciones de pequeña altura.

Estas normas reflejaban el estado del conocimiento que sobre el tema existía en la época, y fueron sumamente útiles ya que su aplicación permitió dotar a las construcciones de mampostería de baja altura, de un nivel de seguridad aceptable frente a las acciones sísmicas.

El avance de la ingeniería sismorresistente permitió conocer con más detalle el comportamiento de este tipo de estructuras, y consecuentemente, aparecieron métodos racionales de análisis y dimensionamiento que permitieron ampliar su campo de aplicación a estructuras de mediana altura.

La parte III del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, recoge todo este cúmulo de nuevos conocimientos y los sistematiza en forma normativa.

Resulta necesario que el profesional dedicado al cálculo de estructuras de mampostería cuente con un manual que le sirva de guía para resolver los casos más frecuentes que se presentan en la práctica.

Esta publicación intenta cumplir con los propósitos mencionados anteriormente, limitándose al tratamiento de construcciones de mampostería encadenada, tipología estructural ampliamente difundida en nuestro medio. Esperamos sea un complemento útil para ingenieros y arquitectos dedicados al proyecto y cálculo de estructuras.

Capítulo I

CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA ENCADENADA DE UNA PLANTA

JULIO C. CASAL

INDICE

1.	CIMIENTO DE MUROS	1
1.1.	Excavación del cimiento	1
1.1.1.	Dimensiones mínimas de la excavación	1
1.2.	Características de los cimientos de hormigón ciclópeo para muros	2
2.	AREAS Y DIMENSIONES MAXIMAS DE PANELES Y ABERTURAS	3
2.1.	Muros sin aberturas	3
2.1.1.	Areas y dimensiones máximas de paneles de muros resistentes de mampostería	4
2.2.	Muros con aberturas	5
2.2.1.	Aberturas aproximadamente centradas con relación al panel	5
2.2.1.1.	Prescripciones generales	5
2.2.1.2.	Exención de ejecución de encadenados verticales	6
2.2.2.	Aberturas ubicadas en cualquier posición con relación al panel	8
2.2.2.1.	Prescripciones generales	8
2.2.2.2.	Exención de ejecución de encadenados verticales	9
3.	ENCADENADOS	10
3.1.	Sección transversal mínima de las columnas de encadenado	10
3.2.	Sección transversal mínima de las vigas de encadenado	12
3.3.	Secciones mínimas de armaduras longitudinales de encadenados	13

- 3.3.1. Separación entre armaduras
- 3.4. Estribos para encadenados
 - 3.4.1. Zonas a considerar en encadenados
 - 3.4.2. Diámetro y separación mínima de estribos
- 3.5. Anclajes de armaduras longitudinales
 - 3.5.1. Anclajes en uniones entre encadenados
 - 3.5.2. Anclajes en cimientos comunes y armados
 - 3.5.3. Anclajes en zapatas o vigas de fundación

- 4. EJEMPLO DE APLICACION

- 5. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. CIMIENTO DE MUROS

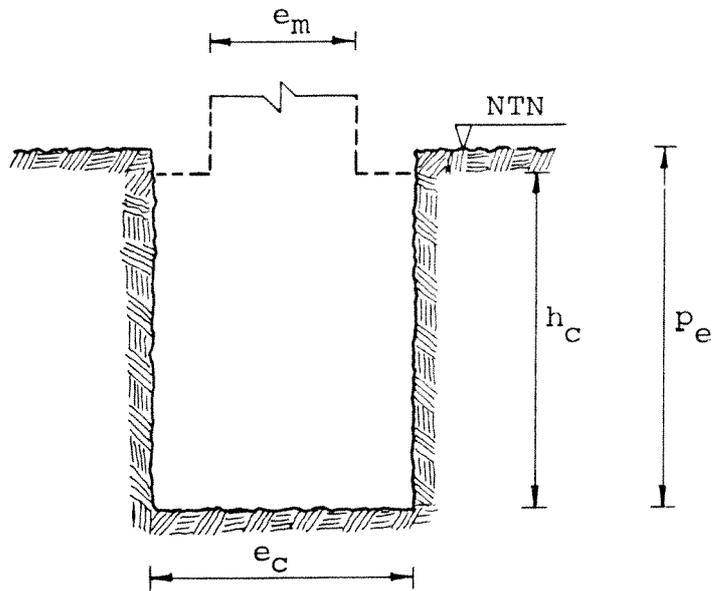
1.1. Excavación del cimiento

Fig. 1

Referencias:

e_m = espesor del muro;

e_c = ancho del cimiento;

h_c = altura del cimiento;

p_e = profundidad de la excavación;

NTN = nivel terreno natural;

1.1.1. Dimensiones mínimas de la excavación

$$e_{c\text{mín}} = e_m + 15 \text{ cm}$$

$$h_{c\text{mín}} = 30 \text{ cm}$$

$$p_{e\text{mín}} = 60 \text{ cm}$$

Nota: El cimiento debe penetrar en terreno firme por lo menos 20 cm.

1.2. Características de los cimientos de hormigón ciclópeo para muros

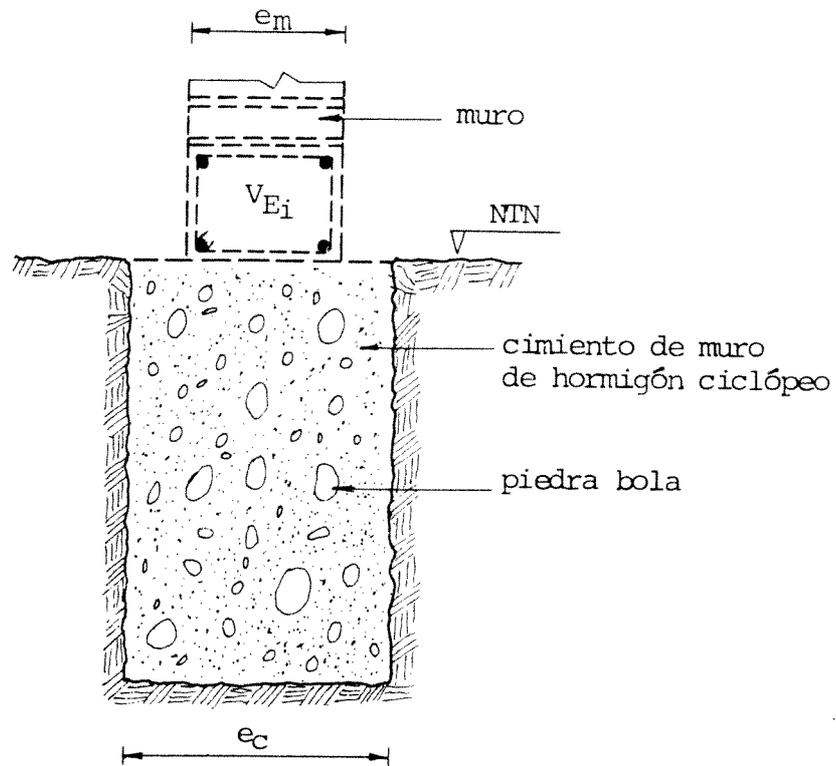


Fig. 2

Referencias:

e_c = espesor del cimiento

Nota: El hormigón ciclópeo para cimientos debe tener un contenido mínimo de cemento de 180 Kg/m³.

Además, puede contener hasta un 30% de piedra bola, con una dimensión máxima menor de $1/3 e_c$.

2. AREAS Y DIMENSIONES MAXIMAS DE PANELES Y ABERTURAS

2.1. Muro sin abertura

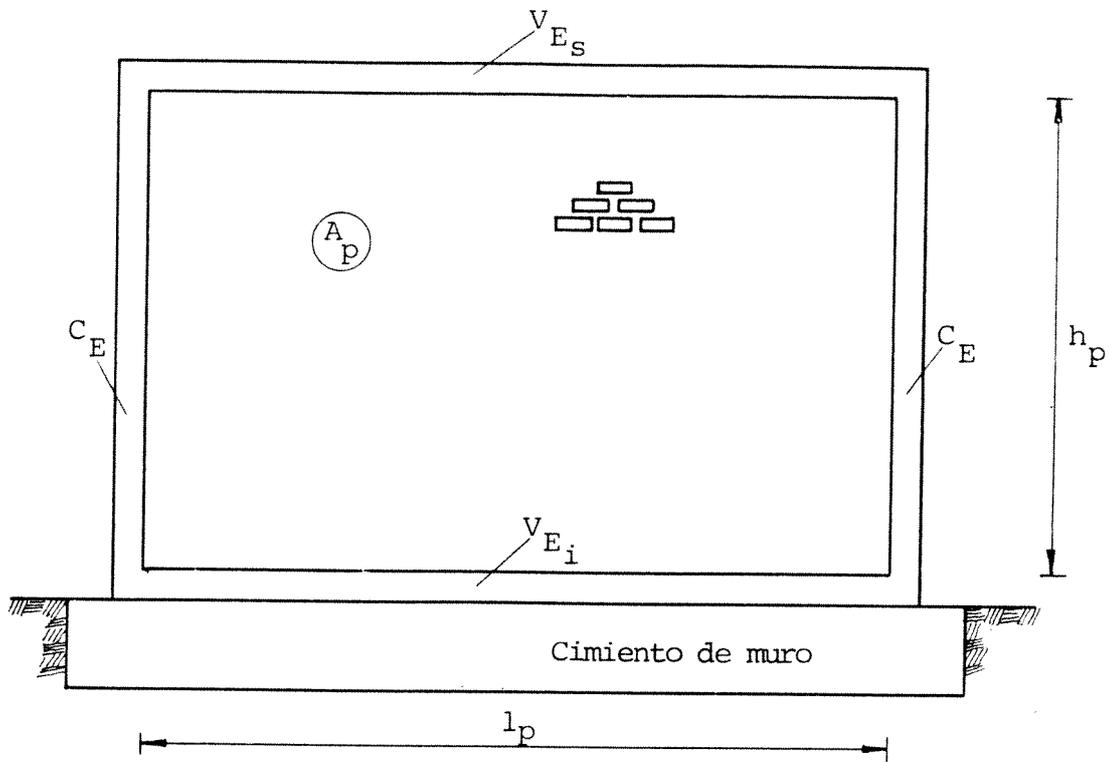


Fig. 3

Referencias:

C_E = columna de encadenado;

V_{E_s} = viga de encadenado superior;

V_{E_i} = viga de encadenado inferior;

l_p = longitud del panel;

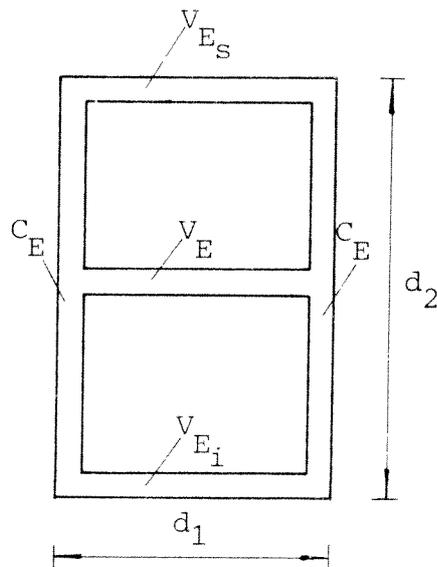
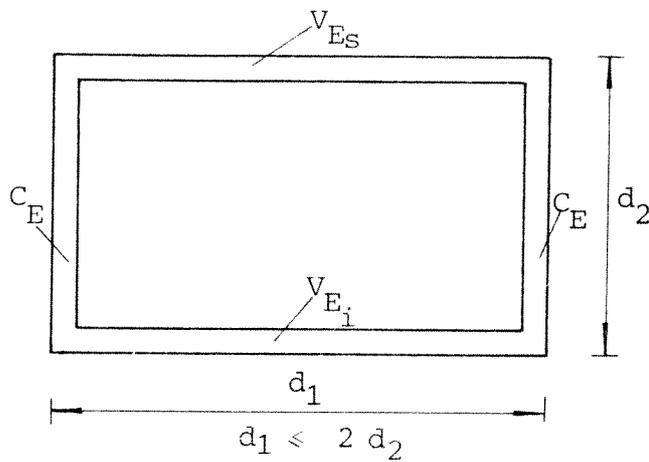
h_p = altura del panel;

A_p = área del panel = $l_p \times h_p$

2.1.1. Area y dimensiones máximas de paneles de muros resis-
tentes de mampostería

Zonas Sísmicas	Área Máxima del Panel	Dimensión Máxima del Panel	
		Muros de espesor neto ≥ 17 cm	Muros de espesor neto < 17 cm y ≥ 13 cm
1	30 m ²	7 m	4,50 m
2	25 m ²	6 m	4 m
3 y 4	20 m ²	5 m	4 m

Adicionalmente debe cumplirse:



Si $d_2 > 1,5 d_1$ se coloca, a mitad de la altura, una viga de encadenado, V_E , o una junta armada

Fig. 4

2.2. Muros con aberturas

2.2.1. Aberturas aproximadamente centradas con relación al panel

2.2.1.1. Prescripciones Generales

En general, deben colocarse columnas de encadenado, C_E , en los bordes laterales de la abertura y de ese modo los paneles situados a ambos lados de la abertura pueden considerarse como dos muros resistentes independientes, siempre que estos cumplan las condiciones estipuladas en el artículo 7.4. de la parte III de la norma INPRES-CIRSOC 103.

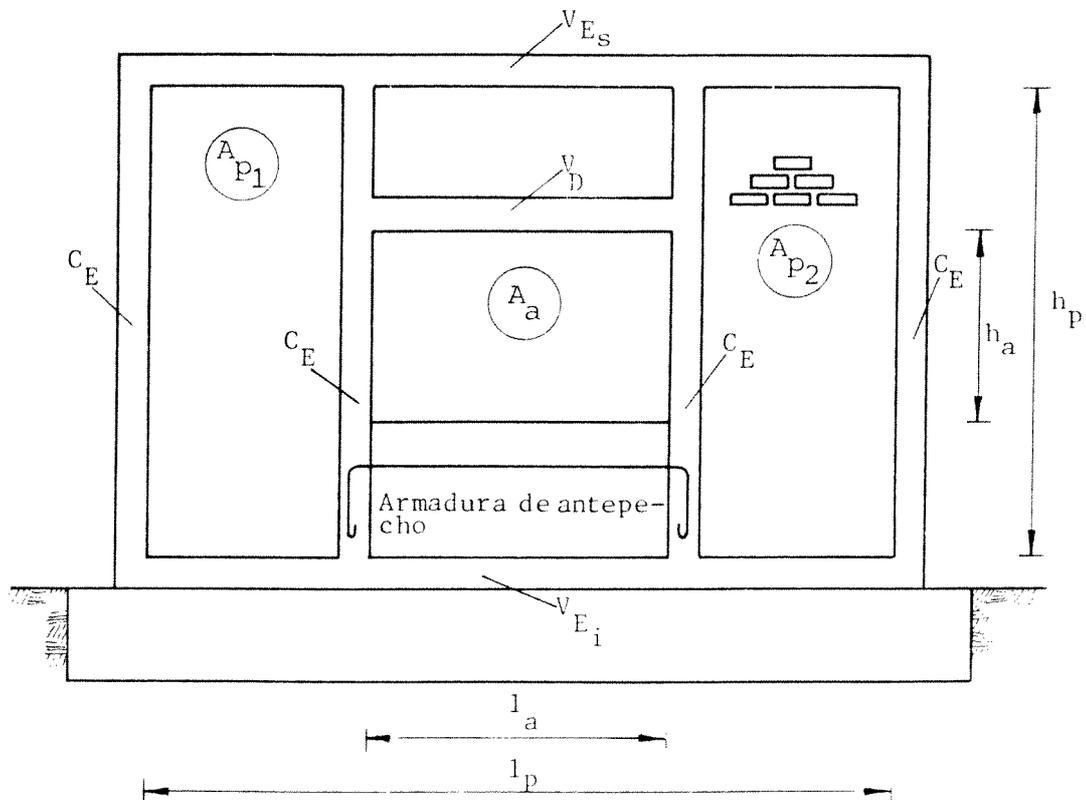


Fig. 5

Referencias:

- V_D = viga dintel;
- l_a = longitud de la abertura;
- h_a = altura de la abertura;
- A_a = área de la abertura;
- A_{P_i} = área del panel i -ésimo.

2.2.1.2. Exención de ejecución de encadenados verticales
 Podrá prescindirse de disponer columnas de encadenados en bordes de aberturas cuando se cumplen simultáneamente las siguientes condiciones:

$$A_a \leq 0,1 A_p$$

$$l_a \leq 0,35 l_p$$

$$h_a \leq 0,35 h_p$$

$$0,90 \text{ m} \leq b_1 \geq 0,25 l_p$$

$$b_2 \geq 0,25 l_p$$

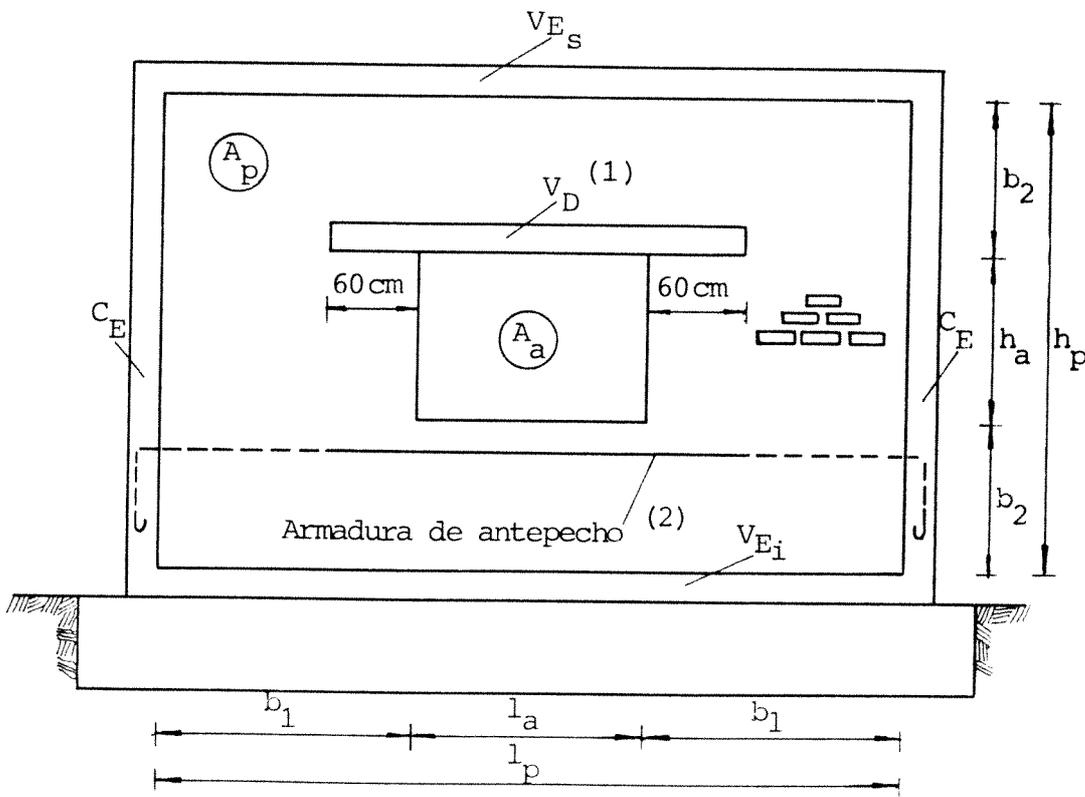


Fig. 6

Referencias:

A_p = área del panel considerado

A_a = área de la abertura

- Nota: (1) Las vigas de dintel se dimensionarán como vigas portantes, considerando las cargas que sobre ellas actúan. Las dimensiones de la sección transversal de las vigas de dintel no podrán en ningún caso ser menores que las mínimas establecidas para las vigas de encadenado. En las zonas sísmicas 3 y 4 se prolongarán, al menos, dos barras de la armadura longitudinal inferior de la viga de dintel, alojada en junta de mortero de cemento (1 de cemento por 3 de arena) hasta anclarlas en las columnas de encadenado más cercana.
- (2) En las zonas sísmicas 3 y 4, la armadura de antepecho alojada en junta de mortero de cemento (1 de cemento por 3 de arena) se prolongará y se anclará reglamentariamente en las columnas más cercanas. La armadura de antepecho a utilizar en las distintas zonas sísmicas se indica a continuación.

Zonas Sísmicas	Aceros Tipo ADN-420 ADM-420 (III)		Acero tipo AL - 220 (I)	
	Armadura longitudinal	Estribos	Armadura longitudinal	Estribos
1 y 2	2 barras $d_s=6$ mm	$d_s=4,2$ mm c/25 cm	2 barras $d_s=8$ mm	$d_s=4,2$ mm c/25 cm
3 y 4	2 barras $d_s=8$ mm	$d_s=4,2$ mm c/25 cm	2 barras $d_s=10$ mm	$d_s=6$ mm c/25 cm

2.2.2. Aberturas ubicadas en cualquier posición con relación al panel

2.2.2.1. Prescripciones generales

Para este tipo de muros con aberturas se repiten las consideraciones establecidas en el artículo 2.2.1.1.

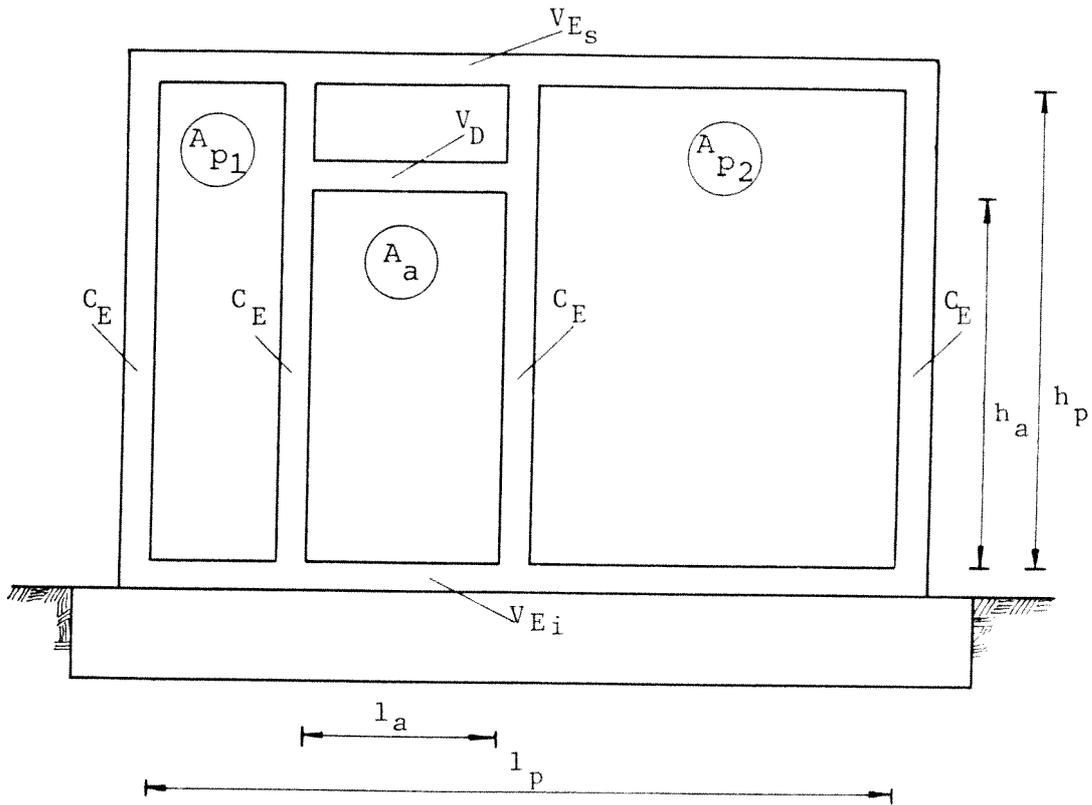


Fig. 7

Referencias:

V_D = viga dintel;

l_a = longitud de la abertura;

h_a = altura de la abertura;

A_a = área de la abertura;

A_{P_i} = área del panel i -ésimo.

2.2.2.2. Exención de ejecución de encadenados verticales
 Podrá prescindirse de disponer columnas en bordes de aberturas cuando se cumplen simultáneamente las siguientes condiciones:

$$A_a \leq 0,05 A_p$$

$$l_a \leq 0,25 l_p$$

$$h_a \leq 0,25 h_p$$

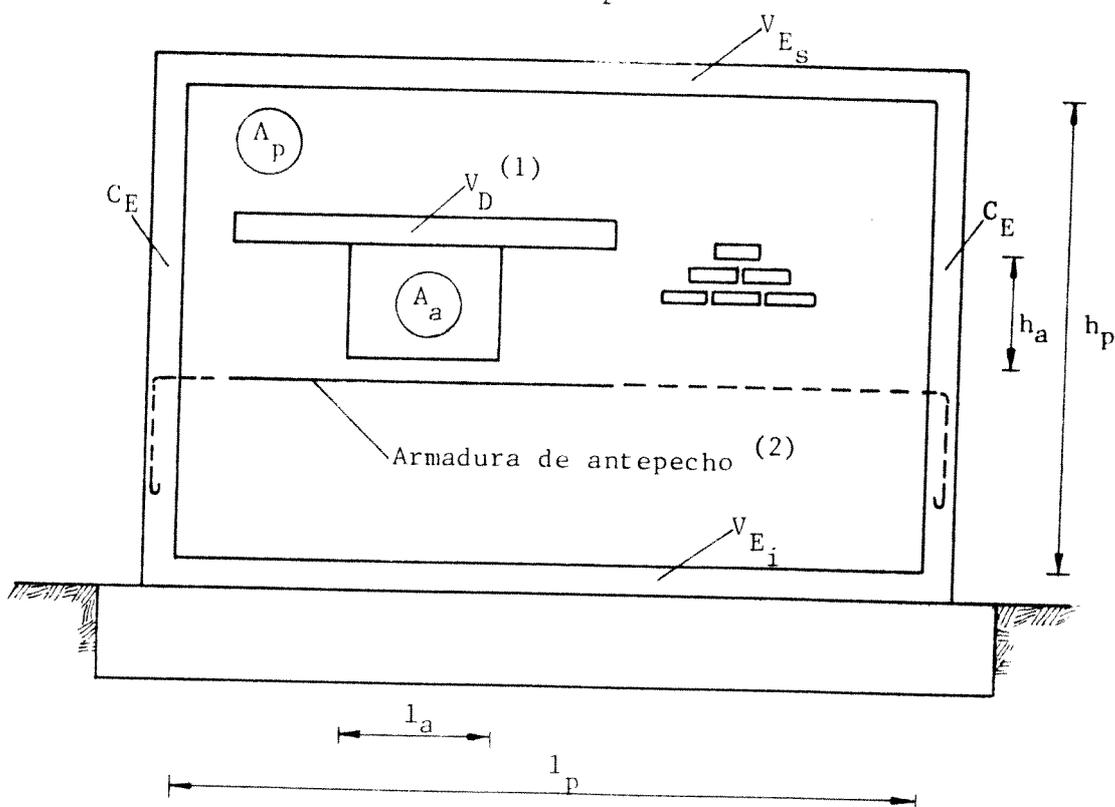


Fig. 8

Referencias:

A_p = área del panel considerado

A_a = área de la abertura

Nota: (1) y (2) - Para las vigas de dintel y las armaduras de antepecho valen las mismas consideraciones establecidas en el artículo 2.2.1.2.

3. ENCADENADOS3.1. Sección transversal mínima de columnas de encadenado

a) Columnas de encadenado correspondiente a encuentro de muros.

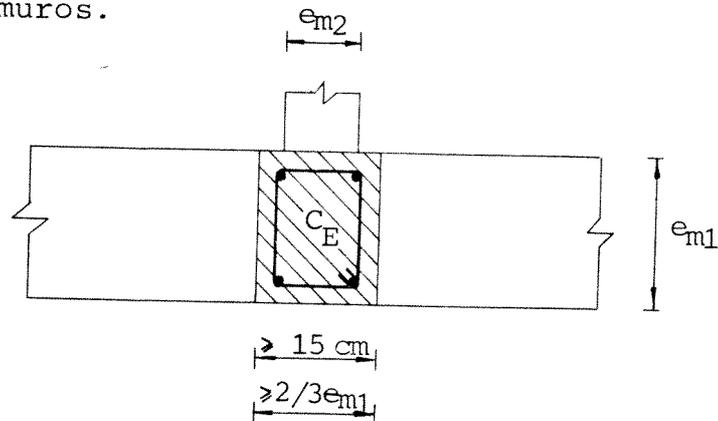


Fig. 9

Referencias:

 e_{m1}, e_{m2} = espesores de los muros

b) Columnas de encadenado que no corresponden a encuentros de muros.

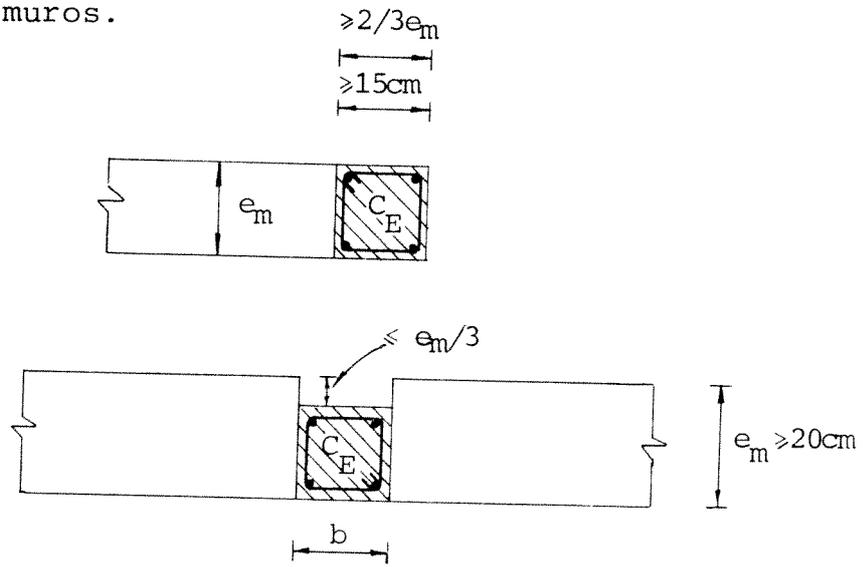


Fig. 10

Referencias:

 e_m = espesor del muro; b = dimensión necesaria para restituir la sección de hormigón de la columna de encadenado.

- c) Columnas de encadenado dentro de huecos de bloques portantes

El uso de este tipo de columnas está permitido en construcciones del Grupo B de altura igual o menor que 4 m en zonas sísmicas 3 y 4 y 6,50 m en zonas sísmicas 1 y 2.

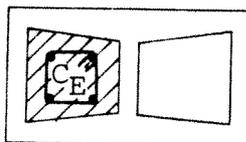


Fig. 11

Las columnas de encadenado dentro de los huecos de bloques portantes de hormigón o cerámicos especiales deben satisfacer las siguientes condiciones.

- Dimensiones mínimas de huecos rectangulares:
12 cm x 12 cm.
- Diámetro mínimo de huecos circulares: 14 cm
- Sección de hormigón colada in situ mayor o igual que la mitad del área obtenida al aplicar los requerimientos estipulados en a) o b).
- El hormigonado se realizará en tramos no mayores de 80 cm de altura en forma simultánea con la construcción del muro.

3.2. Sección transversal mínima de vigas de encadenado

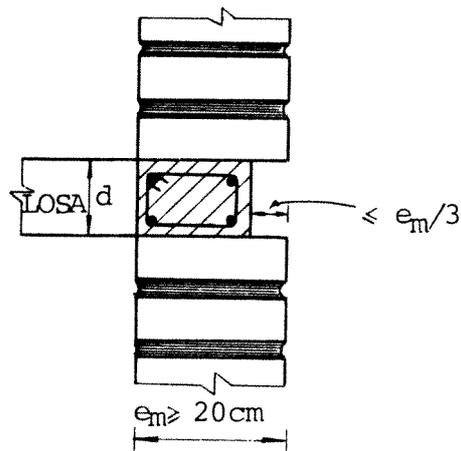
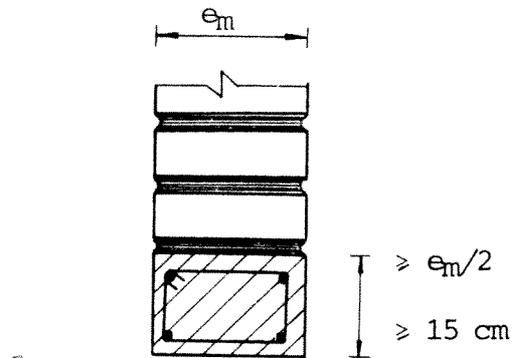


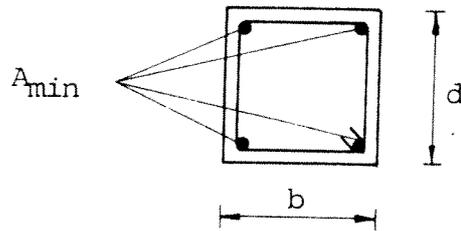
Fig. 12

Referencias:

e_m = espesor del muro;

d = dimensión necesaria para restituir la sección de hormigón de la viga de encadenado.

3.3. Secciones mínimas de armaduras longitudinales de encadenados



Referencias:

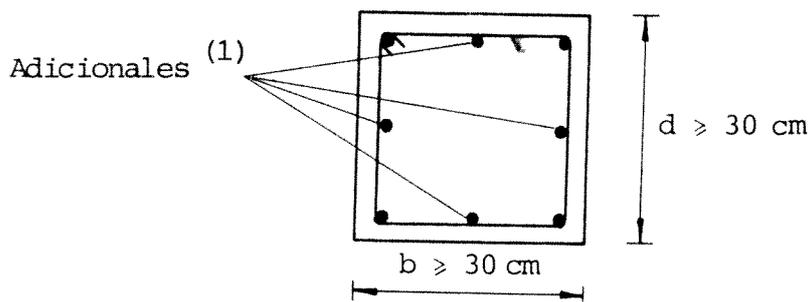
$A_{\text{mín}}$ = armadura de acero longitudinal mínima

b, d = dimensiones transversales del encadenado

En la tabla siguiente aparecen las armaduras longitudinales mínimas a utilizarse en los encadenados.

Zona Sísmica	Acero Tipo ADN 420 (III) ADM 420 (III)	Acero Tipo AL 220 (I)
	Armadura longitudinal	Armadura longitudinal
1-2	4 barras $d_s = 6 \text{ mm}$	4 barras $d_s = 8 \text{ mm}$
3-4	4 barras $d_s = 8 \text{ mm}$	4 barras $d_s = 10 \text{ mm}$

3.3.1. Separación entre armaduras



Nota: (1) - Las barras adicionales intermedias tendrán igual diámetro que las esquineras.

3.4. Estribos para encadenados

3.4.1. Zonas a considerar en encadenados

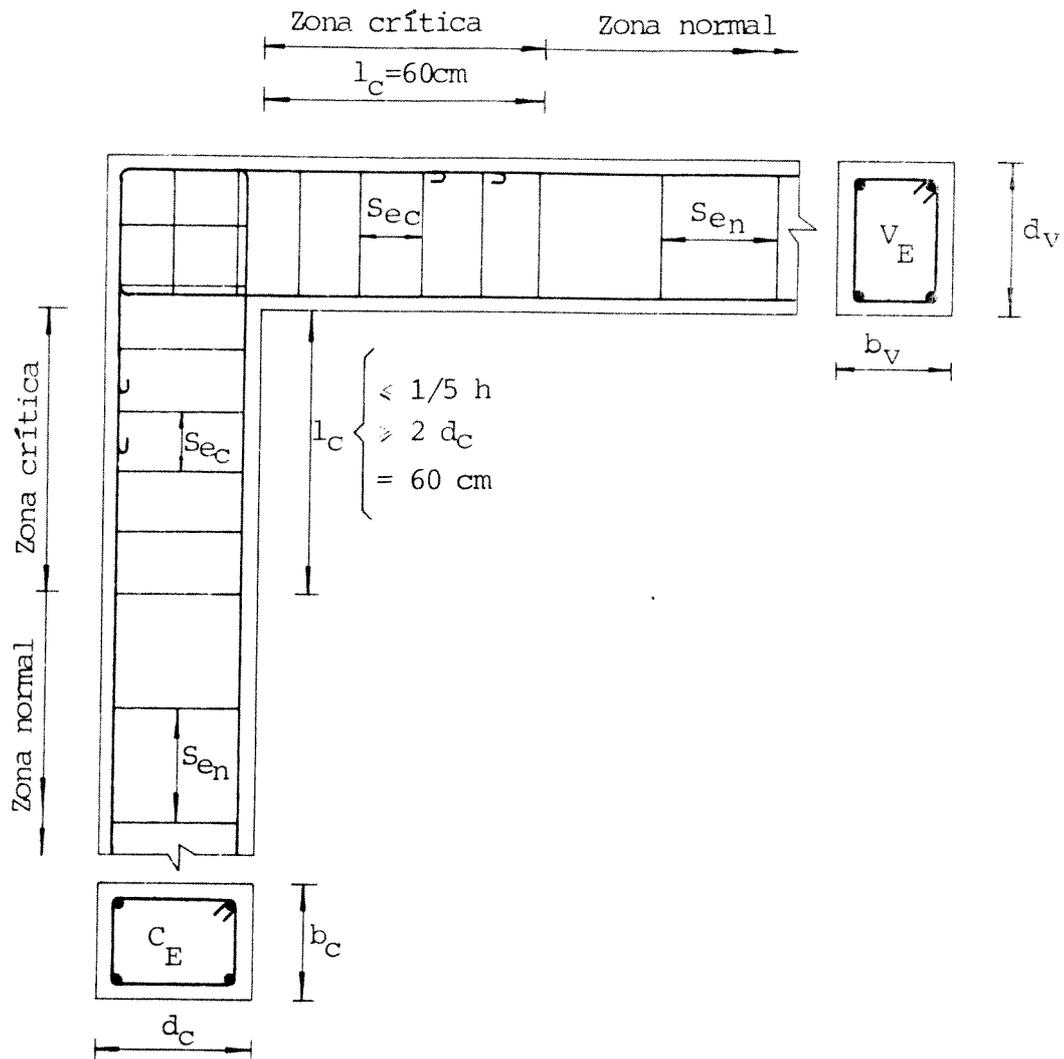


Fig. 15

Referencias:

- S_{ec} = separación de estribos en zonas críticas;
- S_{en} = separación de estribos en zonas normales;
- l_c = longitud de la zona crítica de los encadenados;
- h = distancia entre ejes de vigas de encadenado superior e inferior del panel
- b_c, b_v = dimensión mínima transversal de las columnas y vigas de encadenado;
- d_c, d_v = dimensión máxima transversal de las columnas y vigas de encadenado.

3.4.2. Diámetro y separación mínima de estribos

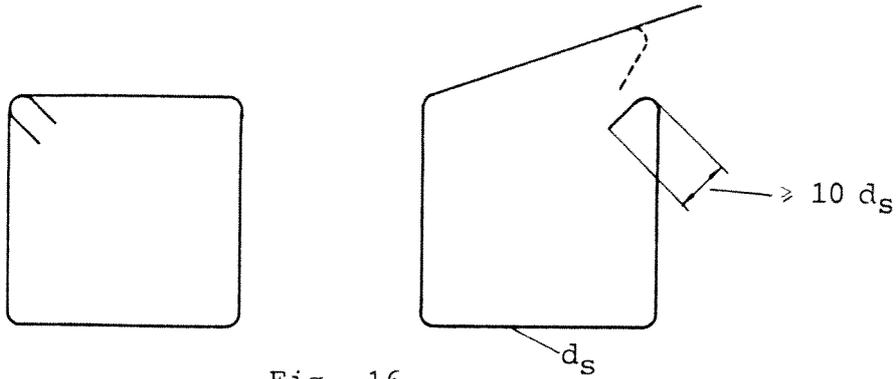


Fig. 16

Referencias:

d_s = diámetro del estribo

Nota (1) - Los estribos deben ser cerrados con ganchos en los extremos.

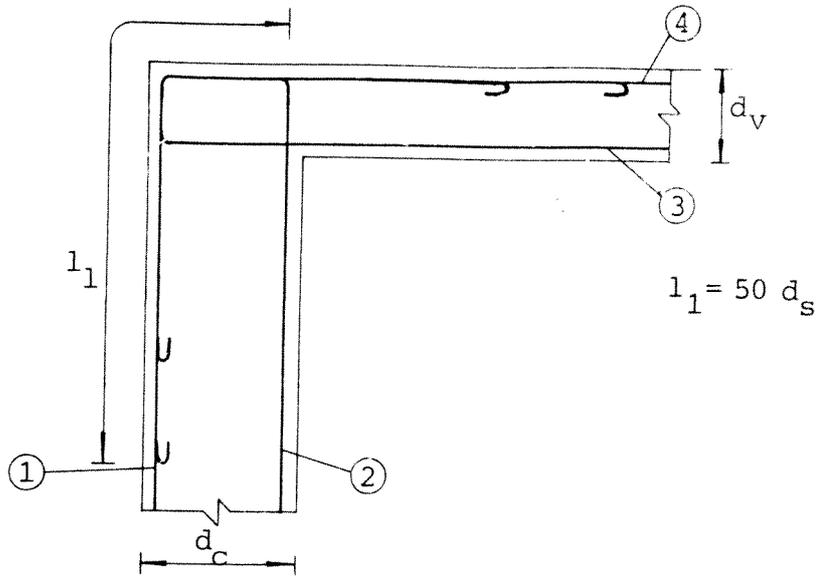
(2) - La posición de los ganchos se alternará en lo posible, a lo largo de la columna de encadenado.

Tipo de acero	Diámetro mínimo (mm)	Separación (cm)			
		Columnas		Vigas	
		Zona Crítica	Zona Normal	Zona Crítica	Zona Normal
ADN-420 (III) ADM-420	4,2	$S_e < 1/2 b_c$	$S_e < b_c$	$S_e < 1/2 b_v$	$S_e < b_v$
AL - 220 (I)	6,0	$S_e < 10 \text{ cm}$	$S_e < 20 \text{ cm}$	$S_e < 10 \text{ cm}$	$S_e < 20 \text{ cm}$

3.5. Anclajes de armaduras longitudinales

3.5.1. Anclajes en uniones entre encadenados

Los anclajes de las barras longitudinales en la zona de unión entre encadenados se efectuarán mediante codos dirigidos hacia la cara opuesta del encadenado al que pertenece la barra que se ancla.



Acero AL-220 (I) → $l_1 = 50 d_s$, con gancho terminal (—┘)

Acero ADN-420 (III) → $l_1 = 60 d_s$, con extremo terminal (—)

ADM-420 (III) → $l_1 = 50 d_s$, con gancho o codo en ángulo recto terminal (—┘, —└)

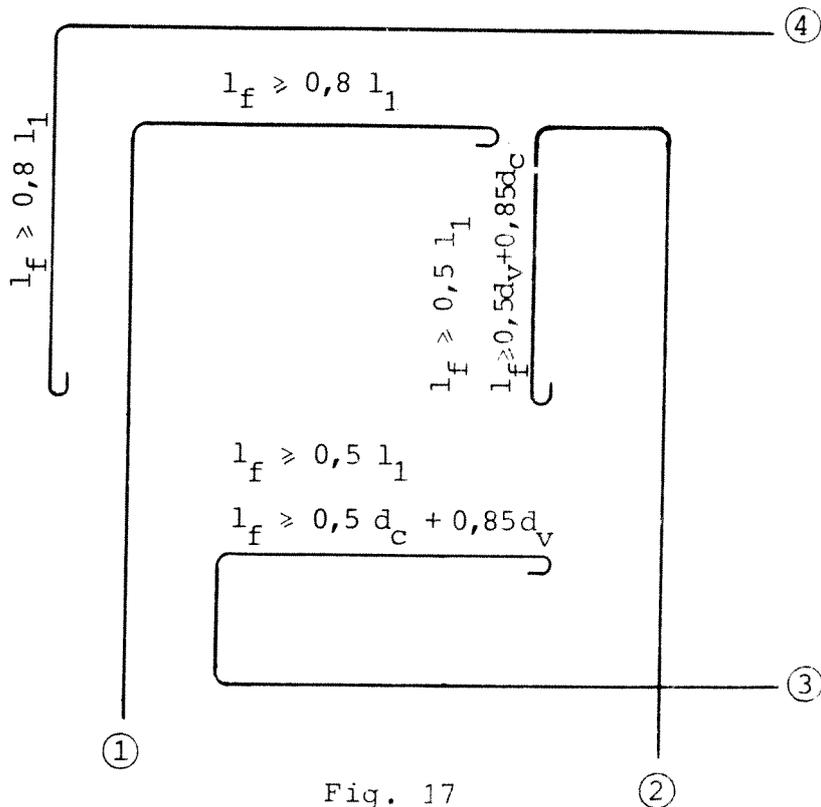


Fig. 17

Referencias:

- d_s = diámetro de la barra longitudinal
- l_1 = longitud de anclaje requerida
- l_f = longitud de la rama recta final del anclaje

3.5.2. Anclajes en cimientos comunes y armados

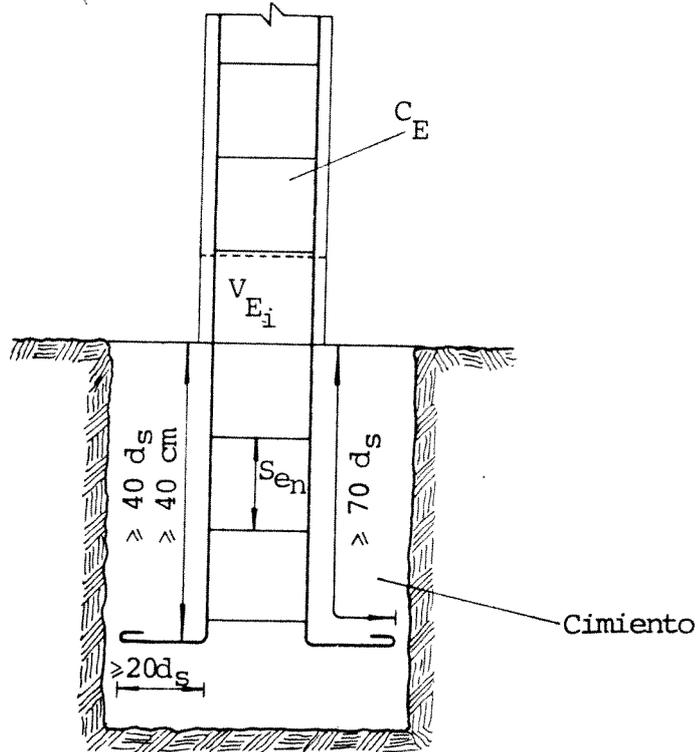


Fig. 18

Nota: En la zona de anclaje la separación de estribos s_e , es la misma que la correspondiente a zonas normales de columnas de encadenado.

3.5.3. Anclaje en zapatas o vigas de fundación

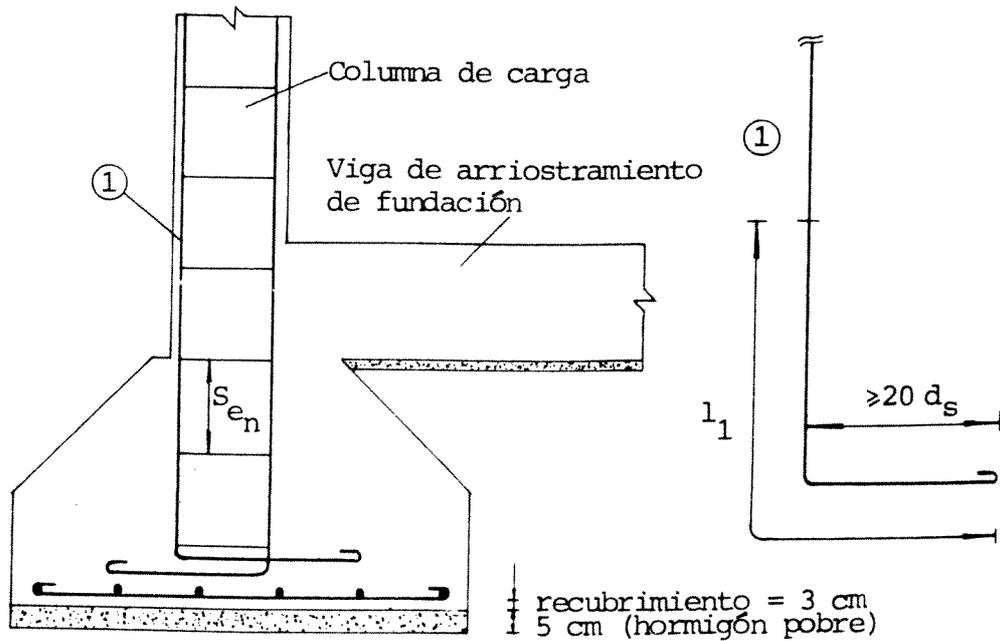


Fig. 19

4. EJEMPLO DE APLICACION.

Distribuir los elementos de encadenado en los distintos muros resistentes pertenecientes a una construcción de mampostería de una planta (fig.), la cual satisface las condiciones de aplicabilidad del procedimiento simplificado de verificación (Cap 11 - Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - PARTE III).

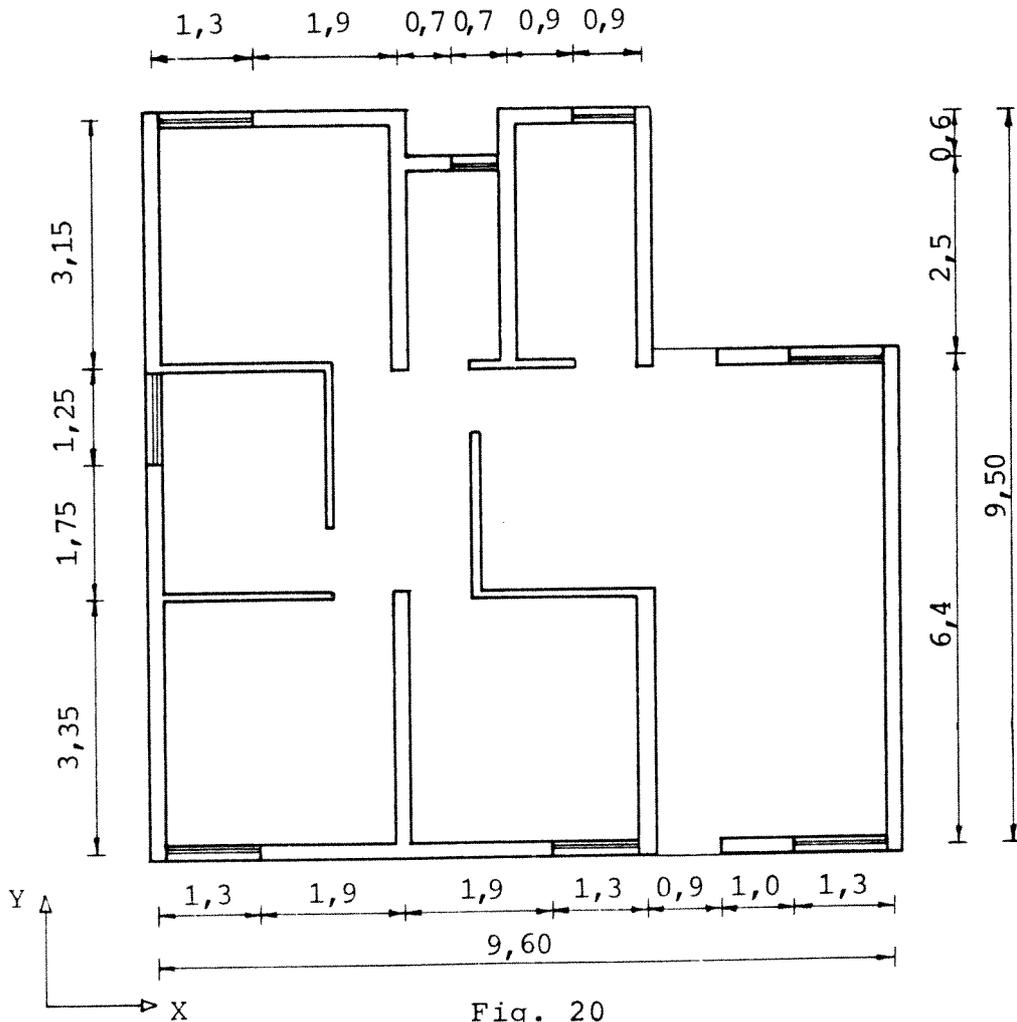


Fig. 20

Datos:

Agrupamiento según su destino y funciones:

Grupo B

Zona sísmica: 4

Area cubierta: 86,44 m²

Altura de la construcción: 2,85 m

Muros de ladrillo cerámico con mortero 1:1:5

Espesor nominal de muros: 20 cm

Solución

Primeramente debe comprobarse si la vivienda del ejemplo cumple, simultáneamente, con las condiciones de aplicabilidad del procedimiento simplificado de verificación, las cuales están contenidas en el capítulo 11 de la Parte III del Reglamento INPRES-CIRSOC 103.

A continuación, se constata si la construcción satisface cada una de las condiciones estipuladas en el párrafo 11.2. De este modo se tiene:

11.2.1. Agrupamiento según destino y funciones

La vivienda pertenece al Grupo B.

11.2.2. Estructuración

Posee muros resistentes según las dos direcciones ortogonales.

11.2.3. Altura de la construcción

Altura de la vivienda = 2,85 m < 7 m

Número de pisos = 1 < 2 pisos

Altura de un piso = 2,85 m < 3,50 m

11.2.4. Esbeltez de la construcción

$$\frac{\text{altura de la construcción}}{\text{longitud del lado menor}} = \frac{2,85}{6,60} = 0,43 < 1,2$$

11.2.6. Dimensiones en planta

$$\frac{\text{dimensión mayor que circunscribe la planta}}{\text{dimensión menor que circunscribe la planta}} = \frac{9,80}{9,70} = 1,01 < 2$$

11.2.6. Rigidez en su plano de entrepisos y techos

La losa de techo de la construcción es indeformable en su plano.

11.2.7. Continuidad de muros resistentes

Dado que la construcción es de una sola planta no debe verificarse esta condición.

11.2.8. Disposición en planta de los muros resistentes

11.2.8.1. Existen dos planos de muros resistentes perimetrales, los cuales están vinculados a la losa en una longitud superior al 50%.

11.2.8.2. Existe un plano de muros resistentes que está vinculado a la losa en más de 80% de su longitud.

Como puede observarse la vivienda del ejemplo cumple con todos los requisitos necesarios de aplicabilidad del método simplificado. Resta sólo proceder a verificar la densidad de muros; y si esta condición se satisface se procede, posteriormente, a la ubicación y distribución de los encadenados con sus dimensiones mínimas.

Verificación de la densidad de muros (párrafo 11.3 - Parte III Reglamento INPRES-CIRSOC 103)

Deberá verificarse que el área de la sección de los muros resistentes dispuestos en cada nivel y según cada una de las dos direcciones ortogonales principales de la construcción, satisfaga la siguiente condición:

$$B_{MT} > d \cdot \Omega$$

donde:

B_{MT} = el área de la sección horizontal de los muros dispuestos según la dirección de análisis considerada, en cada nivel;

d = la densidad mínima de muros resistentes en función de la zonificación sísmica y del tipo de mampuesto a utilizar, cuyos valores se indican en la tabla (1);

Ω = superficie cubierta de la planta correspondiente.

Tabla 1 . Valores de la densidad mínima requerida d de muros resistentes.

Zonas Sísmicas	Mampostería de ladrillos cerámicos macizos	Mampostería de bloques huecos portantes, cerámicos o de hormigón
1	0,006	0,009
2	0,011	0,016
3	0,015	0,022
4	0,020	0,030

Para el caso de la estructura del ejemplo constituida por ladrillos cerámicos macizos, se tiene:

$$d = 0,020$$

$$\Omega = 86,44 \text{ m}^2$$

$$B_{MT} = (\text{dirección X}) = 1,96 \text{ m}^2$$

$$B_{MT} = (\text{dirección Y}) = 6,52 \text{ m}^2$$

Dirección X -

$$B_{MT} = 1,96 \text{ m}^2 > d \cdot \Omega = 1,73 \text{ m}^2$$

Dirección Y -

$$B_{MT} = 6,52 \text{ m}^2 > d \cdot \Omega = 1,73 \text{ m}^2$$

Por lo tanto se verifica la densidad de muros.

Finalmente, se procede a distribuir los distintos encadenados con sus dimensiones mínimas en los distintos muros resistentes que conforman la estructura (fig. 21).

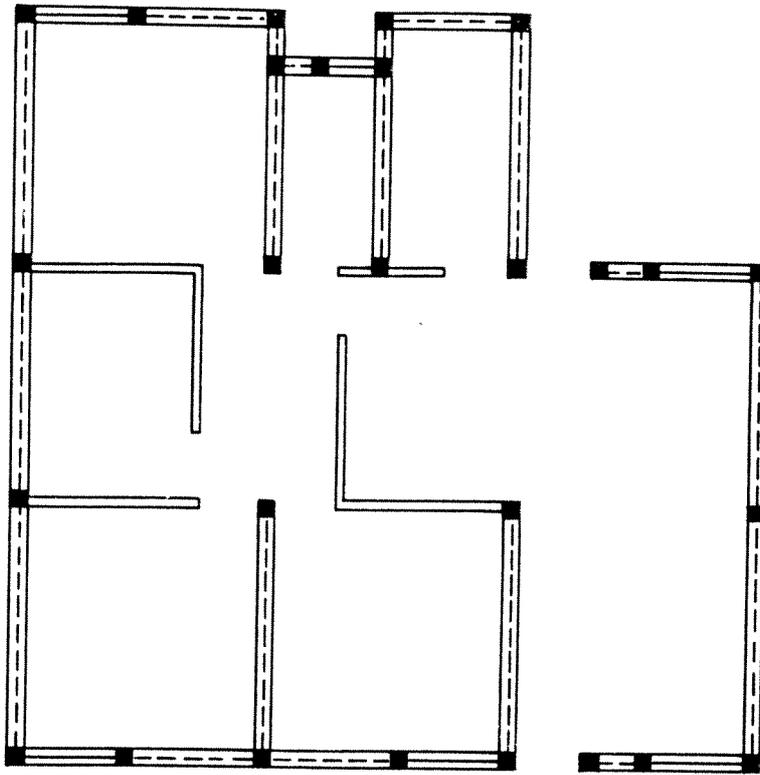
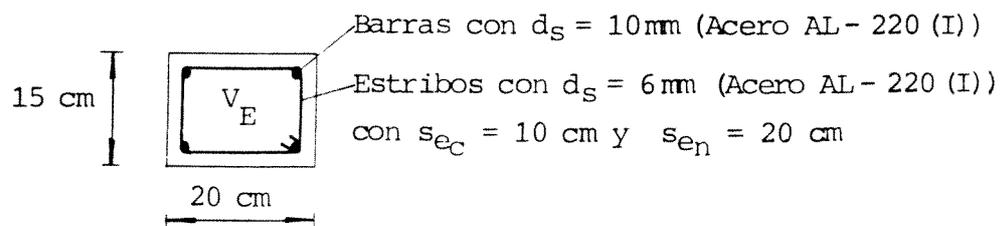
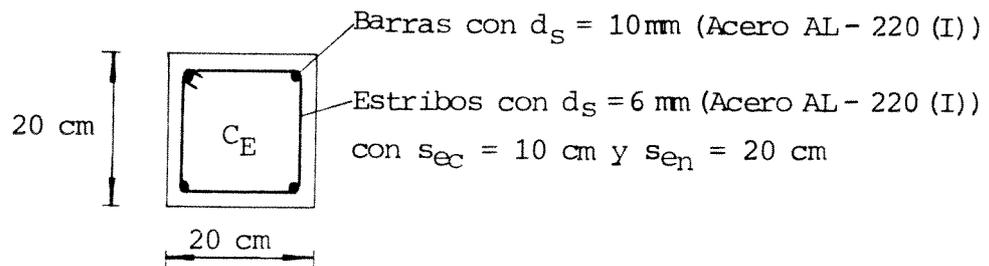


Fig. 21

Referencias:

- : Columnas de encadenado (C_E)
- : Vigas de encadenado sup. e inf. (V_E)
- : Vigas de dintel



5. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes - Parte III. Noviembre 1983.
- 2.- Barros, E.A., "Recomendaciones Constructivas para Viviendas Antisísmicas", INPRES - Revista N°1 (2° Edición). Junio 1976.
- 3.- Decanini, L., Payer, A., "Comentarios sobre Normas para Construcciones Sismorresistentes de Mampostería", Revista de Ingeniería Estructural, Vol. 1 - N°4. Noviembre 1983.
- 4.- Decanini, L.D., Giuliano, A.P., Prato, C.A., "Consideraciones sobre algunos criterios básicos del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 para Construcciones Sismorresistentes en Argentina", Publicación Técnica N°12. Noviembre 1986.
- 5.- Meli, R. "Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación N°352. Mayo 1979.
- 6.- Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación N°403. Julio 1977.

6. AGRADECIMIENTOS

El autor desea agradecer a la Srta. Beatriz Camacho por el mecanografiado de este Capítulo y al Sr. Oscar Escudero por la preparación de las ilustraciones.

Capítulo II

CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA ENCADENADA DE MAS DE UNA PLANTA

**JORGE A. ANADO
EDGAR A. BARROS**

CONTENIDO

Este segundo capítulo del trabajo está destinado a orientar a los usuarios del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, específicamente en la aplicación práctica de su PARTE III, "CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA", para el análisis y dimensionamiento de edificios de más de una planta.

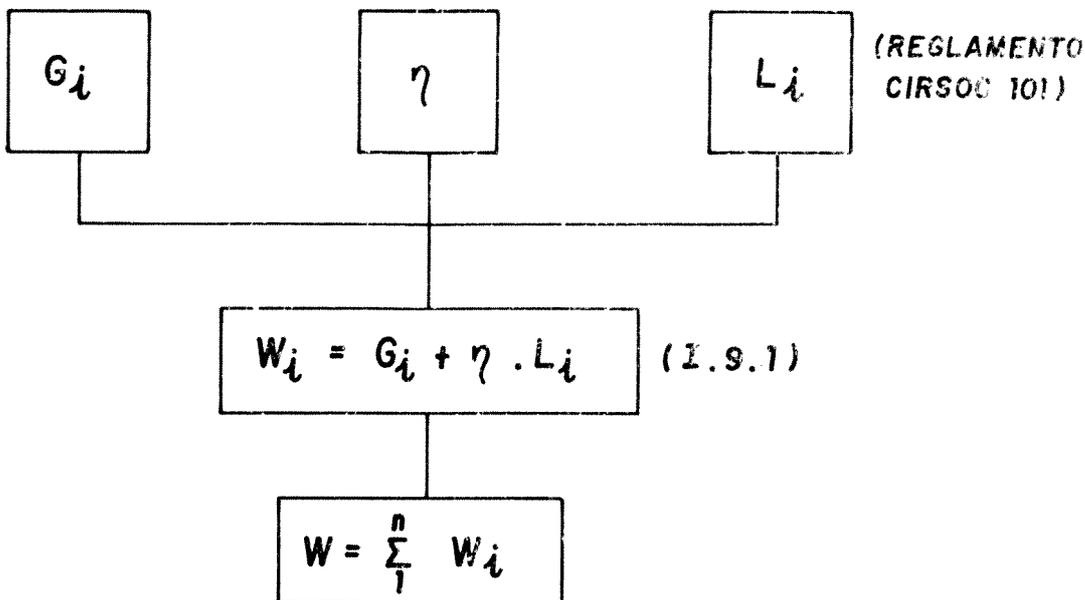
En su primera parte, contiene un conjunto de diagramas de bloque ordenados de tal manera que permiten visualizar la secuencia de procedimiento para obtener los diferentes parámetros que intervienen en el diseño.

La segunda parte, incluye el desarrollo de un ejemplo numérico de cálculo de un edificio típico destinado a viviendas, estructurado mediante muros de mampostería encadenada.

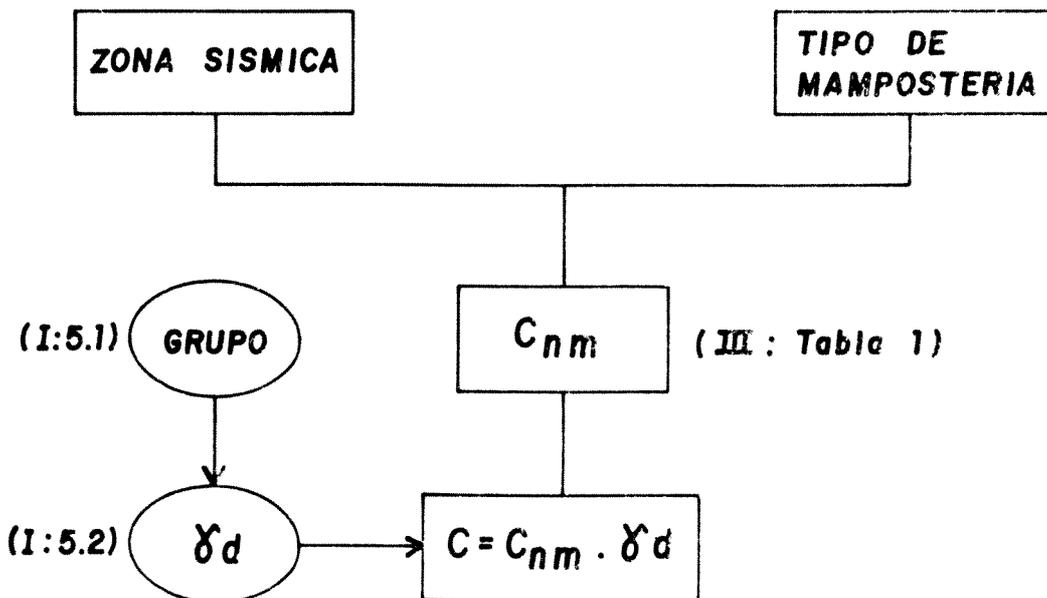
Es importante destacar que si bien se desarrolla el procedimiento de cálculo para un muro integrante de la estructura del edificio, en las planillas N° 1 y N° 2 finales, se condensa el cálculo de todos los muros que conforman la estructura sismorresistente del edificio, siguiendo el mismo procedimiento que el empleado para el muro elegido.

CARGAS GRAVITATORIAS

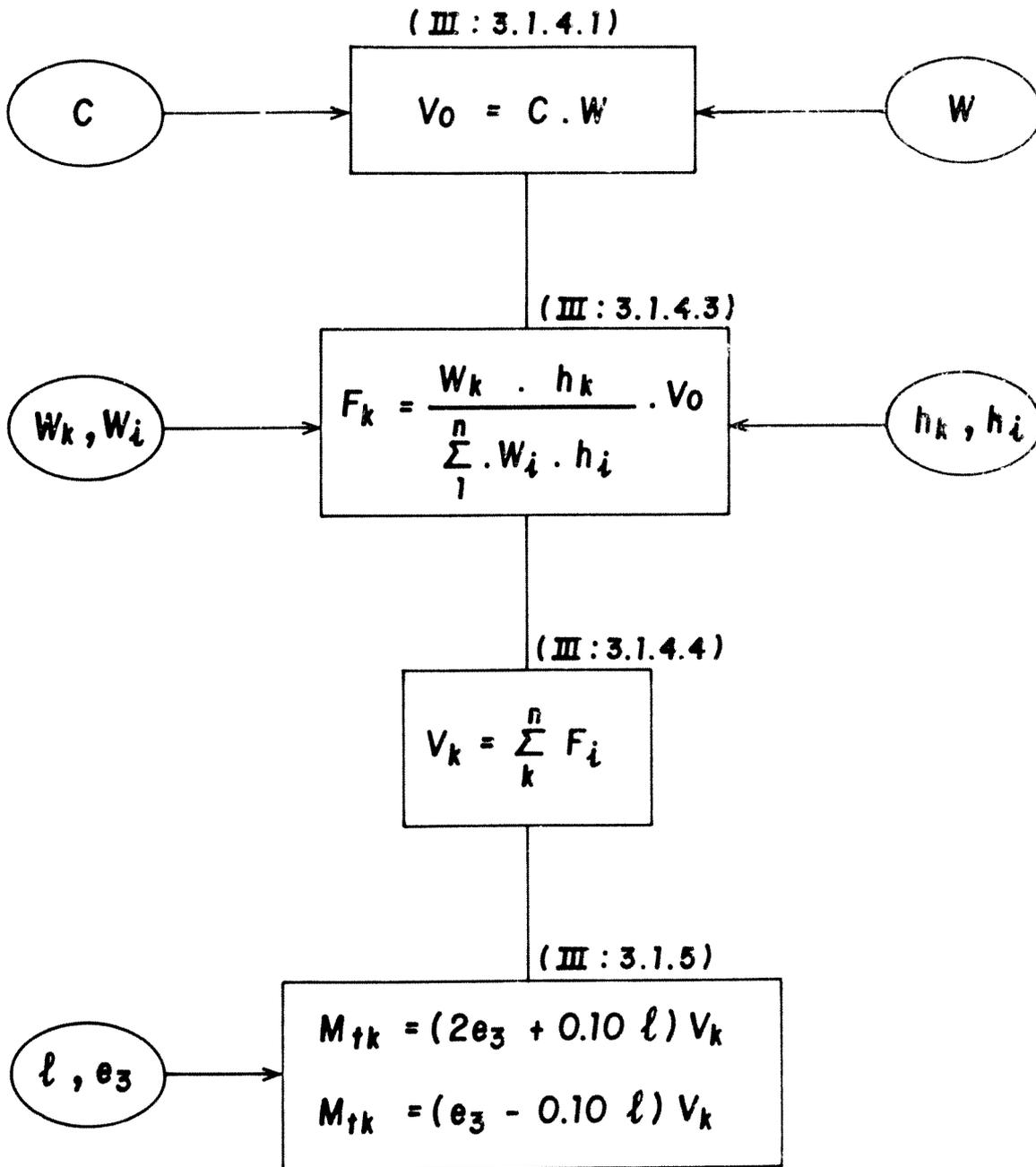
(I: Tabla 6)



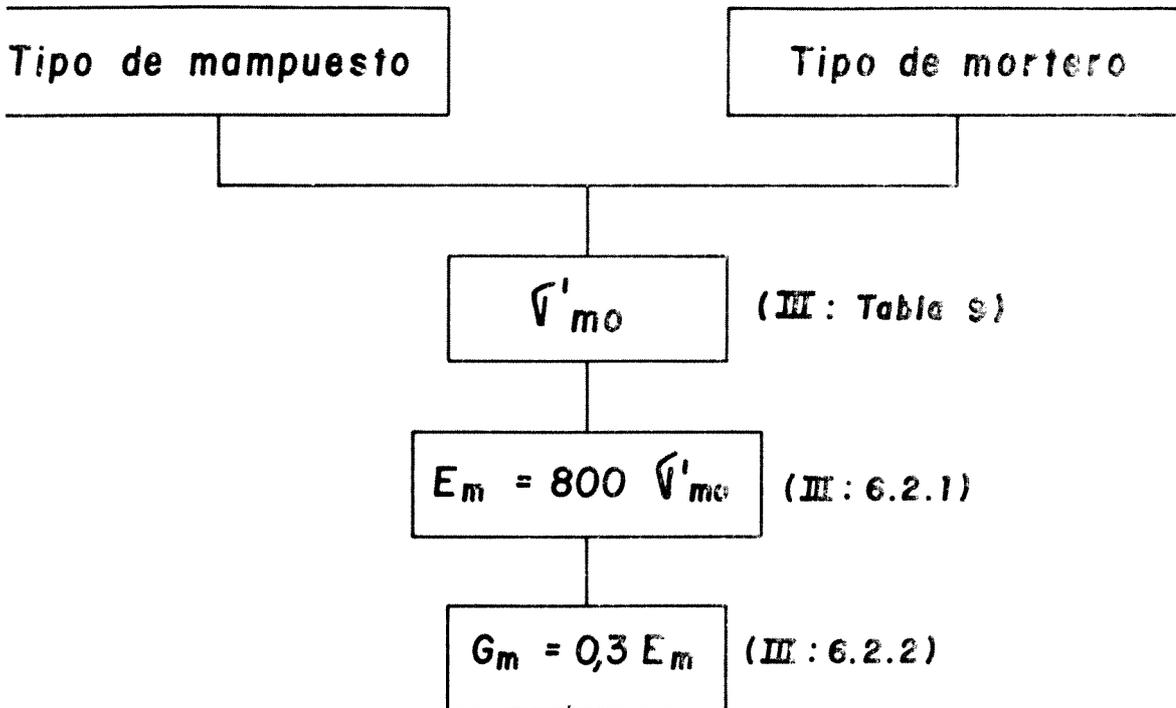
COEFICIENTE SISMICO DE DISEÑO (III : 3.1.4.2)



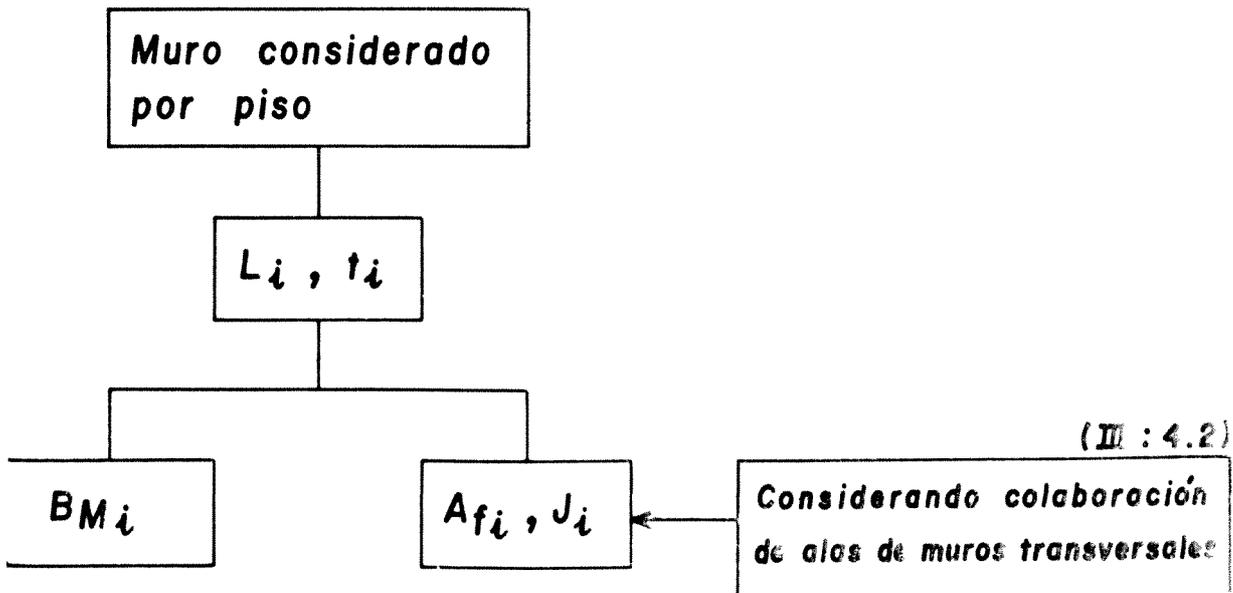
DETERMINACION DE LOS CORTES Y MOMENTOS TORSORES POR PISO



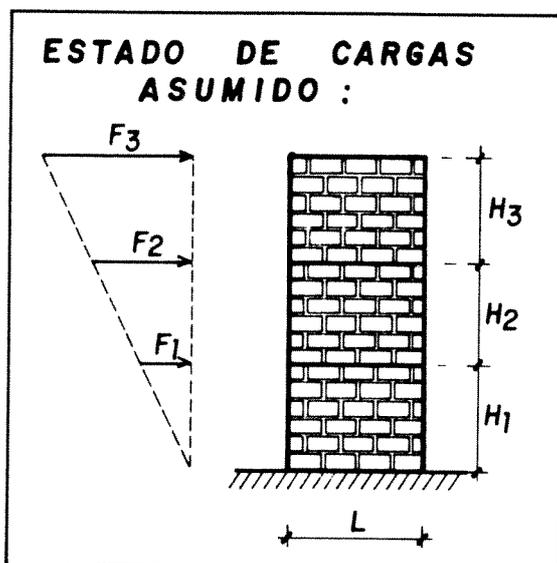
CONSTANTES ELASTICAS



CARACTERISTICAS GEOMETRICAS



RIGIDECES DE MUROS



Deformaciones por flexión: d_{fi}

Deformaciones por corte: d_{ci}

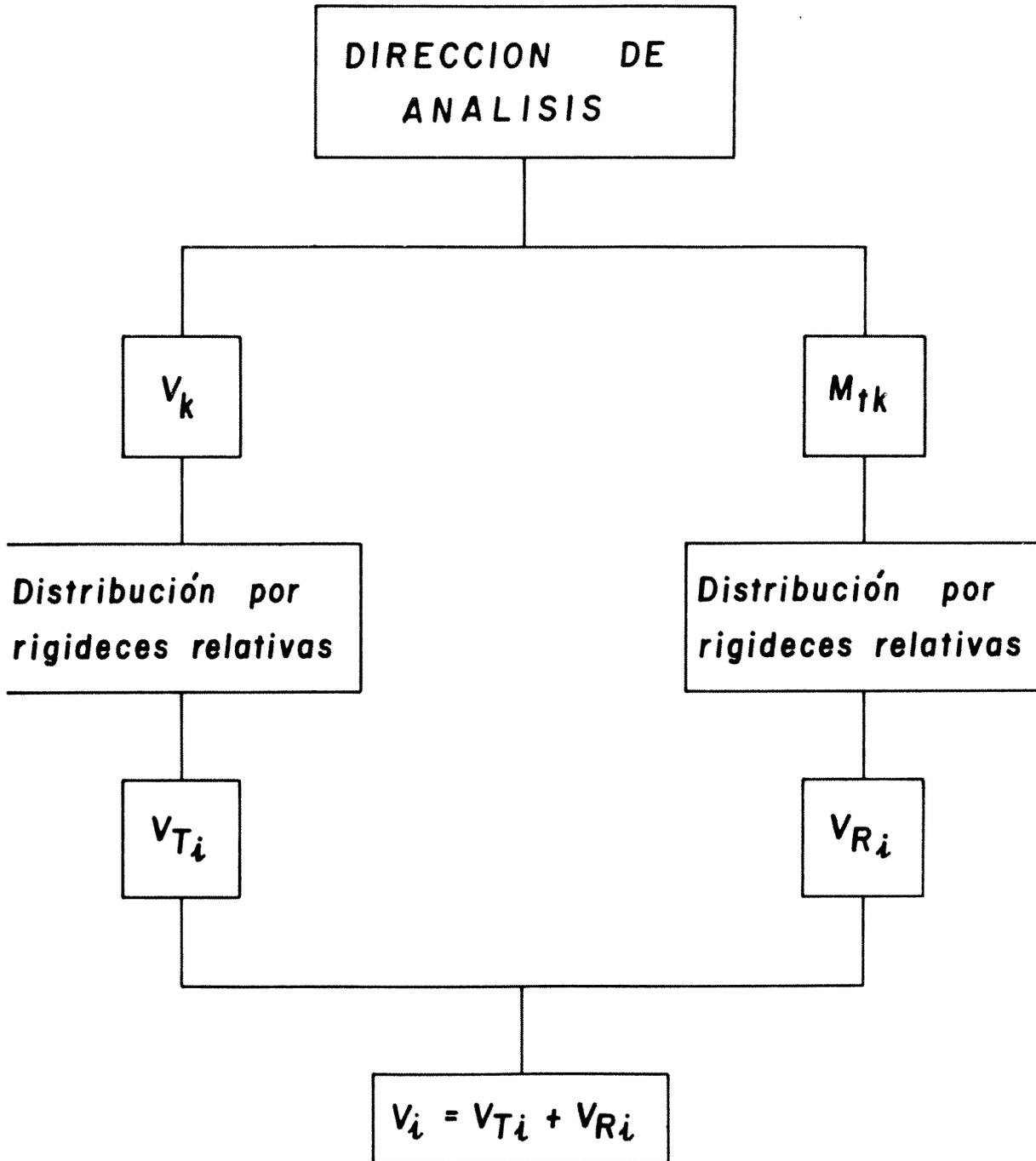
Deformación total:

$$d_i = d_{fi} + d_{ci}$$

$$D_i = \frac{V_i}{d_{ir}}$$

$$D_{ir} = \frac{D_i}{\sum D_i}$$

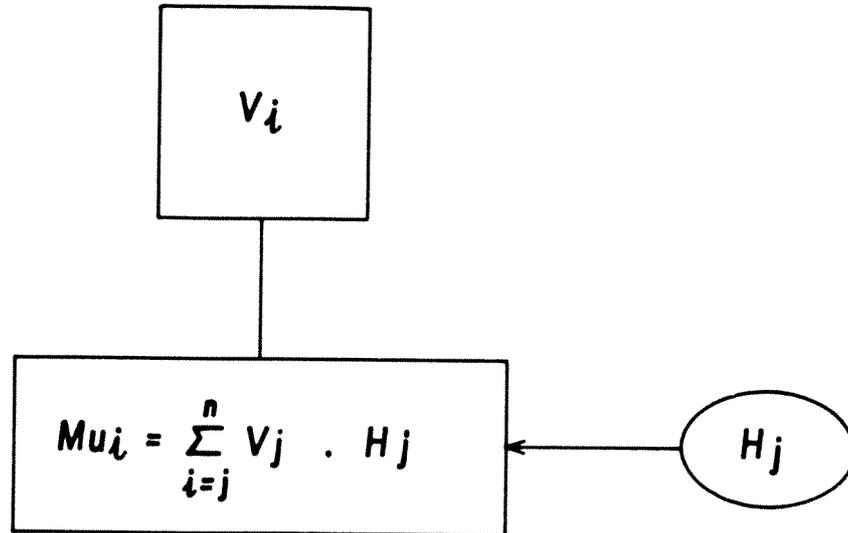
**CORTE TOTAL DE DISEÑO EN CADA
MURO DEL PISO CONSIDERADO**



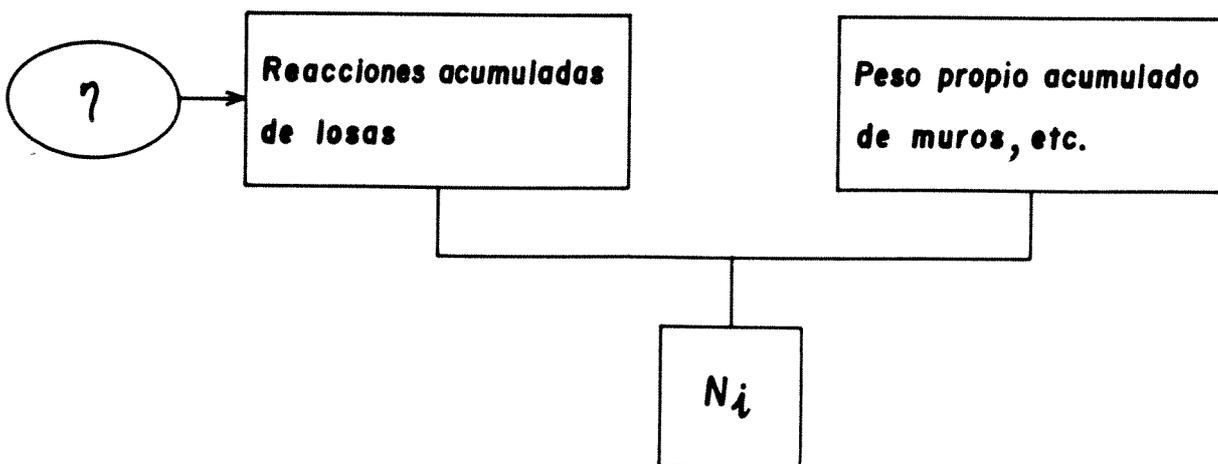
NOTA: Debe verificarse que:

$$V_{Ri} \leq V_{Ti} \quad (\text{III} : 3.1.5.1)$$

MOMENTO FLECTOR DE DISEÑO EN CADA MURO DEL PISO CONSIDERADO



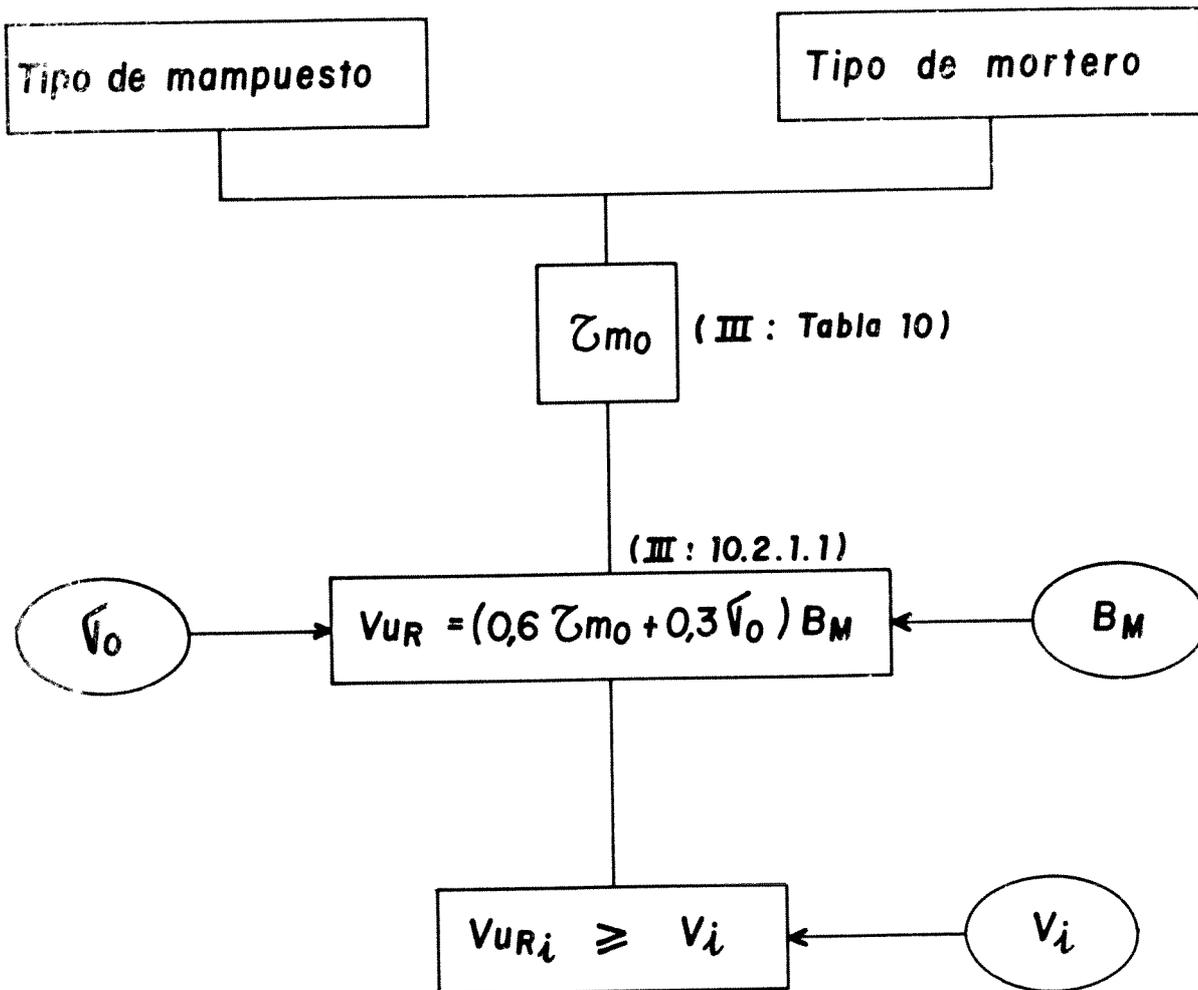
ESFUERZO NORMAL DE DISEÑO EN CADA MURO DEL PISO CONSIDERADO



NOTA : con $\eta = 1$ se obtiene N_{vi}

VERIFICACION DE RESISTENCIA AL CORTE

(III : 10.2.1)

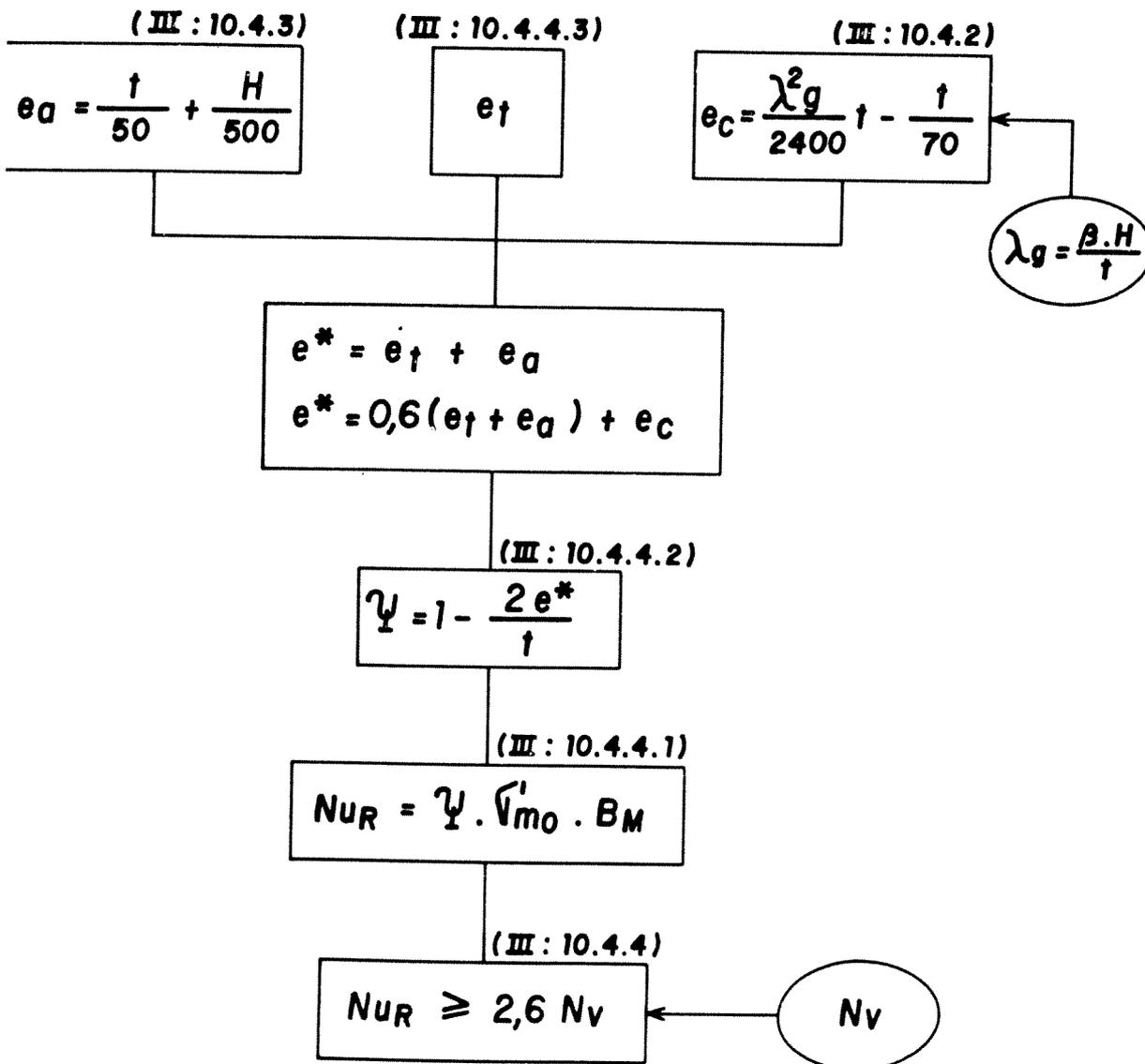


NOTA : Se deberá verificar que :

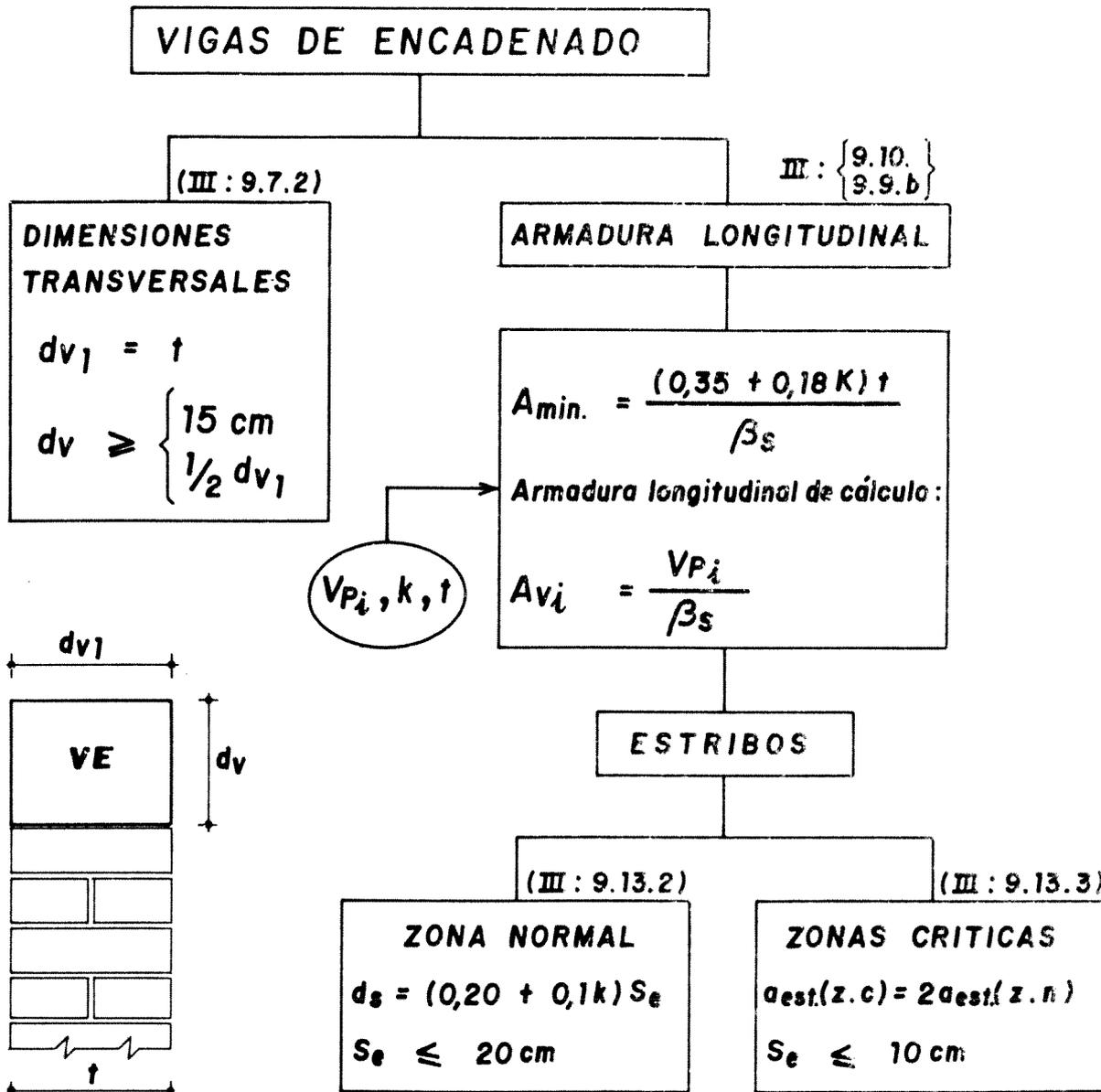
$$VUR_i \leq 1,5 \cdot Z_{mo} B_M$$

VERIFICACION DE RESISTENCIA A CARGAS VERTICALES

(III : 10.4)



DIMENSIONES TRANSVERSALES Y ARMADURAS

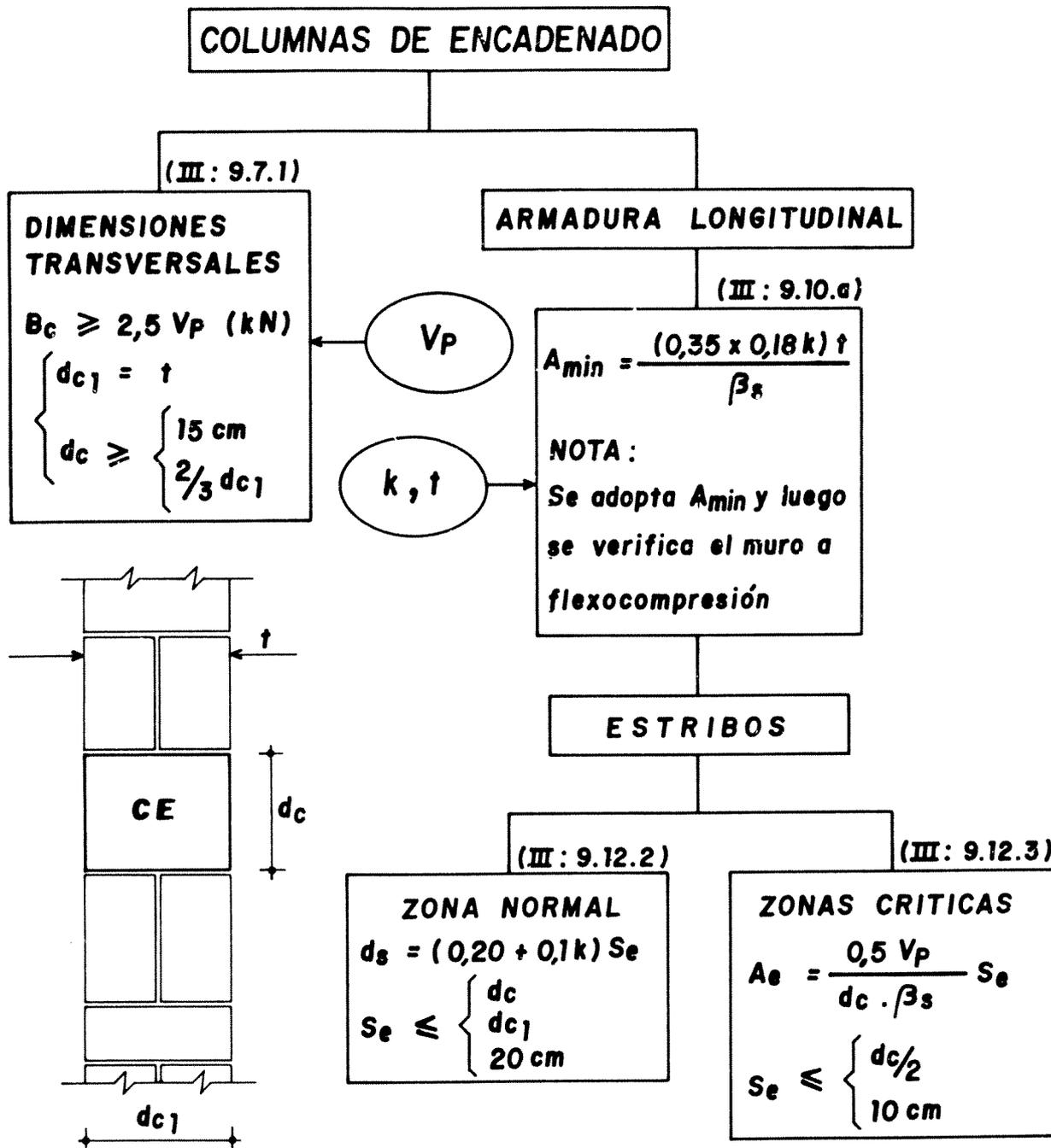


NOTAS: 1) Estribos con $\phi_{min} = 4,2 \text{ mm}$

2) Longitud zonas críticas: $\ell_c = 60 \text{ cm}$

3) Armadura longitudinal mínima : $4 \phi 8 \text{ mm}$

DIMENSIONES TRANSVERSALES Y ARMADURAS



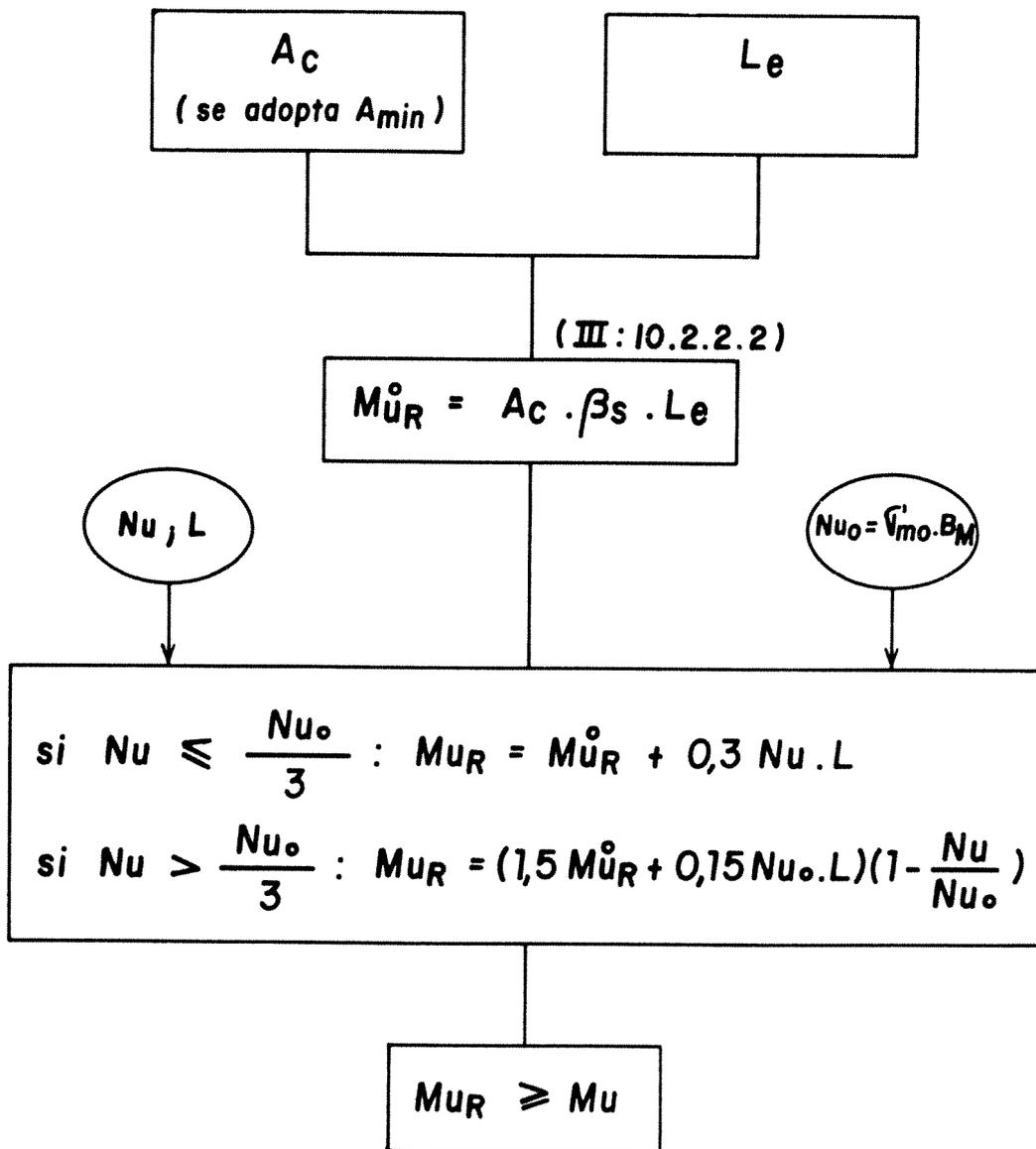
NOTAS: 1) Estribos con $\phi \text{ min} = 4,2 \text{ mm}$

2) Longitud zonas críticas: $l_c \geq \begin{cases} H/5 \\ 2 d_c \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$

3) Armadura longitudinal mínima: $4 \phi 8 \text{ mm}$

VERIFICACION DE RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESION

(III : 10.2.2)



EJEMPLO NUMERICO DE CALCULO

Con el objeto de desarrollar un cálculo ilustrativo, y que sirva de guía a los usuarios de la PARTE III del Reglamento INFRES-CIRSOC 103, se eligió un cuerpo edilicio (ver planta de estructuras) de un complejo habitacional típico, y se lo estructuró con muros de mampostería encadenada.

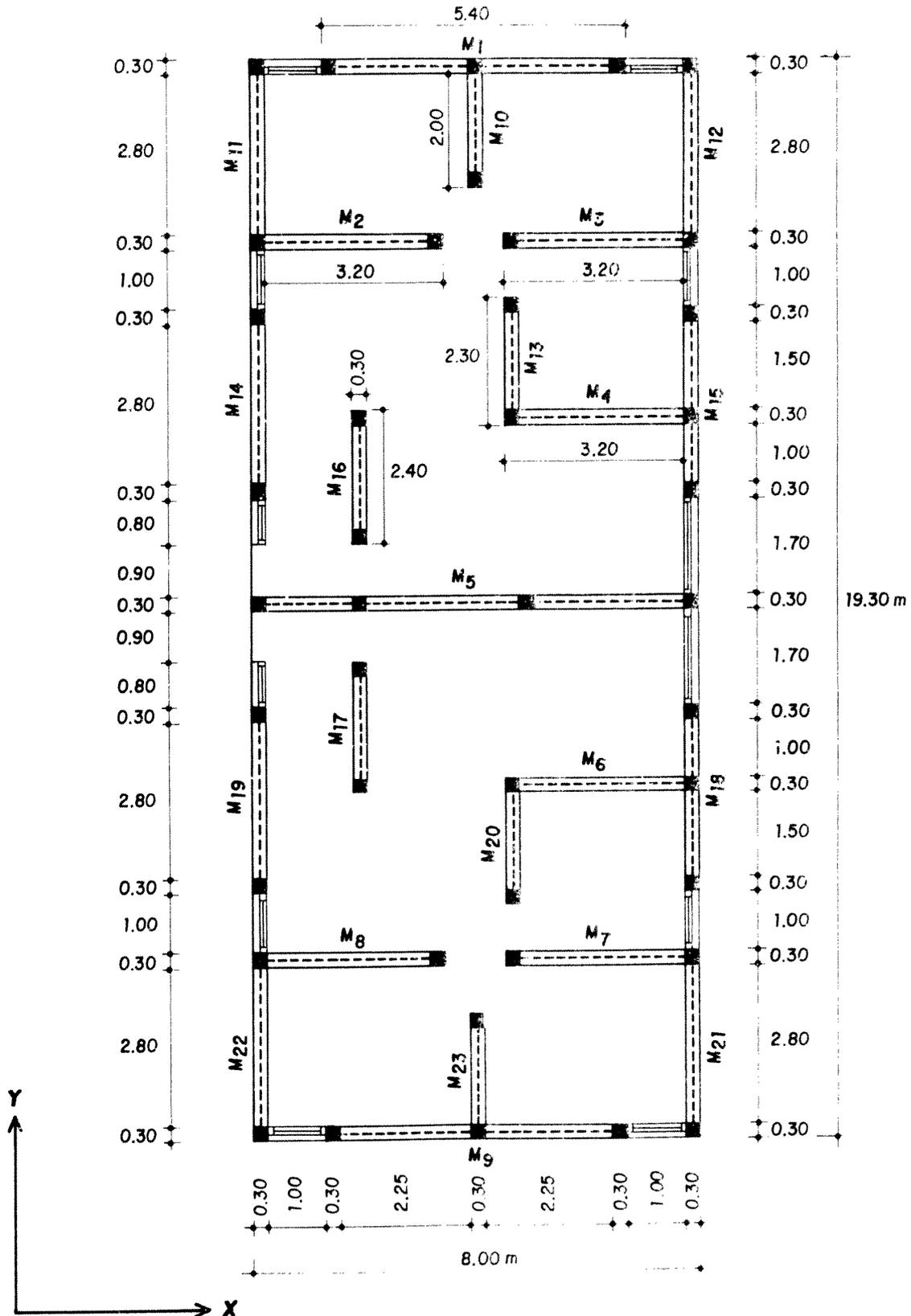
CARACTERISTICAS Y DATOS GENERALES

- * **Lugar de emplazamiento del edificio:** Santa Lucía, San Juan.
Corresponde a **zona sísmica 4** (Cap. 3, P.I)
- * **Terreno de fundación:** Suelo granular medianamente denso,
 $\sigma_{adm} = 0,20 \text{ MN/m}^2$.
Corresponde a **Suelo Tipo II** (Tabla 3, P.I)
- * **Destino y funciones:** Edificio privado de habitación.
Corresponde al **Grupo B** (Cap. 5, P.I)
- * **Factor de riesgo:** $\gamma_a = 1$ (Tabla 2, P.I)

CARACTERISTICAS DEL EDIFICIO

- * **Número de pisos:** 3
- * **Tipología estructural:** Muros de mampostería encadenada dispuestos según ambas direcciones principales del edificio.
- * **Características de los materiales** (Regl. CIRSOC 201, Tomo II)
 - Hormigón: $\sigma_{bk} = 11 \text{ MN/m}^2$ (Resistencia característica mínima)
 - Acero: ADN-420 ($\beta_s = 420 \text{ MN/m}^2$)
- * **Entrepisos y techo:** Conformados por losas de viguetas premoldeadas con capa de compresión de hormigón colado in situ.
- * **Disposición estructural:** Ver planta tipo de estructura.

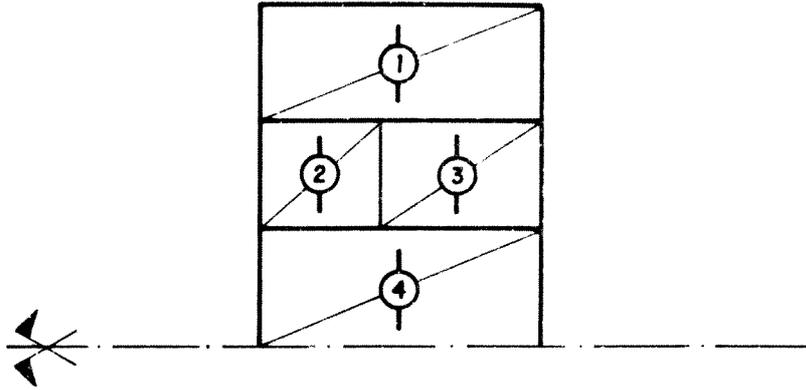
PLANTA TIPO DE ESTRUCTURA



NOTA: EN LOS PISOS 1º y 2º LOS MUROS RESISTENTES SON DE 27 cm DE ESPESOR NETO, MIENTRAS QUE EN EL PISO 3º SON DE 17 cm.

LOSAS

ESQUEMA DE APOYO



ANALISIS DE CARGAS (S/REGLAMENTO CIRSOC 101)

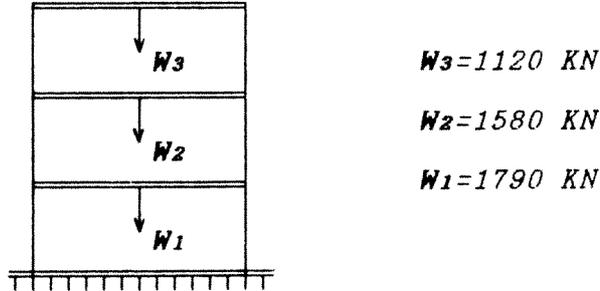
DESIGNACION	301-303-304	201-203-204 101-103-104	202 - 102
baldosa y mezcla	80	—	—
mosaico y mezcla	—	90	90
aislación hidrófuga	10	—	—
granulado volcánico	50	50	150
peso propio ($h_e = 12,5\text{cm}$)	245	245	245
cielorraso	20	20	20
sobrecarga	200	200	200
q [Kg/m²]	605	605	705

SOLICITACIONES EN LOSAS

DESIGNACION LOSAS	L (m)	q (Kg/m ²)	R _A = R _B (Kg)	q _s (Kg/m ²)	M (Kgm)
301 - 201 - 101	3.10	605	938	455	727
303 - 203 - 103	3.10	605	938	455	727
202 - 102	3.10	705	1093	555	847
304 - 204 - 104	3.30	605	998	455	824

CARGAS GRAVITATORIAS (Art. 3.1.2)

Las cargas y sobrecargas gravitatorias se determinaron según los valores establecidos en el Reglamento CIRSOC 101. Las mismas resultaron:



El factor de simultaneidad y presencia de sobrecargas de servicio resultó: $\gamma = 0,25$ según Art. 9.1, Parte I.

COEFICIENTE SISMICO DE DISEÑO (Art. 3.1.4.2)

$$C = C_{nm} \cdot \gamma_d$$

$C_{nm} = 0,35$ (Coef. sísmico normalizado para mampostería s/Tabla 1)

$\gamma_d = 1$ (Factor de riesgo s/Art. 5.2; Parte I)

$$C_x = C_y = C = 0,35$$

ESFUERZO DE CORTE EN LA BASE DE LA CONSTRUCCION (Art.3.1.4.3)

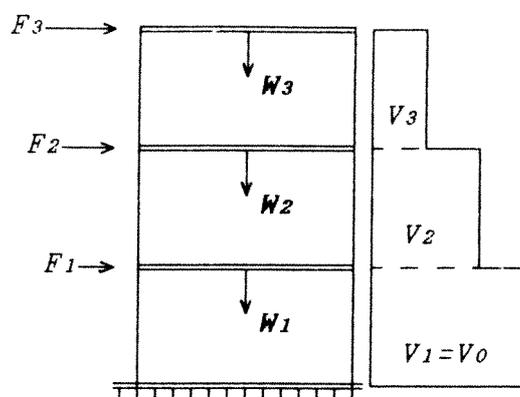
$$W = \sum W_i = (1790 + 1580 + 1120) \text{ KN} = 4490 \text{ KN}$$

$$V_o = C \cdot W = 0,35 \times 4490 \text{ KN} = 1570 \text{ KN}$$

DISTRIBUCION EN ALTURA DEL CORTE EN LA BASE (Art. 3.1.4.3)

NIVEL	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i \cdot h_i$ (KNm)	%	F_i (KN)	V_i (KN)
3	1120	8,64	9676,8	40	630	630
2	1580	5,76	9100,8	38	600	1230
1	1790	2,88	5155,2	22	340	1570

$$\Sigma = 23932,8 \text{ KNm}$$

**DISTRIBUCION DEL CORTE DE PISO (Art. 4.2)**

La distribución del corte actuante en cada piso entre los muros resistentes según ambas direcciones del análisis, se realizó según sus **rigideces relativas** (Art. 4.2).

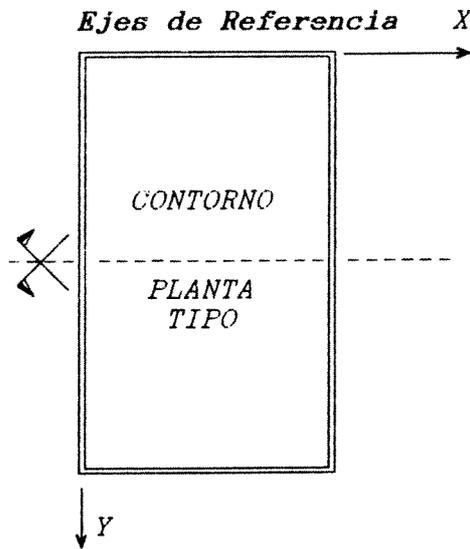
Los valores de rigideces relativas D_{ri} y los correspondientes esfuerzos de corte traslacionales V_{Ti} obtenidos para cada muro y en cada nivel se detallan en la planilla N^o 1.

EFFECTOS TORSIONALES (Art. 3.1.5)

Los cortes torsionales V_{Ri} y los valores totales $V_i = V_{Ti} + V_{Ri}$ obtenidos para cada muro en cada nivel se transcriben en la planilla N^o 1. En ésta se observa que **se verifica** en cada muro lo establecido en el Art. 3.1.5.1, es decir $V_{Ti} > V_{Ri}$.

Las coordenadas de los centros de masa CM y de rigidez CR correspondientes a los tres niveles resultaron:

NIVEL	CM	CR
3	$x_G=3,95 \text{ m}$ $y_G=9,65 \text{ m}$	$x_R=3,92 \text{ m}$ $y_R=9,65 \text{ m}$
2	$x_G=4,02 \text{ m}$ $y_G=9,65 \text{ m}$	$x_R=3,92 \text{ m}$ $y_R=9,65 \text{ m}$
1	$x_G=4,02 \text{ m}$ $y_G=9,65 \text{ m}$	$x_R=3,91 \text{ m}$ $y_R=9,65 \text{ m}$

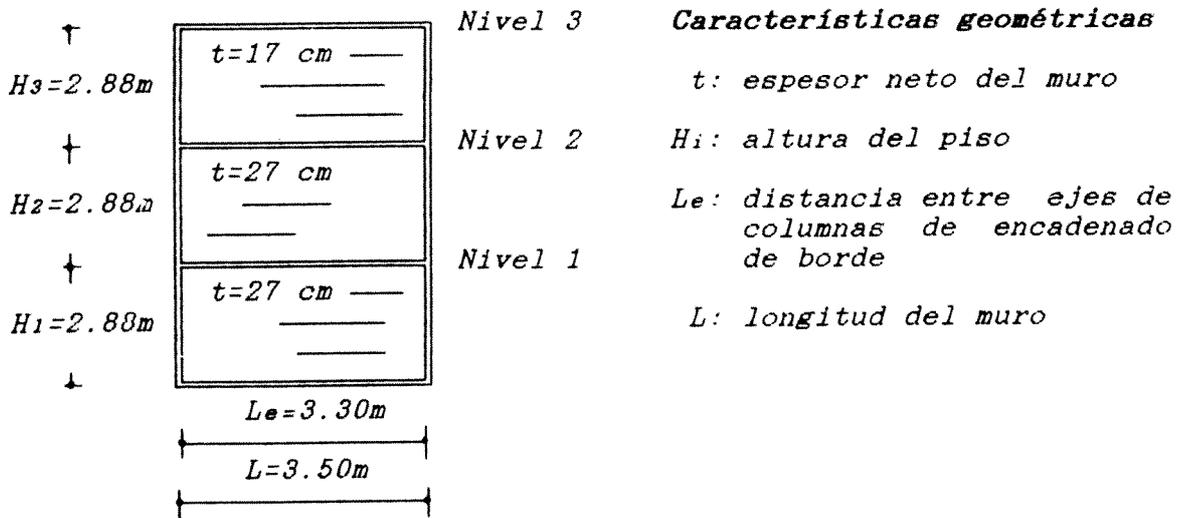


MOMENTOS FLECTORES Y ESFUERZOS NORMALES

Los momentos flectores M_{ui} y los esfuerzos normales N_{ui} y N_{uvi} correspondientes a cada muro por nivel figuran en la planilla No 1.

PROCEDIMIENTO DE CALCULO

Para ilustrar sobre la metodología de cálculo, se desarrolló, para el muro M_3 (ver disposición en planta), el procedimiento utilizado.

MURO M3**MOMENTOS DE INERCIA Y AREAS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES POR PISO**

- A fin de evaluar la rigidez flexional del muro, los momentos de inercia de las secciones horizontales de cada piso del mismo, se determinaron considerando la colaboración de los muros transversales.

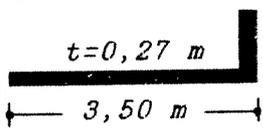
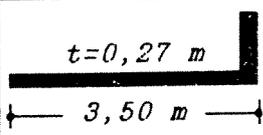
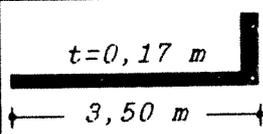
El ancho efectivo de las alas colaborantes se determinó de acuerdo con lo establecido en el Art. 4.2, es decir:

$$\text{ancho efectivo del ala} \left\{ \begin{array}{l} \leq 4 t \text{ (hacia cada lado)} \\ \leq \frac{1}{16} \text{ de la altura, medida desde el nivel considerado hasta el nivel extremo superior} \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} \text{Piso 3} : & 4 \times 17 \text{ cm} = 68 \text{ cm} \\ & \frac{1}{16} \times 288 \text{ cm} = 18 \text{ cm (Valor adoptado)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Piso 2} : & 4 \times 27 \text{ cm} = 108 \text{ cm} \\ & \frac{1}{16} \times 576 \text{ cm} = 36 \text{ cm (Valor adoptado)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Piso 1} : & 4 \times 27 \text{ cm} = 108 \text{ cm} \\ & \frac{1}{16} \times 864 \text{ cm} = 54 \text{ cm (Valor adoptado)} \end{aligned}$$

Piso	SECCION TRANSVERSAL	$A_{if} (m^2)$	$J_i (m^4)$
1		1,0868	1,2794
2		1,0382	1,1806
3		0,6231	0,6796

donde:

A_{if} : área de la sección transversal del muro
 J_i : momento de inercia

- Para determinar la rigidez al corte, las áreas de las secciones transversales (sin considerar la colaboración de las alas) resultaron:

$$\text{Pisos 1}^\circ \text{ y 2}^\circ : B_M = 0,27 \text{ m} \times 3,50 \text{ m} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\text{Piso 3}^\circ : B_M = 0,17 \text{ m} \times 3,50 \text{ m} = 0,60 \text{ m}^2$$

CONSTANTES ELASTICAS (Art. 6.2)

- Módulo de elasticidad longitudinal

$$E_m = 800 \sigma_{\text{mó}} = 800 \times 3 \text{ MN/m}^2 = 2400 \text{ MN/m}^2$$

- Módulo de corte

$$G_m = 0,3 E_m = 0,3 \times 2400 \text{ MN/m}^2 = 720 \text{ MN/m}^2$$

SOLICITACIONES DE DISEÑO

- Cortes Traslacionales y Torsionales

Piso	V_{ni} (KN)	e_3 (m)	l (m)	e_a (m)	e_b (m)	$M_{ta} = V_{ni} \cdot e_a$ (KNm)	$M_{tb} = V_{ni} \cdot e_b$ (KNm)
1	1570	0,00	19,30	1,93	-1,93	3030,10	-3030,10
2	1230	0,00	19,30	1,93	-1,93	2373,90	-2373,90
3	630	0,00	19,30	1,93	-1,93	1215,90	-1215,90

donde:

e_3 : excentricidad estática

l : longitud de la planta, normal a la dirección de análisis

MURO	PISO	Vni (KN)	Dri	V _{Ti} (KN)	V _{Ri} (KN)	V _i (KN)
3	1	1570	0,067	105,2	26,2	131,4
	2	1230	0,057	70,1	17,8	87,9
	3	630	0,054	34,0	8,9	42,9

$$V_{Ri} = \frac{Dri \cdot y_{it}}{\sum Dri \cdot y_{it}^2 + \sum Dri \cdot x_{it}^2} M_{ti}$$

donde:

- V_{ni}* : Corte de piso
Dri : Rigidez relativa del muro *M₃* en el piso *i*
V_{Ti} : Esfuerzo de corte traslacional del muro *M₃* en el piso *i*
V_i : Esfuerzo de corte total del muro *M₃* en el piso *i*
x_{it} ; y_{it} : Coordenadas de cada muro respecto del centro de torsión CR
M_{ti} : Momento torsor de piso

- Momentos Flectores

MURO	NIVEL	H _i (m)	V _i (KN)	M _{ui} (KNm)
3	1	2,88	131,4	755,1
	2	2,88	87,9	376,7
	3	2,88	42,9	123,6

donde:

H_i : Altura de piso

V_i : Esfuerzo de corte total del muro M_3 en el piso i

M_{ui} : Momento flector último del muro M_3 en el piso i

- Esfuerzos Normales

Se calcularon por nivel, teniendo en cuenta los pesos de muros por encima del nivel considerado, y las reacciones de losas correspondientes.

MURO	NIVEL	N_{ui} (KN)	N_{vi} (KN)
3	1	207,6	263,9
	2	120,6	158,2
	3	46,9	65,8

donde:

N_{ui} : esfuerzo normal último del muro M_3 en el piso i , teniendo en cuenta el factor " η " de participación de la sobrecarga

N_{vi} : esfuerzo normal del muro M_3 en el piso i , considerando la totalidad de la sobrecarga

VERIFICACION DE RESISTENCIA AL CORTE (Art. 10.2.1.1)

$$V_{uri} = (0,6 \tau_{mo} + 0,3 \sigma_{oi}) B_{mi}$$

donde:

V_{uri} : esfuerzo de corte resistido por el muro en el nivel i

τ_{mo} : resistencia básica al corte de la mampostería (Art. 6.1.2)

σ_{oi} : tensión media de compresión en el nivel i , producida por las cargas verticales que actúan sobre el muro, determinada considerando solo el 85% de la carga permanente y el factor " η " de participación de la sobrecarga

B_{Mi} : área de la sección horizontal del muro sin considerar revoques

$$\tau_{mo} = 0,3 \text{ MN/m}^2$$

MURO	NIVEL	σ_{oi} (KN/m ²)	B_{Mi} (m ²)	V_{URi} (KN)	V_i (KN)
3	1	187,1	0,95	224,3	131,3
	2	108,6	0,95	202,0	87,9
	3	67,2	0,60	120,1	42,9

Se observa que para los tres niveles del muro M3 se verificó que los esfuerzos de corte resistentes V_{URi} son **mayores** que los correspondientes esfuerzos de corte de diseño V_i .

VERIFICACION DE RESISTENCIA A CARGAS VERTICALES (Art. 10.4)

- Cargas Verticales de Diseño (Art. 10.4.4)

Las cargas verticales de diseño actuantes sobre el muro M3 en cada nivel, se determinaron teniendo en cuenta las cargas gravitatorias correspondientes y considerando la totalidad de las sobrecargas de servicio.

MURO	NIVEL	Nv (KN)	Nu (KN)
3	1	263,9	686,2
	2	158,2	411,3
	3	65,8	171,1

donde:

$$Nu = 2,6 Nv$$

- Cargas Verticales Resistentes Ultimas

$$NUR = \Psi \sigma_{\text{mó}} BM \quad (\text{Art. 10.4.4.1})$$

$\Psi = 1 - \frac{2e^*}{t}$: factor de reducción por excentricidad y esbeltez (Art. 10.4.4.2)

$$e^* = \left[\begin{array}{l} et + ea \\ 0,6(et + ea) + ec \\ \lambda_g^2 \end{array} \right] \frac{t}{t} : \text{excentricidad de diseño} \\ \text{(se considera la mayor)}$$

$$ec = \frac{\lambda_g^2}{2400} t - \frac{t}{70} : \text{excentricidad complementaria (Art. 10.4.2)}$$

$$\lambda_g = \frac{\beta \cdot H}{t} : \text{esbeltez geométrica}$$

$$ea = \frac{t}{50} + \frac{H}{500} : \text{excentricidad accidental}$$

et : excentricidad de la carga en el borde superior del muro (Art. 10.4.4.3)

$$\sigma_{\text{m}} = 3 \text{ MN/m}^2$$

MURO	NIVEL	β	λ_g	e_{ci} (cm)	e_{ai} (cm)	e_{ti} (cm)	e_{i^*} (cm)	Ψ_i	EM_i (cm ²)	NUR_i (KN)	$2,6 Nv$ (KN)
3	1	1	10,67	0,89	1,12	0,00	1,56	0,88	0,95	2520,7	1784,1
	2	1	10,67	0,89	1,12	0,00	1,56	0,88	0,95	2520,7	1069,4
	3	1	16,94	1,79	0,92	0,00	2,34	0,72	0,60	1304,5	444,9

Se observa que la carga vertical resistente última NUR_i resultó, en cada nivel del muro M3, **mayor** que la carga de diseño, es decir: $NUR_i > 2,6 Nv_i$.

DIMENSIONES TRANSVERSALES Y ARMADURAS DE COLUMNAS Y VIGAS DE ENCADENADO

- Esfuerzo de Corte en Paneles (Art. 9.5)

El esfuerzo de corte V_p correspondiente a cada panel, se distribuye, en forma aproximada, proporcionalmente a la longitud de cada panel.

En el muro M3, por tener sólo una columna de paneles, resultó:

MURO	NIVEL	V_i (KN)	V_{pi} (KN)
3	1	131,4	131,4
	2	87,9	87,9
	3	42,9	42,9

$$V_i = V_{pi}$$

- *Sección Transversal de Columnas y Vigas de Encadenado* (Arts. 9.7.1 y 9.7.2)

Columnas: $B_c(\text{cm}^2) = 2,5 V_p(\text{KN})$ (sección mínima)

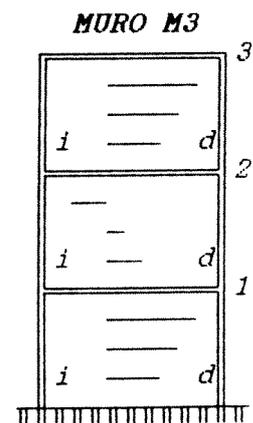
La dimensión transversal perpendicular al plano del muro "dc1" se toma igual al espesor neto del muro.

La dimensión transversal paralela al plano del muro se toma igual a 2/3 del espesor neto del muro ó 15 cm (la mayor).

Vigas : El ancho "dvi" se toma igual al espesor neto del muro.
La altura "dv" se toma igual al semi-espesor del muro ó 15 cm (la mayor).

Los valores adoptados para el muro M3, en cada nivel, fueron los siguientes:

MURO	NIVEL	COLUMNAS DE ENCADENADO			VIGAS DE ENCADEN.		
		$B_c(\text{cm}^2)$	$dc_1(\text{cm})$	$dc(\text{cm})$	$dvi(\text{cm})$	$dv(\text{cm})$	
3	1	329	27	i	18	27	15
	d			18			
	2	220	27	i	18	27	15
d	18						
3	3	107	17	i	15	17	15
				d	15		



- **Secciones mínimas de armaduras longitudinales de encadenados**
(Art. 9.10)

$$A_{mim}(cm^2) = (0,35 + 0,18k) t(cm) \frac{1}{\beta_s(t/cm^2)}$$

k : número de pisos sobre el analizado

$$\beta_s = 4,2 t/cm^2$$

MURO	NIVEL	t (cm)	k	A _{mim} (cm ²)
	1	27	2	4,56
3	2	27	1	3,41
	3	17	0	1,42

Nota: Nunca menos de 4 barras ($d_s = 8$ mm)

- **Armaduras de vigas de encadenado**

a) **Longitudinal** (Art. 9.13.2)

$$A_{vi} = \frac{V_{pi}}{\beta_s}$$

b) **Estribos** (Art. 9.13)

- **Zonas normales** (Art. 9.13.2)

El diámetro " d_s " y la separación " s_e " se determinaron mediante la siguiente expresión (Art. 9.12.2)

$$d_s(mm) = (0,20 + 0,10k) s_e (cm)$$

- Zonas críticas (Art. 9.13.3)

En los 60 cm extremos se colocó el doble de la sección de los estribos correspondiente a zonas normales.

Los valores correspondientes al muro M3 se transcriben a continuación:

M U R O	N I V E L	V I G A S D E E N C A D E N A D O									
		ARMADURA LONGITUDINAL				ESTRIBOS					
						ZONAS NORMALES			ZONAS CRITICAS		
		A_v (cm^2)	$n\phi$	d_s (mm)	A_{vef} (cm^2)	d_s (mm)	s_e (cm)	A_{cef} (cm^2/m)	d_s (mm)	s_e (cm)	A_{eef} (cm^2/m)
	1	3,13	4	12	4,52	6	15	3,77	6	7,5	7,54
3	2	2,09	4	12	4,52	6	15	3,77	6	7,5	7,54
	3	1,02	4	8	2,01	4,2	15	1,85	4,2	7,5	3,70

Nota: La longitud de la zonas críticas de las vigas de encadenado, en ambos extremos, es de 60 cm.

- **Armaduras de columnas de encadenado**

i) **Estribos** (Art. 9.12)

- Zonas normales (Art. 9.12.2)

El diámetro "ds" y la separación se determinaron mediante la siguiente expresión:

$$d_s \text{ (mm)} = (0,20 + 0,10 k) s_e \text{ (cm)}$$

- Zonas críticas (Art. 9.13.3)

En los 60 cm extremos se colocó el doble de la sección de los estribos correspondiente a zonas normales.

Los valores correspondientes al muro M3 se transcriben a continuación:

M U R O	N I V E L	V I G A S D E E N C A D E N A D O									
		ARMADURA LONGITUDINAL				ESTRIBOS					
						ZONAS NORMALES			ZONAS CRITICAS		
		Av (cm ²)	n ^o	ds (mm)	Avef (cm ²)	ds (mm)	se (cm)	Acef (cm ² /m)	ds (mm)	se (cm)	Aeef (cm ² /m)
	1	3,13	4	12	4,52	6	15	3,77	6	7,5	7,54
3	2	2,09	4	12	4,52	6	15	3,77	6	7,5	7,54
	3	1,02	4	8	2,01	4,2	15	1,85	4,2	7,5	3,70

Nota: La longitud de las zonas críticas de las vigas de encadenado, en ambos extremos, es de 60 cm.

- Armaduras de columnas de encadenado

i) Estribos (Art. 9.12)

- Zonas normales (Art. 9.12.2)

El diámetro "ds" y la separación se determinaron mediante la siguiente expresión:

$$ds \text{ (mm)} = (0,20 + 0,10 k) se \text{ (cm)}$$

- Zonas críticas (Art. 9.12.3)

$$A_{ei} = \frac{0,5 V_{pi}}{d_{ci} \beta_s} s_e$$

d_{ci} : dimensión transversal de la columna de encadenado medida según el plano del panel.

Nota: La sección A_{ei} no puede ser menor que el doble de la correspondiente a la zona normal.

Los valores correspondientes al muro M3 se transcriben a continuación:

M U R O	N I V E L	COLUMNAS DE ENCADENADO							
		ESTRIBOS							
		ZONAS NORMALES				ZONAS CRITICAS			
		d_s (mm)	s_e (cm)	A_{cef} (cm ² /m)	A_e (cm ²)	d_s (mm)	s_e (cm)	A_{cef} (cm ² /m)	
3	1	i	8	18	5,59	0,78	8	9	11,18
		d	8	18	5,59	0,78	8	9	11,18
	2	i	6	15	3,77	0,44	6	7,5	7,54
		d	8	18	5,59	0,44	8	9	11,18
	3	i	4,2	15	1,85	0,26	4,2	7,5	3,70
		d	6	15	3,77	0,26	6	7,5	7,54

Nota: La longitud de las zonas críticas no puede ser menor que el mayor de los siguientes valores:

$$1) l_c \geq \frac{H_i}{5}$$

$$2) l_c \geq 2 d_c$$

$$3) l_c \geq 60 \text{ cm}$$

Para los tres niveles resulta determinante el valor $l_c=60\text{cm}$

b) Armadura longitudinal

Se adoptó una sección de armadura (armadura mínima) y luego se verifica el muro a flexocompresión (Art. 10.2.2)

VERIFICACION DE RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESION

Se utilizó el procedimiento aproximado establecido en el Art. 10.2.2.2.a.

Se determinó primero, en cada nivel, el momento resistente último en flexión simple del muro M^{OURi} , mediante:

$$M^{OURi} = A_{ci} \cdot \beta_s \cdot L_{ei}$$

A_{ci} : sección total adoptada de armadura longitudinal de la columna de encadenado de borde del muro. (En principio, se adopta la armadura longitudinal mínima; y luego se verifica)

Se determinó luego, en cada nivel, la capacidad última del muro en compresión simple N_{Uoi} , mediante:

$$N_{Uoi} = \sigma_{no} \cdot B_{mi}$$

Con los valores de M^0_{URi} y N_{Uoi} obtenidos, se evaluó en cada nivel del muro, su momento resistente último en flexocompresión M_{URi} , utilizando la que corresponde, de las siguientes expresiones:

$$\text{si } N_{Ui} \leq \frac{N_{Uoi}}{3} : M_{URi} = M^0_{URi} + 0,3 N_{Ui} \cdot L_i$$

$$\text{si } N_{Ui} > \frac{N_{Uoi}}{3} : M_{URi} = (1,5 M^0_{URi} + 0,15 N_{Uoi} \cdot L_i) \left(1 - \frac{N_{Ui}}{N_{Uoi}}\right)$$

donde:

N_{Ui} : esfuerzo normal sobre el muro, en cada nivel, derivado de los estados de carga indicados en el Art. 3.2., es decir:

$$1,3 E_w \pm E_s$$

y

$$0,85 E_w \pm E_s$$

Los momentos últimos de diseño M_{Ui} en cada nivel del muro M_3 , resultaron:

MURO	NIVEL	H_i (m)	V_i (KN)	M_{Ui} (KNm)
3	1	2,88	131,4	755,1
	2	2,88	87,9	376,7
	3	2,88	42,9	123,6

Los momentos resistentes últimos en flexocompresión MUR_i , del muro M_3 en cada nivel, determinados en función de las secciones de armadura longitudinal adoptadas para las columnas de encadenado de borde, resultaron:

$$\sigma_{mo} = 3 \text{ MN/m}^2$$

MUR O L	N I V E L	L_i (m)	L_e (m)	B_M (m ²)	N_{UO_i} 3 (KN)	$0,85 N_{U_i}$ (KN)	ARM. LONGITUDINAL				$M^{O_{UR_i}}$ (KNm)	M_{UR_i} (KNm)	M_{U_i} (KNm)
							n°	d_s (mm)	A_{cef} (cm ²)				
3	1	3,50	3,30	0,95	950	176,5	i	4	12	4,52	626,5	811,8	755,1
							d	4	16	8,04			
	2	3,50	3,30	0,95	950	102,5	i	4	12	4,52	626,5	734,1	376,7
							d	4	12	4,52			
	3	3,50	3,30	0,60	600	39,9	i	4	8	2,01	278,6	320,5	123,6
							d	4	8	2,01			

Se observa que para los tres niveles del muro M_3 se verificó que:

$$M_{UR_i} > M_{U_i}$$

REFERENCIAS

- 1- Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES - PARTE III, noviembre de 1983.
- 2- Amado, J., Barros, E., "Análisis Sísmico Estático de Edificios según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103", Publicación Técnica N° 14, noviembre de 1987.
- 3- Casal, J.C., "Métodos para el Análisis de Estructuras Sujetas a Fuerzas Sísmicas Laterales", Publicación Técnica N° 13, INPRES, junio de 1987.
- 4- Decanini, L.D., Giuliano, A.P., Prato, C.A., "Consideraciones sobre algunos criterios básicos del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 para construcciones sismorresistentes en Argentina", Publicación Técnica N° 12, noviembre de 1986.
- 5- Bazán, E. y Meli, R., "Manual de diseño sísmico de edificios", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, D-18, Mexico, D.F., septiembre de 1983.
- 6- Meli, R., "Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación N° 352, mayo de 1979.
- 7- "Manual de Diseño por Sismo", según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Series del Instituto de Ingeniería UNAM, Publicación N° 406, julio de 1977.
- 8- "Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación N° 403, julio de 1977.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen especialmente al Sr. Alberto Casal por la compaginación de este Capítulo en el procesador de palabras, y al Sr. Oscar Escudero por la preparación de las ilustraciones.

MAMPOSTERIA ENCADENADA DE LADRILLOS RESISTENCIA BASICA RESISTENCIA BASICA RESISTENCIA BASICA
CERAMICOS MACIZOS CLASE "A" (Art. 5.1.2.1) A LA COMPRESION : $\sigma_{mo} = 3 \text{ MN/m}^2$ AL CORTE : $\tau_{mo} = 0.3 \text{ MN/m}^2$

PLANILLA N° 1

X	Y	Z	SOLICITACIONES DE DISEÑO										RESISTENCIA			OBSERVACIONES				
			CORTE (KN)			ESFUERZOS NORMALES (KN)		RESISTENCIA					V _{VR} (KN)	M _{VR} (KNM)	M _{NR} (KN)					
			V _{IT}	V _{IR}	V _i	M _{NI} (KNM)	N _{VI} (KN)	N _{VR} (KN)	N _{NR} (KN)	V _{VR} (KN)	M _{VR} (KNM)	M _{NR} (KN)								
M	N	H	t	Aif	Ji	Bmi	Fai	Vai	Dri	F _{VI}	F _{VR}	F _{NR}	V _{VR}	M _{VR}	M _{NR}					
Li	Yi	Yi	Yi	Li	Yi	Yi	Yi	Li	Yi	Yi	Yi	Yi	Li	Yi	Yi	Yi	Yi			
1	5.40	1	2.88	0.27	1.4580	3.5429	1.46	340	1570	0.141	221.4	81.7	303.1	1908.9	213.9	664.1	3175	2794.0	3731.1	
2	5.40	2	2.88	0.27	1.4980	3.5429	1.46	600	1230	0.140	172.2	65.8	238.0	1037.0	115.1	370.6	282.2	1837.6	3753.8	
3	5.40	3	2.88	0.17	0.9180	2.2307	0.92	630	630	0.140	88.2	33.9	122.1	351.6	36.9	131.7	175.0	821.4	1448.2	
4	3.50	1	2.88	0.27	1.0868	1.2794	0.95	340	1570	0.087	105.2	26.2	131.4	755.1	223.2	728.1	226.9	825.7	2520.7	
5	3.50	2	2.88	0.27	1.0382	1.1806	0.95	600	1230	0.057	70.1	17.8	87.9	376.7	150.9	438.5	203.3	743.3	2520.7	
6	3.50	3	2.88	0.17	0.6231	0.6796	0.60	630	630	0.054	34.0	8.9	42.9	123.6	52.1	164.7	120.1	325.1	1304.5	
7	3.50	1	2.88	0.27	1.0868	1.2794	0.95	340	1570	0.086	105.2	26.2	131.4	755.1	207.6	686.2	224.3	811.8	2520.7	
8	3.50	2	2.88	0.27	1.0382	1.1806	0.95	600	1230	0.057	70.1	17.8	87.9	376.7	120.6	411.3	202.0	734.1	2520.7	
9	3.50	3	2.88	0.17	0.6231	0.6796	0.60	630	630	0.054	34.0	8.9	42.9	123.6	46.9	171.1	120.1	320.5	1304.5	
10	2.40	1	2.88	0.27	1.3743	2.0231	0.95	340	1570	0.086	135.0	17.1	152.1	914.6	210.8	702.4	225.0	1302.3	2593.5	
11	2.40	2	2.88	0.27	1.2285	1.6686	0.95	600	1230	0.080	98.4	12.9	111.3	476.6	122.7	422.3	202.4	736.0	2593.5	
12	2.40	3	2.88	0.17	0.6617	0.6394	0.60	630	630	0.075	47.9	6.3	54.2	156.1	48.0	176.5	120.3	321.4	1404.0	
13	2.40	1	2.88	0.27	1.2159	1.5909	2.16	340	1570	0.278	496.5	0.0	523.8	3686.1	491.4	1643.2	538.8	3907.3	5731.2	
14	2.40	2	2.88	0.27	1.1309	1.3909	2.16	600	1230	0.334	408.4	0.0	490.1	2176.1	286.8	1037.1	487.0	3884.2	5731.6	
15	2.40	3	2.88	0.17	1.3549	1.7120	1.36	630	630	0.352	221.8	0.0	266.2	766.7	112.8	416.0	296.1	1969.5	2966.8	
16	2.40	1	2.88	0.27	0.9086	0.4712	0.62	340	1570	0.046	75.4	0.0	75.4	456.6	43.9	114.2	122.8	734.9	1645.1	
17	2.40	2	2.88	0.27	0.8114	0.4197	0.62	600	1230	0.046	55.4	0.0	55.4	239.4	27.9	72.6	118.7	415.0	1645.1	
18	2.40	3	2.88	0.17	0.4497	0.2283	0.39	630	630	0.044	27.7	0.0	27.7	79.8	0.0	0.0	70.2	177.3	847.9	
19	2.40	1	2.88	0.27	1.0298	1.1786	0.92	340	1570	0.102	160.1	8.3	168.4	1090.6	64.9	168.8	182.2	1156.9	2122.1	
20	2.40	2	2.88	0.27	1.0112	1.0864	0.92	600	1230	0.107	131.6	7.2	138.8	605.6	41.3	107.3	176.1	643.3	1508.8	
21	2.40	3	2.88	0.17	0.6061	0.6246	0.58	630	630	0.107	67.4	4.1	71.5	205.9	0.0	0.0	104.4	270.1	1261.0	
22	2.40	1	2.88	0.27	1.0508	1.1786	0.92	340	1570	0.102	160.1	12.9	173.0	1116.5	64.9	168.8	182.2	1136.9	2122.1	
23	2.40	2	2.88	0.27	1.0112	1.0864	0.92	600	1230	0.107	131.6	10.8	142.4	618.3	41.3	107.3	176.1	643.3	1508.8	
24	2.40	3	2.88	0.17	0.6061	0.6246	0.58	630	630	0.107	67.4	4.9	72.3	208.2	0.0	0.0	104.4	270.1	1261.0	
25	2.40	1	2.88	0.27	0.7620	0.3990	0.62	340	1570	0.042	65.9	0.0	65.9	395.8	43.9	114.2	122.8	424.4	1645.1	
26	2.40	2	2.88	0.27	0.7442	0.3543	0.62	600	1230	0.039	48.0	0.0	48.0	207.0	27.9	72.6	118.7	415.0	1645.1	
27	2.40	3	2.88	0.17	0.4191	0.2008	0.39	630	630	0.038	23.9	0.0	23.9	66.8	0.0	0.0	70.2	177.3	847.9	
28	2.40	1	2.88	0.27	0.9180	0.8843	0.92	340	1570	0.085	133.5	7.0	140.5	887.9	64.9	168.8	182.2	1136.9	2122.1	
29	2.40	2	2.88	0.27	0.9180	0.8843	0.92	600	1230	0.085	104.6	5.7	110.3	483.3	41.3	107.3	176.1	643.3	1508.8	
30	2.40	3	2.88	0.17	0.5780	0.5568	0.58	630	630	0.086	54.2	3.3	57.5	165.6	0.0	0.0	104.4	270.1	1261.0	
31	2.40	1	2.88	0.27	0.9180	0.8843	0.92	340	1570	0.085	133.5	10.6	144.1	907.7	64.9	168.8	182.2	908.4	2122.1	
32	2.40	2	2.88	0.27	0.9180	0.8843	0.92	600	1230	0.085	104.6	8.5	113.1	492.7	41.3	107.3	176.1	643.3	1508.8	
33	2.40	3	2.88	0.17	0.5780	0.5568	0.58	630	630	0.086	54.2	3.8	58.0	167.0	0.0	0.0	104.4	270.1	1261.0	
34	2.40	1	2.88	0.27	0.6480	0.3110	0.65	340	1570	0.036	56.5	1.5	58.0	343.5	45.8	119.1	128.7	443.7	1724.7	
35	2.40	2	2.88	0.27	0.6480	0.3110	0.65	600	1230	0.032	39.4	1.1	40.5	176.5	29.1	75.7	124.4	435.4	1724.7	
36	2.40	3	2.88	0.17	0.4080	0.1958	0.41	630	630	0.032	20.2	0.6	20.8	59.9	0.0	0.0	73.8	185.7	891.4	

Cortes de diseño mejorados en un 20% segun Art. 4.4

PLANILLA N° 2

COLUMNAS Y VIGAS DE ENCADENADO HORMIGON: $\sqrt{f_{ct, min}} = 11 \text{ MN/m}^2$ ACERO: ADN - 420 (III)

MURO	Colum. No	L _o (m)	N _o PISO	V _p (KM)	COLUMNAS DE ENCADENADO				VIGAS DE ENCADENADO				OBSERVACIONES																		
					b _c (cm ²)	d _{c1} (cm)	d _c (cm)	PANEL	ARMADURA LONGITUDINAL		ESTRIBOS			4 ₁ (cm)	4 ₂ (cm)	ARMADURA LONGITUDINAL		ESTRIBOS													
									N°	d _s (mm)	A _{cs} (cm ²)	d _s (mm)				A _{cs} (cm ²)	d _s (mm)	A _{cs} (cm ²)	d _s (mm)	A _{cs} (cm ²)											
10	I	2.10 2.88	1	75.4	189	27	18	1	4	16	8.04	8	18	5.59	0.37	8	9	11.18	27	15	1.80	4	12	4.52	6	15	3.77	6	7.5	7.54	3 1000 300 2 1000 300 1 1000 300
					139	27	18	4	4	16	8.04	8	18	5.59	0.37	8	9	11.18	27	15	1.32	4	12	4.52	6	15	3.77	6	7.5	7.54	
					69	17	15	4	4	8	2.01	6	15	3.77	0.16	6	7.5	7.54	17	15	0.66	4	8	2.01	4.2	15	1.85	4.2	15	1.85	
11	I	3.20 2.88	1	168.4	421	27	18	4	16	8.04	8	18	5.59	1.00	8	9	11.18	27	15	4.01	4	12	4.52	6	15	3.77	6	7.5	7.54	3 11	
					347	27	18	4	4	12	4.52	8	18	5.59	0.83	8	9	11.18	27	15	3.30	4	12	4.52	6	15	3.77	6	7.5		7.54
					179	17	15	4	4	8	2.01	6	15	3.77	0.43	6	7.5	7.54	17	15	1.70	4	8	2.01	4.2	15	1.85	4.2	15		1.85
12	I	3.20 2.88	1	173.0	433	27	18	4	16	8.04	8	18	5.59	1.03	8	9	11.18	27	15	4.12	4	12	4.52	6	15	3.77	6	7.5	7.54	3 11	
					356	27	18	4	4	12	4.52	8	18	5.59	0.85	8	9	11.18	27	15	3.39	4	12	4.52	6	15	3.77	6	7.5		7.54
					181	17	15	4	4	8	2.01	6	15	3.77	0.43	6	7.5	7.54	17	15	1.72	4	8	2.01	4.2	15	1.85	4.2	15		1.85
13	I	2.10 2.88	2	48.0	120	27	18	4	16	8.04	8	18	5.59	0.33	8	9	11.18	27	15	1.37	4	12	4.52	6	15	3.77	6	7.5	7.54	3 11	
					120	27	18	4	4	12	4.52	6	15	3.77	0.24	6	7.5	7.54	27	15	1.14	4	12	4.52	6	15	3.77	6	7.5		7.54
					60	17	15	4	4	8	2.01	4.2	15	1.85	0.14	4.2	7.5	3.70	17	15	0.57	4	8	2.01	4.2	15	1.85	4.2	15		1.85
14	I	3.20 2.88	2	110.3	276	27	18	4	16	8.04	8	18	5.59	0.84	8	9	11.18	27	15	3.35	4	12	4.52	6	15	3.77	6	7.5	7.54	3 11	
					276	27	18	4	4	12	4.52	6	15	3.77	0.55	6	7.5	7.54	27	15	2.63	4	12	4.52	6	15	3.77	6	7.5		7.54
					144	17	15	4	4	8	2.01	6	15	3.77	0.34	6	7.5	7.54	17	15	1.37	4	8	2.01	4.2	15	1.85	4.2	15		1.85
15	I	1.85 2.88	1	83.3	208	27	18	4	16	8.04	8	18	5.59	0.41	8	9	11.18	27	15	1.98	4	12	4.52	6	15	3.77	6	7.5	7.54	3 1000 300 2 1000 300 1 1000 300	
					164	27	18	4	4	12	4.52	6	15	3.77	0.32	6	7.5	7.54	27	15	1.56	4	12	4.52	6	15	3.77	6	7.5		7.54
					84	17	15	4	4	8	2.01	4.2	15	1.85	0.20	4.2	7.5	3.70	17	15	0.80	4	8	2.01	4.2	15	1.85	4.2	15		1.85
16	I	2.20 2.88	1	58.0	145	27	18	4	16	8.04	8	18	5.59	0.30	8	9	11.18	27	15	1.45	4	12	4.52	6	15	3.77	6	7.5	7.54	3 1000 300 2 1000 300 1 1000 300	
					105	27	18	4	4	12	4.52	6	15	3.77	0.24	6	7.5	7.54	27	15	1.14	4	12	4.52	6	15	3.77	6	7.5		7.54
					52	17	15	4	4	8	2.01	4.2	15	1.85	0.12	4.2	7.5	3.70	17	15	0.50	4	8	2.01	4.2	15	1.85	4.2	15		1.85

NOTA: LOS Muros QUE NO SE INCLUYEN EN ESTA PLANILLA TIENEN, POR RAZONES DE SIMETRIA RESPECTO DEL MURO 5, IGUALES COLUMNAS Y VIGAS DE ENCADENADO...