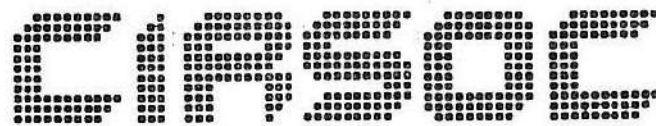




Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Ministerio de Obras y Servicios Públicos de la Nación

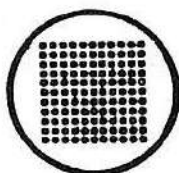


Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales
de Seguridad para las Obras Civiles
del Sistema INTI

NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES

PARTE III CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA

Noviembre 1983



INTI

CIRSOC

Avda. 9 de Julio 1925 - 22° Piso
(1332) Buenos Aires
Tel. 38-8911/31 (Int. 679)

Director Técnico: Dr. Alfonso Huber
Secretario Técnico: Ing. Eduardo J. Minetti

INPRES

Avda. Roger Balet 47 - Norte
(5400) San Juan
Tel. 30163; 31578; 30602
TELEX: 59129 INPRE AR

Director Nacional: Ing. Julio Sohar Aguirre Ruiz
Consultor Científico: Ing. Juan Carlos Castano

© 1983

Editado por INTI
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Avda. Leandro N. Alem 1067 - Bs. Aires

Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina. Printed in Argentina.



Ministerio de Obras y Servicios Públicos
Instituto Nacional de Prevención Sísmica

INPRES

SAN JUAN, 3 de junio de 1983.

VISTO lo propuesto en las presentes actuaciones, y

CONSIDERANDO:

Que por Resolución N° 28-INPRES/81, fueron declaradas de aplicación en todo el territorio nacional las "NORMAS ANTISISMICAS ARGENTINAS - NAA 80".

Que, si bien la elaboración y el dictado de normas o reglamentos para las construcciones sismorresistentes de aplicación en el territorio nacional, es de competencia exclusiva del INPRES, es oportuno destacar que dichas normas deben ser compatibles con el resto de los reglamentos nacionales de seguridad para las construcciones cuya elaboración está a cargo del Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC).

Que por Resolución N° 120-INPRES/81, fue aprobado un convenio de colaboración recíproca celebrado entre este INSTITUTO y el CIRSOC.

Que mediante dicho convenio se integró una Comisión con representantes del INPRES y del CIRSOC para la elaboración y redacción del texto único de una norma sismorresistente.

Que como resultado de su trabajo, la citada Comisión ha preparado un proyecto denominado Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - "NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES" compuesto por: PARTE I - "Construcciones en general", PARTE II - "Construcciones de hormigón armado y pretensado", PARTE III - "Construcciones de mampostería".

Que estas nuevas normas integrarán el conjunto de reglamentos nacionales de seguridad para las obras civiles que tiene a cargo el CIRSOC.

Que el proyecto elaborado por la mencionada Comisión presenta un perfeccionamiento apreciable respecto a las "NORMAS ANTISISMICAS ARGENTINAS - NAA 80", ya que introduce modernos criterios probados, aceptados y recomendados internacionalmente, y a su vez compatibles con los criterios con-



Ministerio de Obras y Servicios Públicos
Instituto Nacional de Prevención Sísmica

- 2 -

INPRES

tenidos en los restantes reglamentos nacionales de seguridad para las obras civiles.

Que no obstante lo expresado, el documento preparado por dicha Comisión no contiene prescripciones concernientes a puentes, muros de contención y sistemas constructivos no tradicionales, temas que sí están considerados en las "NORMAS ANTISISMICAS ARGENTINAS - NAA 80".

Que los temas referidos en el considerando anterior serán objeto de tratamiento por parte de la nombrada Comisión, al igual que cualquier otro que ésta estime conveniente incorporar, los cuales, una vez elaborados y redactados, se someterán a este INSTITUTO para su aprobación, a los fines de integrar el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - "NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES".

Que sin perjuicio de lo expresado precedentemente, y teniendo en cuenta lo dispuesto en el artículo 2° del convenio de colaboración recíproca mencionado anteriormente, la Comisión continuará con el tratamiento de las normas sismorresistentes para lograr su permanente actualización.

Que siendo así, una vez puesta en vigencia la presente Resolución, quedarán automáticamente sustituidas las partes correspondientes de las "NORMAS ANTISISMICAS ARGENTINAS - NAA 80".

Que en mérito a su contenido, esta Dirección Nacional presta su acuerdo al proyecto mencionado, por lo que corresponde su aprobación.

Por ello, y en uso de las atribuciones que le confieren los artículos 2° y 3° incisos a) y c) de la Ley N° 19616,

EL DIRECTOR NACIONAL DEL INSTITUTO NACIONAL
DE PREVENCIÓN SISMICA
RESUELVE:

ARTICULO 1°.- Apruébase el cuerpo normativo denominado Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - "NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES" integrado por la PARTE I - "Construcciones en general", la PARTE II - "Construcciones de hormigón armado y pretensado" y la PARTE III - "Construcciones

.....3



Ministerio de Obras y Servicios Públicos
Instituto Nacional de Prevención Sísmica

INPRES

de mampostería".

ARTICULO 2°.- Declárase de aplicación en todo el territorio nacional, a partir de los 180 días de la fecha de su publicación en el Boletín Oficial de la Nación, ^(*) el Reglamento aprobado mediante el artículo 1°, en sustitución de la PARTE I de las "NORMAS ANTISISMICAS ARGENTINAS - NAA 80".

ARTICULO 3°.- Transitoriamente y hasta tanto se elaboren y aprueben los respectivos cuerpos normativos del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - "NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES", se mantienen vigentes la PARTE II - "Puentes", la PARTE III - "Muros de Contención" y el APENDICE "B" - "Sistemas Constructivos no Tradicionales" de las "NORMAS ANTISISMICAS ARGENTINAS - NAA 80", ajustadas a los criterios básicos de la PARTE I de estas últimas Normas, la que solamente continuará en vigor para estos casos.

ARTICULO 4°.- A partir de la fecha de vigencia del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - "NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES" queda sin efecto la Resolución N° 28-INPRES/81.

ARTICULO 5°.- Regístrese, comuníquese, gestiñese su publicación ante la Dirección Nacional del Registro Oficial y archívese.

RESOLUCION N° 121 - INPRES/83.

Handwritten initials and signatures:
AP, [unclear], [unclear], [unclear], [unclear]

Ing. JULIO SOHAR AGUIRRE RUIZ
Director Nacional

(*) Esta Resolución, con el texto completo del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, se publicó en los Boletines Oficiales N° 25343 del 16/01/84
N° 25344 del 17/01/84
y N° 25345 del 18/01/84

CIASOC

ORGANISMOS PROMOTORES

Ministerio de Obras y Servicios Públicos
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires
Secretaría de Estado de Desarrollo Urbano y Vivienda
Empresa Obras Sanitarias de la Nación
Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires
Comisión Nacional de Energía Atómica
Empresa del Estado Agua y Energía Eléctrica
Dirección Nacional de Vialidad
Hidronor S.A.

MIEMBRO ADHERENTE

Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas

**

PROLOGO

La elaboración y redacción del Reglamento INPRES-CIRSOC "Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes", estuvo a cargo de una Comisión Técnica constituida por especialistas de ambas instituciones, como se indica a continuación:

Por el CIRSOC: Ing. D. Hilario FERNANDEZ LONG
Ing. D. Luis D. DECANINI
Ing. D. Carlos A. PRATO

Por el INPRES: Ing. D. Juan Carlos CASTANO
Ing. D. Alejandro P. GIULIANO
Ing. D. Edgar A. BARROS
Ing. D. Antonio E. FERNANDEZ

La citada Comisión, para el cumplimiento de su cometido adoptó como documentos básicos de trabajo las "Normas Antisísmicas Argentinas NAA-80" y el "Proyecto de Reglamento CIRSOC 103 "Acción de los sismos sobre las Construcciones", incorporando posteriormente los proyectos atinentes a "Construcciones de Mampostería" y "Procedimiento Simplificado para la Evaluación de las Acciones Sísmicas en Edificios", elaborados estos últimos por la Comisión durante el desarrollo de sus tareas.

El presente Reglamento, que sustituye a las anteriormente vigentes NAA-80, ha sido aprobado y declarado de aplicación en todo el país mediante Resolución N° 121 INPRES/83, en un todo de acuerdo con la Ley N° 19.616, artículo 3°, inc. c) y pasa además a formar parte del conjunto de Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles a cargo del CIRSOC.

Dr. Alfonso HUBER
Director Técnico CIRSOC

Ing. Julio S. AGUIRRE RUIZ
Director Nacional INPRES

INDICE

CAPITULO 1. GENERALIDADES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Campo de validez	1
CAPITULO 2. SIMBOLOGIA	3
2.1. Simbología	3
CAPITULO 3. ACCIONES A CONSIDERAR	7
3.1. - Acciones sísmicas de diseño	7
.1. Direcciones de análisis	7
.2. Consideración de las cargas gravitatorias	7
.3. Superposición de efectos traslacionales y torsionales	8
.4. Fuerzas sísmicas horizontales	9
.5. Efectos torsionales	11
.6. Fuerzas sísmicas verticales	12
3.2. Estados de carga	13
CAPITULO 4. CRITERIOS GENERALES PARA ANALISIS Y DISEÑO	15
4.1. - Distribución de solicitaciones	15
.1. Criterios de distribución de solicitaciones	15
4.2. Determinación de rigideces de muros	18
4.3. Limitación de efectos torsionales	19
4.4. Capacidad de redistribución. Elementos críticos	19
CAPITULO 5. CALIDAD DE LOS COMPONENTES DE LA MAMPOSTERIA	21
5.1. - Mampuestos	
.1. Resistencia a compresión de los mampuestos	22
.2. Condiciones de resistencia y utilización de los mampuestos	23

5.2. - Morteros	29
.1. Tipificación de los morteros para juntas	29
.2. Condiciones de utilización de los morteros	29
.3. Proporciones de los componentes de los morteros	30
4 CAPITULO 6. CALIDAD DE LA MAMPOSTERIA	33
6.1. - Resistencia de la mampostería	33
.1. Resistencia básica a la compresión de la mampostería	33
.2. Resistencia básica al corte de la mampostería	36
6.2. - Deformabilidad de la mampostería	40
.1. Módulo de elasticidad longitudinal	40
.2. Módulo de corte	41
4 CAPITULO 7. ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA. MUROS	43
7.1. - Clasificación de los muros	43
.1. Muros no resistentes	43
.2. Muros resistentes	43
7.2. - Clases de mampostería para muros resistentes	43
.1. Mampostería encadenada	43
.2. Mampostería reforzada con armadura distribuida	44
7.3. Clasificación de los muros resistentes	44
7.4. - Condiciones que deben cumplir los muros resistentes	45
.1. Materiales	45
.2. Espesores mínimos de muros resistentes	45
.3. Longitudes mínimas de muros resistentes	45
7.5. Tipos de mampostería a utilizar en construcciones de los grupos Ao y A	46
7.6. Altura máxima y número máximo de pisos en las construcciones de mampostería	46
7.7. Combinaciones de diferentes clases de mampostería	47

7.8.	Armadura horizontal en muros encadenados armados	48
CAPITULO 8. PRINCIPIOS GENERALES DE COMPOSICION ES TRUCTURAL		49
7	CAPITULO 9. MAMPOSTERIA ENCADENADA	51
9.1.	Encadenados. Conceptos fundamentales	51
9.2.	Areas y dimensiones máximas de paneles	51
9.3.	- Ubicación de los encadenados verticales	52
.1.	Prescripciones generales	52
.2.	Exención de ejecución de encadenados verticales	52
9.4.	- Ubicación de los encadenados horizontales	54
.1.	Prescripciones generales	54
.2.	Prescripciones particulares	54
9.5.	Esfuerzo de corte en paneles	55
9.6.	- Características de los encadenados de hormigón armado	55
.1.	Alcance de las prescripciones	55
.2.	Requerimientos sobre calidad de los materiales	55
9.7.	- Dimensiones transversales de los encadenados de hormigón armado	56
.1.	Sección transversal de las columnas de encadenado	56
.2.	Sección transversal de las vigas de encadenado	57
9.8.	Procedimiento general para la valoración de los esfuerzos axiles en encadenados	57
9.9.	Procedimiento aproximado para la determinación de armaduras longitudinales de columnas y vigas de encadenado	58
9.10.	Secciones mínimas de armaduras longitudinales de encadenados	59
9.11.	- Prescripciones sobre armaduras longitudinales de encadenados	60

IV

.1.	Separación entre armaduras longitudinales	60
.2.	Anclajes de armaduras longitudinales	60
.3.	Empalmes de armaduras longitudinales	62
9.12.	- Prescripciones sobre estribos para columnas de encadenado	63
.1.	Zonas a considerar en columnas de encadenado	63
.2.	Dimensionamiento de estribos en zonas normales	64
.3.	Dimensionamiento de estribos en zonas críticas	64
9.13.	- Prescripciones sobre estribos para vigas de encadenado	65
.1.	Zonas a considerar en vigas de encadenado	65
.2.	Dimensionamiento de estribos en zonas normales	66
.3.	Dimensionamiento de estribos en zonas críticas	66
9.14.	Estribos en zona de nudos entre encadenados	66
9.15.	Encadenados equivalentes	66
9.16.	Armadura de antepecho de aberturas	66
9.17.	Dinteles de aberturas	66
CAPITULO 10. VERIFICACIONES DE RESISTENCIAS		69
10.1.	Aspectos generales	69
10.2.	- Verificaciones de resistencias para sollicitaciones contenidas en el plano del muro	69
.1.	Esfuerzo de corte resistido por los muros	70
.2.	Resistencia a la flexo-compresión de los muros de mampostería	72
10.3.	- Prescripciones sobre armaduras para muros reforzados con armadura distribuida	75
.1.	Prescripciones generales	75
.2.	Armaduras mínimas	75
10.4.	- Análisis de muros solicitados por cargas verticales	76

.1.	Excentricidad de la carga vertical transmitida por el entrepiso o techo	76
.2.	Excentricidad complementaria por efecto de esbeltez	77
.3.	Excentricidad accidental en el borde superior de los muros	77
.4.	Resistencia a cargas verticales de muros encadenados	78
.5.	Resistencia última a cargas verticales de muros sin columnas de encadenado	79
.6.	Resistencia última a cargas verticales de muros reforzados con armadura distribuida	80
10.5.	- Acciones sísmicas perpendiculares al plano del muro	80
.1.	Determinación de las cargas perpendiculares al plano del muro	80
.2.	Determinación de los momentos flexores originados por la acción sísmica perpendicular al plano del muro	81
.3.	Verificación de resistencia frente a sollicitaciones perpendiculares al plano del muro incluyendo la acción sísmica	81
CAPITULO 11. PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA LA VERIFICACION DE CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA		85
11.1.	Finalidad y descripción	85
11.2.	- Condiciones de aplicabilidad	85
.1.	Agrupamiento según destino y funciones	85
.2.	Estructuración	85
.3.	Altura de la construcción	86
.4.	Esbeltez de la construcción	86
.5.	Dimensiones en planta	86
.6.	Rigidez en su plano de entrepisos y techos	86
.7.	Continuidad de muros resistentes	86
.8.	Disposición en planta de los muros resistentes	87

.9. Mampuestos y morteros	88
.10. Encadenados	88
.11. Muros resistentes de mampostería reforzada con armadura distribuida	89
11.3. Verificación de la densidad de muros	90
* CAPITULO 12. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	91
12.1. - Materiales componentes de la mampostería	91
.1. Mampuestos	91
.2. Morteros	91
.3. Especificación de los materiales	91
12.2. - Ejecución de los muros de mampostería	91
.1. Juntas	91
.2. Disposición de los mampuestos	92
.3. Colocación del hormigón	92
.4. Disposición de las armaduras	92
.5. Estabilidad de los muros durante su construcción	92
.6. Curado de los morteros	92
.7. Verticalidad de los muros	93
.8. Canalizaciones	93

CAPITULO 1. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCION

Las prescripciones contenidas en esta PARTE III, "Construcciones de mampostería", establecen los requisitos mínimos que deben observarse para proyectar y ejecutar construcciones tradicionales de mampostería in situ, a fin de dotarlas de un grado de seguridad suficiente ante las acciones sísmicas.

1.2. CAMPO DE VALIDEZ

Estas prescripciones se aplican a las construcciones cuya estructura resistente esté constituida por muros de mampostería de ladrillos macizos o bloques huecos cerámicos o de hormigón.

CAPITULO 2. SIMBOLOGIA

2.1. SIMBOLOGIA

- A_c sección total de la armadura longitudinal de una columna de encadenado;
 A_e sección de estribos en una capa;
 $A_{mín}$ sección mínima de armadura longitudinal de encadenados;
 A_v sección total de la armadura longitudinal de una viga de encadenado;
 A_{hd} sección de armadura horizontal distribuida en muros de mampostería reforzada (cm^2/m);
 A_{vd} sección de armadura vertical distribuida en muros de mampostería reforzada (cm^2/m);
 B_c área total de la sección de una columna de encadenado;
 B_M área bruta de la sección horizontal de un muro de mampostería, sin considerar los revoques;
 B_{MT} área bruta total sin considerar los revoques, de la sección horizontal de los muros resistentes dispuestos en cada nivel de la construcción según la dirección de análisis considerada;
 C coeficiente sísmico de diseño;
 C_{nm} coeficiente sísmico normalizado para construcciones de mampostería;
 C.M. centro de masas correspondiente a un nivel determinado de la construcción;
 C.R. centro de rigidez de un nivel determinado de la construcción;
 C_v coeficiente sísmico vertical;
 E_m módulo de elasticidad longitudinal de la mampostería;
 E_S efectos originados por las acciones sísmicas de diseño;
 E_W efectos originados por las cargas gravitatorias;
 F_i fuerza sísmica horizontal operante en el nivel i de la construcción;
 F_k fuerza sísmica horizontal operante en el nivel k de la construcción;
 F_v fuerza sísmica vertical asociada a la carga gravitatoria;
 F_{v1} fuerza sísmica vertical ascendente no superpuesta a la carga gravitatoria;
 G_m módulo de corte de la mampostería;
 H altura de un muro de mampostería, medida entre los centros de apoyos horizontales (entrepisos, techos, borde superior de la fundación, etc.);
 H_0 distancia entre los ejes de las vigas de encadenado superior e inferior del panel de mampostería considerado;

- H_t altura total de un muro de mampostería, medida desde el borde superior de la fundación hasta el nivel extremo superior;
- K coeficiente que depende de las condiciones de apoyo del muro considerado;
- L longitud de un muro de mampostería, medida entre sus bordes extremos;
- L_e distancia entre ejes de las columnas de encadenado de borde de un muro resistente;
- L_0 longitud del panel de mampostería, medida entre los ejes de las columnas de encadenado que confinan el panel;
- M_{tk} momento torsor acumulado en el nivel k de la construcción;
- M_{UR} momento resistente último a flexo-compresión de un muro de mampostería en cadenado;
- M_{UR}^o momento resistente último a flexión simple de un muro de mampostería encadenado;
- M_{UV} momento flexor último en dirección vertical por unidad de longitud de un muro, ante cargas perpendiculares a su plano;
- N_U esfuerzo normal sobre un muro, derivado de los estados de carga indicados en el artículo 3.2.;
- N_{U0} capacidad resistente de un muro a compresión axial;
- N_{UR} resistencia última a carga vertical de un muro encadenado;
- S_U sollicitación externa derivada de los estados de carga indicados en el artículo 3.2.;
- S_{UR} sollicitación resistida por un muro de mampostería en estado límite último;
- V_k esfuerzo de corte sísmico en el nivel k de la construcción;
- V_p esfuerzo de corte actuante en un panel de mampostería;
- V_{UR} esfuerzo de corte resistido por un muro de mampostería encadenado, en estado límite último;
- V_0 resultante de las fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica o esfuerzo de corte en la base de la construcción;
- W carga gravitatoria total operante sobre el nivel de base de la construcción;
- W_i carga gravitatoria supuesta concentrada en el nivel i de la construcción;
- W_k carga gravitatoria supuesta concentrada en el nivel k de la construcción;
- d densidad mínima requerida de muros resistentes;
- d_c dimensión transversal de una columna de encadenado, medida según el plano del panel considerado;
- d_{c1} dimensión transversal según el plano considerado, del encadenado al que pertenece la barra que se ancla;
- d_{c2} dimensión transversal según el plano considerado, del encadenado en el cual se ancla la barra;

- d_s diámetro de las barras de armadura;
- e_a excentricidad accidental de la carga vertical actuante sobre muros de mam postería;
- e_c excentricidad complementaria de la carga vertical actuante sobre muros de mampostería;
- e_t excentricidad calculada en el borde superior de los muros de mampostería;
- e^* excentricidad de diseño de muros a cargas verticales;
- e_s excentricidad estática en un nivel determinado de la construcción;
- f_m factor de correlación entre σ'_{m0} y σ'_{PK} ;
- h_i altura del nivel i medida desde el nivel de base de la construcción;
- h_k altura del nivel k medida desde el nivel de base de la construcción;
- k cantidad de pisos ubicados por encima del piso considerado;
- l máxima dimensión en planta, medida perpendicularmente a la dirección de V_k ;
- l_e longitud de empalme de barras de armadura;
- l_f longitud de la rama recta final del anclaje de barras de armadura;
- l_1 longitud requerida de anclaje de barras de armadura;
- q peso propio de un muro por unidad de superficie lateral;
- q_s carga sísmica por unidad de superficie del muro, aplicada en dirección per pendicular a su plano;
- s_e separación entre estribos cerrados o paso de la hélice;
- t espesor del muro de mampostería sin revoques;
- α_e coeficiente que depende del porcentaje de barras empalmadas;
- β coeficiente para determinar la longitud de pandeo de los muros resistentes de mampostería;
- β_s tensión de fluencia del acero;
- γ_d factor de riesgo según el artículo 5.2. de la PARTE I de este Reglamento;
- δ coeficiente de variación para determinar las resistencias características a compresión y corte de la mampostería;
- λ_g esbeltez geométrica de un muro de mampostería;
- μ_{hd} cuantía de armadura horizontal de muros de mampostería reforzada con armadura distribuida;
- μ_{vd} cuantía de armadura vertical de muros de mampostería reforzada con armadura distribuida;
- σ_0 tensión media de compresión originada por las cargas verticales que actúan sobre un muro;
- σ'_{mk} resistencia característica a la compresión de la mampostería;
- σ'_{mm} promedio de las resistencias a compresión de pilas de mampostería, determinadas mediante ensayos;

- σ'_{m0} resistencia básica a la compresión de la mampostería;
- σ'_{PK} resistencia característica del mampuesto considerado;
- σ'_{PK_m} promedio de las resistencias a la compresión de los mampuestos, determinadas mediante ensayos;
- τ_{mk} resistencia característica al corte de la mampostería;
- τ_{mm} promedio de las resistencias al corte de muretes de mampostería, determinadas mediante ensayos;
- τ_{m0} resistencia básica al corte de la mampostería;
- ψ factor de reducción por excentricidad de carga vertical y esbeltez de muros encadenados;
- Ω superficie cubierta total de la construcción, disponible por encima del nivel considerado.

CAPITULO 3. ACCIONES A CONSIDERAR

3.1. ACCIONES SISMICAS DE DISEÑO

Las acciones sísmicas de diseño se esquematizarán convencionalmente como sistemas de fuerzas horizontales estáticas equivalentes.

3.1.1. Direcciones de análisis

Se admitirá que las fuerzas horizontales estáticas equivalentes a la acción sísmica actúan independientemente (no simultáneamente), según dos direcciones ortogonales de la construcción. Dichas direcciones de análisis se establecerán de la siguiente forma:

- a) Si la estructura de la construcción está constituida por muros dispuestos según dos direcciones ortogonales, éstas deberán considerarse como direcciones de análisis.
- b) Si la planta de la construcción es aproximadamente simétrica con respecto a un eje, una de las direcciones de análisis deberá coincidir con dicho eje.
- c) Si no se cumplen las condiciones a) y b) anteriores, se elegirán en forma arbitraria dos direcciones ortogonales de análisis, aplicando según cada una de ellas, la acción sísmica prescripta correspondiente, incrementada en un 15%.

3.1.2. Consideración de las cargas gravitatorias

Las cargas gravitatorias que se deberán considerar para la determinación de las acciones sísmicas, estarán compuestas por las cargas permanentes y una fracción de la sobrecarga de servicio, según se establece en el Capítulo 9 de la PARTE I, "Construcciones en general".

Dichas cargas gravitatorias podrán ser reemplazadas por un conjunto de cargas concentradas que, en general, se podrán suponer aplicadas a nivel de los entresijos y techo de la construcción.

La carga gravitatoria W_k que se supone concentrada en un determinado nivel k de la construcción se obtendrá sumando a las cargas correspondientes a dicho nivel (peso propio de vigas, losas, pisos, contrapisos, capas aislan-

tes, cielorrasos, etc., y la fracción correspondiente de las sobrecargas de servicio), el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales (muros, tabiques, columnas, etc.) que resulten comprendidos dentro del sector determinado por dos planos horizontales ubicados a la mitad de la altura de los dos pisos contiguos al nivel k considerado, según se indica en la Figura 1.

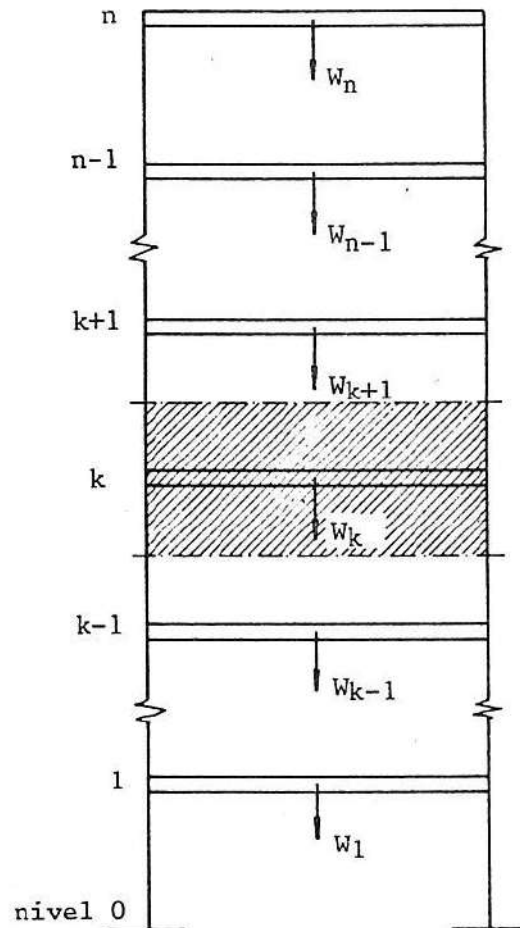


Figura 1.

Los pesos de los tanques, apéndices y otros elementos emergentes del nivel n (techo) se supondrán concentrados en dicho nivel, siempre que, en total, no superen el 25% de la carga gravitatoria correspondiente al mismo nivel.

3.1.3. Superposición de efectos traslaciones y torsionales

Los efectos traslaciones y torsionales originados por la acción sísmica actuante según la dirección de análisis considerada, se superpondrán, aplicando según dicha dirección un sistema de fuerzas horizontales determinado

de acuerdo con el artículo 3.1.4. y un momento torsor acumulado, establecido como se indica en el artículo 3.1.5.

3.1.4. Fuerzas sísmicas horizontales

El sistema de fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica, que se aplica según la dirección de análisis considerada, se establece determinando primero el valor de la fuerza sísmica horizontal resultante (esfuerzo de corte en la base de la construcción), a partir de la cual se determinan luego las fuerzas componentes del sistema, las cuales, a su vez, se suponen concentradas a nivel de los entrepisos y techo de la construcción, en los que se han supuesto concentradas las cargas gravitatorias.

3.1.4.1. Resultante de las fuerzas horizontales equivalentes o esfuerzo de corte en la base de la construcción

La resultante de las fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica (o esfuerzo de corte en la base de la construcción) actuante según la dirección de análisis considerada, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V_0 = C \cdot W$$

donde:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

siendo:

V_0 la resultante de las fuerzas horizontales equivalentes o esfuerzo de corte en la base de la construcción;

C el coeficiente sísmico de diseño, determinado según se indica en el artículo 3.1.4.2.;

W la carga gravitatoria total sobre el nivel de base de la construcción;

W_i la carga gravitatoria supuesta concentrada en el nivel i , determinada según el Capítulo 9 de la PARTE I, "Construcciones en general".

3.1.4.2. Coeficiente sísmico de diseño

El coeficiente sísmico de diseño C se determinará según se establece en el artículo 14.1.1.2. de la PARTE I. Alternativamente, el coeficiente sísmico

de diseño C podrá determinarse en forma simplificada, mediante la siguiente expresión:

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

siendo:

C el coeficiente sísmico de diseño;

C_{nm} el coeficiente sísmico normalizado para construcciones de mampostería, el cual depende de la zona sísmica y del tipo de mampostería, y cuyos valores se indican en la Tabla 1.;

γ_d el factor de riesgo que se establece según el artículo 5.2. de la PARTE I.

Tabla 1. Coeficiente sísmico normalizado C_{nm} en función de la zona sísmica y del tipo de mampostería

Zona sísmica	C_{nm}	
	Mampostería de ladrillos macizos	Mampostería de bloques huecos portantes
1	0,10	0,15
2	0,18	0,27
3	0,25	0,38
4	0,35	0,53

Para determinar el tipo de mampostería deberán tenerse en cuenta las definiciones establecidas en el artículo 5.1.

3.1.4.3. Distribución de la resultante de las fuerzas horizontales equivalentes, en función de la altura de la construcción.

La resultante V_0 de las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes se distribuye en función de la altura de la construcción, según fuerzas horizontales que se suponen concentradas a nivel de los entresijos y techo. Para un entresijo o nivel k determinado, la fuerza sísmica horizontal correspondiente se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$F_k = \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} V_0$$

siendo:

F_k la fuerza sísmica horizontal operante en el nivel k ;

W_i ; W_k las cargas gravitatorias supuestas concentradas en los niveles i o k ;

h_i ; h_k las alturas de los niveles i o k medidas a partir del nivel de base de la construcción;

V_0 la resultante de las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes.

3.1.4.4. Esfuerzo de corte en el nivel k

El esfuerzo de corte en un determinado nivel k de la construcción, se obtendrá mediante la siguiente fórmula:

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

siendo:

V_k el esfuerzo de corte sísmico en el nivel k ;

F_i la fuerza sísmica horizontal operante en el nivel genérico i de la construcción.

3.1.5. Efectos torsionales

Los efectos torsionales se establecerán considerando la no coincidencia entre el centro de rigidez C.R. de un nivel determinado y la recta de acción del esfuerzo de corte en dicho nivel. Dicha excentricidad estática se modificará como luego se indica, con el propósito de tener en cuenta la amplificación dinámica correspondiente y las incertidumbres sobre la distribución real de las cargas gravitatorias y la posición efectiva del centro de rigidez C.R.

En cada nivel de la construcción, a los esfuerzos de corte traslacionales originados por las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes definidas en el artículo 3.1.4.3., se superpondrán los esfuerzos de corte rotacionales originados por el momento torsor acumulado hasta dicho nivel. Se admitirá que en cada nivel, la fuerza sísmica horizontal F_k actúa aplicada en el centro de masas C.M. correspondiente a dicho nivel.

El momento torsor acumulado en el nivel k , se determinará mediante las siguientes expresiones:

$$M_{tk} = (2 e_3 + 0,10 \ell) V_k$$

$$M_{tk} = (e_3 - 0,10 \ell) V_k$$

siendo:

M_{tk} el momento torsor acumulado en el nivel k;

V_k el esfuerzo de corte en el nivel k, determinado según el artículo 3.1.4.4.;

e_3 la excentricidad estática. Distancia entre el centro de rigidez C.R. del nivel k y la recta de acción del esfuerzo de corte V_k , medida perpendicularmente a la dirección de análisis considerada;

ℓ la máxima dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección de V_k .

Para determinar el esfuerzo de corte rotacional producido por los efectos torsionales en cada muro, se empleará la fórmula de M_{tk} que origine sollicitaciones más desfavorables.

Se considerarán solamente los aumentos de esfuerzo de corte originados por efecto de la torsión. Las disminuciones no deberán tenerse en cuenta.

3.1.5.1. Limitación de los efectos torsionales

Los muros sismorresistentes se dispondrán en forma tal que, en todos los niveles, el esfuerzo de corte rotacional sobre cada muro no sea mayor que el correspondiente esfuerzo de corte traslacional originado por las fuerzas sísmicas horizontales.

3.1.6. Fuerzas sísmicas verticales

Generalmente no es necesario considerar la componente vertical de la excitación sísmica, excepto en el caso de voladizos, balcones y aleros. En tal caso, la estructura o elemento estructural se supondrá sometido a fuerzas verticales proporcionales a sus pesos, determinadas según la siguiente expresión:

$$F_v = \pm C_v \cdot \gamma_d \cdot W$$

siendo:

F_v la fuerza sísmica vertical asociada a la carga gravitatoria W ;

W la carga gravitatoria operante en la estructura o componente estructural considerada;

C_v el coeficiente sísmico vertical, cuyos valores se indican en la Tabla 2, en función de la zona sísmica;

γ_d el factor de riesgo, según el artículo 5.2. de la PARTE I.

Tabla 2. Coeficiente sísmico vertical C_v en función de la zona sísmica

Zona sísmica	C_v
1	0,25
2	0,50
3	0,90
4	1,20

La fuerza vertical resultante en sentido ascendente (calculada superponiendo el valor dado por la expresión anterior con la carga gravitatoria) no deberá ser menor que la determinada mediante la siguiente fórmula:

$$F_{vn} = -0,25 C_v \cdot W$$

siendo:

F_{vn} la fuerza vertical ascendente no superpuesta a la carga gravitatoria;

C_v el coeficiente sísmico vertical, cuyos valores se indican en la Tabla 2;

W la carga gravitatoria operante en la estructura o componente estructural considerada.

3.2. ESTADOS DE CARGA

Para el análisis, diseño y verificaciones de resistencia de las construcciones sismorresistentes de mampostería, se deberán considerar los estados de carga y correspondientes combinaciones de efectos que se indican a continuación. Se adoptará la combinación más desfavorable de efectos según las siguientes alternativas:

$$1,3 E_W \pm E_S$$

y

$$0,85 E_W \pm E_S$$

siendo:

Es los efectos provocados por las cargas gravitatorias definidas en el Capítulo 9 de la PARTE I;

Es los efectos provocados por las acciones sísmicas de diseño especificadas en el artículo 3.1.

La construcción deberá, además, verificarse con los estados de carga pertinentes que no incluyen el sismo.

No se considera necesaria la verificación bajo la acción simultánea de viento y sismo.

CAPITULO 4. CRITERIOS GENERALES PARA ANALISIS Y DISEÑO

4.1. DISTRIBUCION DE SOLICITACIONES

La distribución en planta de las solicitaciones globales actuantes en cada nivel, entre los muros resistentes, deberá efectuarse teniendo en cuenta la rigidez de dichos muros con relación a la deformabilidad del entrepiso o techo de la construcción solicitado por las fuerzas sísmicas actuantes en su plano. La mencionada distribución se realizará de acuerdo con los criterios que se indican en el artículo 4.1.1.

4.1.1. Criterios de distribución de solicitaciones

Los entrepisos y el techo de la construcción podrán considerarse como diafragmas resistentes e indeformables siempre que sean capaces de resistir y transmitir las fuerzas sísmicas actuantes en su plano, con deformaciones menores que las deformaciones horizontales de los muros resistentes dispuestos según la dirección de análisis considerada. En este caso, la distribución de las solicitaciones globales actuantes en cada nivel se realizará proporcionalmente a las rigideces relativas de dichos muros.

Si por el contrario, los entrepisos y el techo de la construcción constituyen diafragmas muy deformables con relación a los muros resistentes dispuestos según la dirección de análisis considerada, la distribución de las solicitaciones globales actuantes en cada nivel se realizará según el criterio de zonas de influencia.

En situaciones intermedias, la distribución deberá efectuarse mediante un análisis en el que se consideren las deformaciones en su plano de los entrepisos y techos, y de los muros resistentes dispuestos según la dirección de análisis considerada, estableciendo las correspondientes condiciones de equilibrio y de congruencia de deformaciones. O bien, en forma aproximada, dicha distribución podrá realizarse de modo que las fuerzas sísmicas que correspondan a los muros dispuestos según la dirección de análisis considerada, se obtengan como la envolvente de los valores máximos de los dos sistemas de fuerzas resultantes de considerar ambas hipótesis extremas con respecto a la deformabilidad en su plano de los entrepisos y techo de la

construcción:

- Indeformables
- Muy deformables

4.1.1.1. Losas macizas de hormigón armado colocado in situ

Los entrepisos y techos constituidos por losas macizas de hormigón armado colocado in situ podrán considerarse indeformables y resistentes a fuerzas contenidas en su plano, siempre que en su configuración en planta no presenten entrantes, salientes o aberturas de dimensiones considerables, relaciones excesivas de luz mayor a luz menor ni soluciones de continuidad.

4.1.1.2. Losas de conformación diferente a las losas macizas de hormigón armado colocado in situ

Los entrepisos y techos constituidos por losas de conformación diferente a las losas macizas de hormigón armado colocado in situ podrán considerarse indeformables y resistentes a fuerzas contenidas en su plano, siempre que, además de las condiciones establecidas en el artículo 4.1.1.1. para losas macizas de hormigón, satisfagan los requisitos que se detallan a continuación según los diferentes tipos de losas:

a) Losas nervuradas en una sola dirección de hormigón armado integralmente colocado in situ

En este tipo de losas deberán tenerse en cuenta, en general, las especificaciones correspondientes indicadas en el Reglamento CIRSOC 201 "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado".

En particular, en la capa de compresión de este tipo de losas, se dispondrá una armadura mínima en forma de malla, la cual se indica en la Tabla 3 en función de los diferentes tipos de acero y de la luz de cálculo l de la losa.

La separación máxima entre las barras que conforman la malla mínima será de 33 cm.

En caso que los nervios de este tipo de losas posean una armadura longitudinal superior ubicada en la capa de compresión, dicha armadura podrá ser considerada como parte integrante de la malla mínima indicada en la Tabla 3. Si la separación de estas barras excede de 33 cm se deberá disponer barras intermedias cuyos diá-

metros mínimos serán los indicados en la Tabla 3.

Tabla 3. Malla mínima en la capa de compresión

Tipo de acero	Luz de cálculo ℓ de la losa	
	$\ell \leq 4,50$ m	$\ell > 4,50$ m
AL-220 (I)	3 barras $d_s = 6$ mm por metro	3 barras $d_s = 8$ mm por metro
ADM-420 (III) ADN-420	3 barras $d_s = 4,2$ mm por metro	3 barras $d_s = 6$ mm por metro
AM-500 (IV)	3 barras $d_s = 4,2$ mm por metro	3 barras $d_s = 4,2$ mm por metro

- b) Losas conformadas por viguetas premoldeadas con capa de compresión de hormigón colocado in situ y estáticamente colaborante para cargas gravitatorias

En este tipo de losas, los espesores de la capa de compresión serán, como mínimo, de 3 cm en la zona sísmica 1, 4 cm en la zona 2 y 5 cm en las zonas 3 y 4.

Además, en la capa de compresión se dispondrá una armadura mínima en forma de malla que satisfaga los valores indicados en la Tabla 3.

La separación máxima entre las barras que conforman la malla mínima será de 33 cm.

En el caso que las viguetas premoldeadas de este tipo de losas posean una armadura longitudinal superior ubicada en la capa de compresión, dicha armadura podrá considerarse como parte integrante de la malla mínima indicada en la Tabla 3. Si la separación de estas barras excede de 33 cm se deberán disponer barras intermedias cuyos diámetros mínimos serán los indicados en la Tabla 3.

- c) Losas conformadas por losetas premoldeadas con capa de compresión de hormigón colocado in situ y estáticamente colaborante para cargas gravitatorias

Para este tipo de losas deberán satisfacerse las prescripciones del Reglamento CIRSOC 201 en lo relativo a su función como diafragma (chapa según dicho Reglamento), dimensionamiento y disposiciones constructivas.

d) Losas conformadas por losetas premoldeadas sin capa de compresión estáticamente colaborante para cargas gravitatorias

Para este tipo de losas deberán satisfacerse los requisitos establecidos para el tipo c) anterior.

4.2. DETERMINACION DE RIGIDECES DE MUROS

Las rigideces de los muros deberán determinarse según los siguientes lineamientos:

- La determinación de las rigideces relativas de los muros podrá efectuarse admitiendo un comportamiento elástico lineal.
- Deberán considerarse las deformaciones originadas por las solicitaciones de flexión y corte.
- Las áreas y los momentos de inercia se determinarán considerando la sección horizontal íntegra de los muros (sección no fisurada).
- El cálculo de los momentos de inercia de la sección horizontal de los muros para determinar su rigidez a flexión, se realizará considerando la colaboración de los muros transversales. El ancho efectivo del ala hacia cada lado del muro considerado no excederá de 4 veces el espesor de dicho muro, ni de 1/16 de su altura, medida desde el nivel considerado hasta el nivel extremo superior.
- Para la determinación de rigideces se admitirá la hipótesis de empotramiento perfecto de los muros en su fundación (rotación nula), siempre que se verifique alguna de las siguientes condiciones:
 - a) Muros fundados sobre suelos Tipo I (ver Tabla 3, PARTE I de este Reglamento).
 - b) Muros fundados sobre suelos Tipo II, cuyas fundaciones sean continuas entre los distintos paños.

Para muros fundados sobre suelos Tipo III con fundaciones continuas, la hipótesis de empotramiento perfecto queda condicionada a la rigidez y resistencia de la estructura de fundación.

- La modelación de la estructura para análisis de las solicitaciones, se realizará de manera tal que considere las condiciones de rigidez y resistencia de los distintos elementos que intervienen en el mecanismo sismorresistente, bajo los niveles de deformación derivados de las acciones sísmicas de proyecto.

4.3. LIMITACION DE EFECTOS TORSIONALES

Toda construcción de mampostería deberá estructurarse de modo tal que, en cada uno de sus niveles, el esfuerzo de corte torsional actuante sobre cada muro no supere el esfuerzo de corte traslacional correspondiente a dicho muro.

4.4. CAPACIDAD DE REDISTRIBUCION. ELEMENTOS CRITICOS

La estructuración y el dimensionamiento de las construcciones de mampostería deberá tender a evitar que la falla prematura de algún muro comprometa la estabilidad del conjunto.

Si un muro resiste más del 30% del esfuerzo de corte correspondiente a un nivel determinado, dicho muro se dimensionará para soportar un esfuerzo de corte igual a 1,2 veces el que originalmente le corresponda.

CAPITULO 5. CALIDAD DE LOS COMPONENTES DE LA MAMPOSTERIA

5.1. MAMPUESTOS

Los mampuestos integrantes de Muros Resistentes se clasifican según los siguientes tipos:

- Ladrillos cerámicos macizos
- Bloques huecos portantes cerámicos
- Bloques huecos portantes de hormigón

Se considerarán ladrillos cerámicos macizos aquellos mampuestos cuya sección según cualquier plano paralelo a la superficie de asiento tenga un área neta no menor que el 80% del área bruta correspondiente, no presenten agujeros cuyas secciones transversales según el mismo plano tengan un área individual mayor que el 4% del área bruta, y los espesores de sus paredes no sean menores que 2,5 cm.

Se considerarán bloques huecos portantes aquellos mampuestos cuya sección según cualquier plano paralelo a la superficie de asiento tenga un área neta no menor que el 40% del área bruta.

En ningún caso la altura de los mampuestos será mayor que $2/3$ de su longitud, con excepción de los medios mampuestos utilizados en los bordes verticales de los muros para obtener la trabazón correspondiente.

En general, no se admitirá la utilización de los bloques huecos con tubos horizontales para la construcción de muros resistentes, debido a las dificultades que se presentan para ejecutar las juntas verticales y al comportamiento frágil que demuestran. Excepcionalmente se admitirá su utilización en muros resistentes, si en su diseño se adoptan disposiciones especiales destinadas a evitar los inconvenientes mencionados y garantizar su resistencia, lo que deberá comprobarse mediante ensayos.

En muros resistentes, se admitirá la utilización de mampuestos elaborados con materiales distintos de los especificados, siempre que satisfagan los requisitos que en este Reglamento se establecen para los mampuestos cerámicos y de hormigón, lo que deberá comprobarse mediante ensayos .

No se admite la reutilización de mampuestos en la ejecución de muros portantes, a menos que se demuestre su aptitud mediante ensayos, especialmente de adherencia entre morteros y mampuestos.

5.1.1. Resistencia a compresión de los mampuestos

Para realizar las verificaciones de resistencia y control de calidad establecidas en este Reglamento se utilizará la resistencia característica del mampuesto, determinada teniendo en cuenta su área bruta de asiento.

La resistencia característica se determinará considerando la probabilidad de que su valor sea alcanzado por el 95% de las piezas ensayadas.

Cuando se tenga suficiente evidencia de que la resistencia mínima garantizada por el fabricante satisface la condición anterior, su valor podrá adoptarse como resistencia característica.

El valor característico se determinará en base a la información estadística disponible sobre el mampuesto considerado.

El valor de la resistencia característica se determinará mediante la siguiente expresión:

$$\sigma'_{PK} = \sigma'_{PKm} (1 + 1,7 \delta)$$

siendo:

σ'_{PK} la resistencia característica del mampuesto considerado;

σ'_{PKm} el promedio de las resistencias determinadas mediante los ensayos correspondientes;

δ el coeficiente de variación, cuyo valor no podrá ser menor que 0,12.

Los valores de σ'_{PKm} y δ se determinarán en base a la información estadística proporcionada por el fabricante, o bien mediante la obtenida de los ensayos correspondientes de una muestra representativa del tipo de mampuestos empleados. Dicha muestra representativa estará compuesta por no menos de 30 unidades.

Cuando no se cumplan las condiciones anteriores, el valor de la resistencia característica se determinará aplicando los siguientes criterios aproximados:

- Para mampuestos elaborados en fábricas mecanizadas y con control permanente de calidad:

$$\sigma'_{PK} = 0,75 \sigma'_{PKm}$$

- Para mampuestos elaborados en fábricas mecanizadas y con control no permanente de calidad:

$$\sigma'_{PK} = 0,65 \sigma'_{PKm}$$

- Para mampuestos elaborados sin control de calidad:

$$\sigma'_{PK} = 0,55 \sigma'_{PKm}$$

Para los tres casos anteriores se ensayarán, como mínimo, 3 lotes de por lo menos 5 unidades cada uno.

Los ensayos para determinar la resistencia a compresión de cada tipo de mampuesto, se realizarán de acuerdo con la norma o especificación correspondiente, según se establece en el artículo 5.1.2.

5.1.2. Condiciones de resistencia y utilización de los mampuestos

5.1.2.1. Ladrillos cerámicos macizos

Son de aplicación directa las normas IRAM que se mencionan en los siguientes párrafos con las modificaciones que se especifican en cada caso.

Las prescripciones relativas a dimensiones de los ladrillos contenidas en dichas normas se considerarán como valores mínimos.

Para los ladrillos cerámicos macizos utilizados en la ejecución de muros resistentes, la resistencia característica σ'_{PK} determinada según el artículo 5.1.1. será, como mínimo, igual a 4,5 MN/m².

De acuerdo con las condiciones de resistencia y utilización, los ladrillos cerámicos macizos se clasifican en ladrillos cerámicos macizos Clase A y B:

- Ladrillos cerámicos macizos Clase A

Resistencia:

Para que el ladrillo sea de la Clase A, según la norma IRAM 12 518 ,

la resistencia media mínima a compresión determinada sobre 5 probetas, debe ser no menor que 12 MN/m^2 , y ninguno de los 5 valores obtenidos debe ser menor que $9,5 \text{ MN/m}^2$.

Si para determinar la resistencia se utiliza el procedimiento indicado en el párrafo precedente, se asignará al ladrillo una resistencia característica $\sigma'_{PK} = 8 \text{ MN/m}^2$.

Podrán adoptarse resistencias características mayores que la indicada, cuando así resulte de aplicar los criterios probabilísticos indicados en el artículo 5.1.1.

Utilización:

Si se los adopta como tipo de mampuestos a emplear, los ladrillos cerámicos macizos Clase A se utilizarán obligatoriamente para todos los edificios cuya altura sea mayor que 7 m o cuyo número de pisos sea mayor que 2.

- Ladrillos cerámicos macizos Clase B

Resistencia

Para que el ladrillo sea de la Clase B, según la norma IRAM 12 518, la resistencia media mínima a compresión determinada sobre 5 probetas, debe ser no menor que $7,5 \text{ MN/m}^2$, y ninguno de los 5 valores obtenidos debe ser menor que 6 MN/m^2 .

Si para determinar la resistencia se utiliza el procedimiento indicado en el párrafo precedente, se asignará al ladrillo una resistencia característica $\sigma'_{PK} = 4,5 \text{ MN/m}^2$.

Podrán adoptarse resistencias características mayores que la indicada, cuando así resulte de aplicar los criterios probabilísticos indicados en el artículo 5.1.1.

Utilización:

Los ladrillos cerámicos macizos Clase B podrán utilizarse para todos los edificios cuya altura sea no mayor que 7 m o cuyo número de pisos no sea mayor que 2.

5.1.2.2. Bloques huecos portantes cerámicos

Son de aplicación directa las normas IRAM mencionadas en los siguientes párrafos con las modificaciones que se especifican en cada caso.

Para ser utilizados en muros resistentes, los bloques huecos portantes cerámicos deben cumplir las siguientes condiciones:

- a) La resistencia característica σ'_{PK} determinada según el artículo 5.1.1. será, como mínimo, igual a 5 MN/m^2 .
- b) Además de cumplir los requisitos de resistencia a compresión bajo cargas aplicadas perpendicularmente al plano de asiento, se comprobará que la resistencia a compresión bajo cargas aplicadas según la dirección del eje longitudinal del bloque, sea no menor que el 70% de la primera.
- c) El ancho del bloque (espesor del muro sin revoques) será, como mínimo, igual a 17 cm.
- d) Las paredes internas y externas de los bloques tendrán, respectivamente, espesores mínimos de 6 mm y 8 mm.
- e) Los bloques tendrán, como mínimo, 3 paredes internas dispuestas paralelamente al plano del muro.
- f) La suma de los espesores de las paredes internas y externas, orientadas paralelamente al plano del muro, deberá ser no menor que 1/5 del ancho del bloque.
- g) Cada una de las dos superficies de asiento del bloque deberá tener, como mínimo, dos bandas longitudinales para recibir el mortero de las juntas horizontales. Dichas bandas tendrán un ancho mínimo de 3,5 cm, pudiendo tener tubos verticales cuya sección transversal individual tenga un área no mayor que 5 cm^2 .

Los bloques huecos portantes cerámicos se clasifican, según sus características, en Clase A y Clase B:

- Bloques huecos portantes cerámicos Clase A

Resistencia:

Para que el bloque sea de la Clase A, la resistencia media mínima a compresión en dirección paralela a los ejes de tubos, determinada sobre 5 probetas debe ser no menor que 12 MN/m^2 , y ninguno de los 5 valores obtenidos debe ser menor que $9,5 \text{ MN/m}^2$.

La resistencia media a compresión según la dirección del eje longitudinal del bloque (perpendicular a los ejes de tubos), determinada so-

bre 5 probetas, debe ser no menor que $8,5 \text{ MN/m}^2$ y ninguno de los 5 valores obtenidos debe ser menor que $6,5 \text{ MN/m}^2$.

Si para determinar la resistencia se utiliza el procedimiento indicado en los dos párrafos precedentes, se asignará al bloque una resistencia característica $\sigma'_{PK} = 8,5 \text{ MN/m}^2$.

Podrán adoptarse resistencias características mayores que la indicada, cuando así resulte de aplicar los criterios probabilísticos indicados en el artículo 5.1.1.

Area neta:

La sección según cualquier plano paralelo a la superficie de asiento del bloque, deberá tener un área neta no menor que el 60% del área bruta correspondiente.

Utilización:

Si se los adopta como tipo de mampuesto a emplear, los bloques huecos portantes cerámicos Clase A se utilizarán obligatoriamente para todos los edificios cuya altura sea mayor que 4 m o cuyo número de pisos sea mayor que 1 en las zonas sísmicas 4 y 3, o cuya altura sea mayor que 7 m o cuyo número de pisos sea mayor que 2 en las zonas sísmicas 2 y 1.

Para construcciones del Grupo Ao (artículo 5.1.1. de la PARTE I) se admite su utilización en edificios de hasta 4 m de altura o 1 piso en las zonas sísmicas 4 y 3, o de hasta 7 m de altura o 2 pisos en las zonas sísmicas 2 y 1.

- Bloques huecos portantes cerámicos Clase B

Resistencia:

Para que el bloque sea de la Clase B, la resistencia media mínima a compresión en dirección paralela a los ejes de tubos, determinada sobre 5 probetas, debe ser no menor que $7,5 \text{ MN/m}^2$, y ninguno de los 5 valores obtenidos debe ser menor que 6 MN/m^2 .

La resistencia media a compresión según la dirección del eje longitudinal del bloque (perpendicular a los ejes de tubos), determinada sobre 5 probetas, debe ser no menor que 5 MN/m^2 , y ninguno de los 5 valores obtenidos debe ser menor que 4 MN/m^2 .

Si para determinar la resistencia se utiliza el procedimiento indica-

do en los dos párrafos precedentes, se asignará al bloque una resistencia característica $\sigma'_{PK} = 5 \text{ MN/m}^2$.

Podrán adoptarse resistencias características mayores que la indicada, cuando así resulte de aplicar los criterios probabilísticos indicados en el artículo 5.1.1.

Area neta:

La sección según cualquier plano paralelo a la superficie de asiento del bloque deberá tener un área neta no menor que el 40% del área bruta.

Utilización:

Los bloques huecos portantes cerámicos Clase B podrán utilizarse para todos los edificios cuya altura sea no mayor que 4 m o cuyo número de pisos sea no mayor que 1 en las zonas sísmicas 4 y 3, o cuya altura sea no mayor que 7 m o cuyo número de pisos sea no mayor que 2 en las zonas sísmicas 2 y 1.

No podrán utilizarse en las construcciones correspondientes al Grupo Ao.

5.1.2.3. Bloques huecos portantes de hormigón

Para los bloques huecos portantes de hormigón son de aplicación directa las normas IRAM mencionadas en los siguientes párrafos con las modificaciones que se especifican en cada caso.

Para ser utilizados en muros resistentes, los bloques huecos portantes de hormigón deben cumplir las siguientes condiciones:

- a) La sección según cualquier plano paralelo a la superficie de asiento del bloque, debe tener un área neta no menor que el 40% del área bruta.
- b) El ancho del bloque (espesor del muro sin revoques) será, como mínimo, igual a 17 cm.

Los bloques huecos portantes de hormigón se clasifican según los Tipos I, II y III.

- Bloques huecos portantes de hormigón Tipo I y Tipo II

Deberán cumplir los requisitos establecidos en la norma IRAM II 561.

Resistencia:

Para que el bloque sea considerado como de Tipo I o II, la resistencia media mínima a compresión, determinada sobre 9 probetas, debe ser no menor que $6,5 \text{ MN/m}^2$ y ninguno de los 9 valores obtenidos debe ser menor que $5,5 \text{ MN/m}^2$.

Si para determinar la resistencia se utiliza el procedimiento indicado en el párrafo precedente, se asignará al bloque una resistencia característica $\sigma'_{PK} = 4,5 \text{ MN/m}^2$.

Podrán adoptarse resistencias características mayores que la indicada, cuando así resulte de aplicar los criterios probabilísticos indicados en el artículo 5.1.1.

Utilización:

Los bloques huecos portantes de hormigón Tipo I y Tipo II podrán emplearse, en general, en todas las construcciones según lo establecido en el *Capítulo 7. de esta Parte III*

Para todos los edificios de más de 7 m de altura o de más de 2 pisos, se requerirá que los bloques tengan una resistencia característica a compresión σ'_{PK} no menor que $8,5 \text{ MN/m}^2$.

Para las construcciones del Grupo Ao, se admitirá la utilización de bloques huecos portantes de hormigón Tipos I y II en edificios cuya altura sea no mayor que 4 m o cuyo número de pisos sea no mayor que 1 en las zonas sísmicas 4 y 3, o cuya altura sea no mayor que 7 m o cuyo número de pisos sea no mayor que 2 en las zonas sísmicas 2 y 1.

Para las construcciones del Grupo Ao, los bloques huecos portantes de hormigón Tipos I y II deberán tener una resistencia característica a compresión σ'_{PK} mayor o igual que $8,5 \text{ MN/m}^2$.

- Bloques huecos portantes de hormigón Tipo III

Deberán cumplir los requisitos establecidos por la norma IRAM 11561.

Resistencia:

Para que el bloque sea considerado como de Tipo III, la resistencia media mínima a compresión, determinada sobre 9 probetas, debe ser no menor que 5 MN/m^2 y ninguno de los 9 valores obtenidos debe ser menor que 4 MN/m^2 .

Si para determinar la resistencia se utiliza el procedimiento indicado en el párrafo precedente, se asignará al bloque una resistencia característica $\sigma'_{PK} = 3 \text{ MN/m}^2$.

Podrán adoptarse resistencias características mayores que la indicada cuando así resulte de aplicar los criterios probabilísticos indicados en el artículo 5.1.1.

Utilización:

Los bloques huecos portantes de hormigón Tipo III podrán utilizarse exclusivamente en construcciones de los Grupos B ó C, cuya altura sea no mayor que 4 m o cuyo número de pisos sea no mayor que 1 en las zonas sísmicas 2 y 1. No ^{se} admite su utilización en las zonas sísmicas 4 y 3. X

5.2. MORTEROS

5.2.1. Tipificación de los morteros para juntas

Los morteros utilizados en la ejecución de las juntas horizontales y verticales de los elementos estructurales de mampostería, se tipifican en función de su resistencia mínima a compresión a 28 días según lo indicado en la Tabla 4.

Tabla 4. Tipificación de los morteros según su resistencia

Tipo de mortero	Calidad de resistencia	Resistencia mínima a compresión a 28 días (MN/m ²)
E	elevada	15
I	intermedia	10
N	normal	5

La resistencia a compresión de los morteros se determinará con los procedimientos usuales sobre probeta cúbica de 7 cm de arista.

5.2.2. Condiciones de utilización de los morteros

Los morteros utilizados deberán satisfacer la totalidad de las condiciones que se detallan a continuación:

- a) En ningún caso se podrán utilizar morteros cuya resistencia a compresión a 28 días sea menor que 5 MN/m².

- b) El volumen de arena, medido en estado suelto y con humedad natural, deberá estar comprendido entre 2,25 y 3 veces la suma de los volúmenes correspondientes de cemento y de cal hidratada en pasta.
- c) Se utilizará la menor cantidad de agua compatible con la obtención de un mortero fácilmente trabajable y de adecuada adherencia con los mampuestos.
- d) No se admitirá el empleo de morteros que tengan únicamente cal como ligante.
- e) En las juntas que contengan armadura de refuerzo se emplearán exclusivamente morteros cementicios sin ningún contenido de cal.
- f) En general, en las juntas que no contengan armaduras de refuerzo, se utilizarán morteros elaborados con cal, ya que ésta mejora su trabajabilidad.
- g) En las juntas que no contengan armaduras de refuerzo, se admitirá el uso de morteros elaborados con cemento de albañilería.
- h) Los materiales aglomerantes y cementicios, los agregados y el agua a utilizar deberán satisfacer los requisitos de las normas IRAM correspondientes.
- i) El tamaño máximo de las partículas de arena será de 2,5 mm.

5.2.3. Proporciones de los componentes de los morteros

Las proporciones en volúmenes, recomendadas para obtener los diferentes tipos de morteros, se indican en la Tabla 5.

Tabla 5. Proporciones de los morteros

Mortero Tipo	Partes de cemento pórtland normal	Partes de cal		Partes de arena suelta	Resistencia mínima a compresión a 28 días (MN/m ²)
		mín	máx		
E	1	-	1/4	No menos de 2,25 ni más de 3 veces la suma de los volúmenes de cemento y cal	15
I	1	1/4	1/2		10
N	1	1/2	1 1/4		5

Si se utiliza cemento de albañilería, las proporciones se determinarán en forma experimental.

En la Tabla 6 se indican las proporciones en volúmenes, usuales en la práctica actual, para los diferentes tipos de morteros.

Tabla 6. Proporciones de los morteros según la práctica actual

Mortero Tipo	Cemento: Cal: Arena	Resistencia mínima a compresión a 28 días (MN/m ²)
E	1 : 0 : 3 (Cementicio puro) 1 : 1/4 : 3	15
I	1 : 1/2 : 4	10
N	1 : 1 : 5 1 : 1 : 6	5

CAPITULO 6. CALIDAD DE LA MAMPOSTERIA

Las cualidades resistentes de la mampostería se caracterizan mediante los siguientes parámetros, los cuales se tendrán en cuenta en su diseño y control:

- Resistencia básica a la compresión σ'_{mo}
- Resistencia básica al corte τ_{mo}

La resistencia de la mampostería a la tracción en dirección perpendicular a las juntas de asiento, originada por la flexión contenida en el plano del muro, se considerará nula.

Las características de deformabilidad de la mampostería se definen mediante los siguientes parámetros:

- Módulo de elasticidad longitudinal E_m
- Módulo de corte G_m

6.1. RESISTENCIA DE LA MAMPOSTERIA

6.1.1. Resistencia básica a la compresión de la mampostería

La resistencia básica a la compresión σ'_{mo} de la mampostería, medida con relación al área bruta correspondiente, constituye un índice de la resistencia de la mampostería a la compresión, y se utilizará para su diseño y control.

La resistencia σ'_{mo} de la mampostería se determinará a la edad para la cual se espera será solicitada a su capacidad máxima. Se consideran 28 días como edad de referencia.

La determinación de la resistencia σ'_{mo} se realizará durante la fase de proyecto y se verificará luego mediante controles efectuados durante la fase de construcción.

La resistencia σ'_{mo} podrá determinarse, con fines de diseño y control, mediante alguno de los procedimientos a), b) o c) siguientes:

a) Ensayos a la compresión de pilas de mampostería

Si se utiliza este procedimiento, el valor de la resistencia básica a la compresión σ'_{mo} de la mampostería podrá tomarse igual que la resistencia característica σ'_{mk} , la cual, a su vez, se determinará con-

siderando que su valor debe ser alcanzado en el 95% de los ensayos realizados sobre el número de especímenes (pilas) que luego se especifica.

El valor de la resistencia básica σ'_{mo} no podrá ser mayor que el doble de los valores indicados en la Tabla 9 del procedimiento c).

Las pilas de mampostería deberán elaborarse reflejando, tanto como sea posible, las condiciones y calidad de materiales y mano de obra que se tendrán efectivamente en la construcción. En este aspecto, se tendrán especialmente en cuenta la consistencia y el tipo de mortero, el contenido de humedad de los mampuestos y los espesores de las juntas.

Las pilas estarán formadas, como mínimo, por tres mampuestos superpuestos, y no podrán tener una altura menor que 35 cm. Tendrán una esbeltez (relación entre la altura y el espesor) no menor que 2,5 ni mayor que 5. Se recomienda utilizar una esbeltez de 4, la cual se considera como esbeltez de referencia. Cuando ello no sea posible, el valor de la resistencia se modificará empleando los factores de corrección que se indican en la Tabla 7.

Tabla 7. Factores de corrección de la resistencia en función de la esbeltez de las pilas de mampostería.

Esbeltez	2,5	3	3,5	4	4,5	5
Factor de corrección	0,83	0,90	0,95	1	1,02	1,05

Se adoptarán especiales precauciones en el manipuleo de los especímenes. Las condiciones de almacenamiento, cabeceado y metodología de ensayo deberán ajustarse; en lo posible, a las del ensayo a la compresión de probetas de hormigón, según se establece en el Reglamento CIRSOC 201.

Se ensayarán, como mínimo, 10 pilas elaboradas con mampuestos provenientes de tres grupos diferentes de la provisión que se utilizará en la obra.

Los especímenes se ensayarán, en general, a la edad de 28 días, la cual se considera como edad de referencia.

Si eventualmente las pilas deben ensayarse a los 7 días de edad, el valor de la resistencia a los 28 días podrá obtenerse en forma aproximada utilizando el factor de corrección 1,1.

La resistencia característica a la compresión de la mampostería se determinará mediante la siguiente expresión:

$$\sigma'_{mk} = \sigma'_{mm} (1 - 1,8 \delta)$$

siendo:

σ'_{mk} la resistencia característica a la compresión de la mampostería;

σ'_{mm} el promedio de las resistencias determinadas mediante los ensayos;

δ el coeficiente de variación, cuyo valor no podrá ser menor que 0,12.

b) Resistencia de mampuestos y morteros tipificados

Cuando no resulte posible la ejecución de ensayos sobre pilas, la resistencia básica a la compresión σ'_{mo} de la mampostería, podrá determinarse en base a la resistencia característica σ'_{PK} de los mampuestos utilizados (artículo 5.1.1.) y al tipo de mortero empleado (artículo 5.2.1.).

El tipo de mortero se elegirá de modo que sus características sean posibles de lograr efectivamente en la obra.

El valor de la resistencia básica σ'_{mo} no podrá ser mayor que 1,5 veces los valores indicados en la Tabla 9 del procedimiento c).

La correlación entre la resistencia básica a la compresión σ'_{mo} de la mampostería, la resistencia característica σ'_{PK} de los mampuestos y el tipo de mortero, se establecerá mediante la siguiente expresión:

$$\sigma'_{mo} = f_m \cdot \sigma'_{PK}$$

siendo:

σ'_{mo} la resistencia básica a la compresión de la mampostería;

σ'_{PK} la resistencia característica a la compresión de los mampuestos utilizados;

f_m el factor de correlación entre σ'_{mo} y σ'_{PK} , el cual de-

pende de los tipos de mampuestos y morteros utilizados, y cuyos valores se indican en la Tabla 8.

Tabla 8. Factor f_m de correlación entre σ'_{mo} y σ'_{PK}

Tipo de mampuesto	Valores de f_m		
	Tipo de mortero		
	Resistencia elevada (E)	Resistencia intermedia (I)	Resistencia normal (N)
Ladrillos cerámicos macizos	0,50	0,45	0,35
Bloques huecos portantes cerámicos	0,50	0,45	0,35
Bloques huecos portantes de hormigón	0,55	0,50	0,45

c) Valores indicativos

Este procedimiento consiste en adoptar los valores normativos de la resistencia básica a la compresión σ'_{mo} de la mampostería, indicados en la Tabla 9, en función de los tipos usuales de mampuestos y morteros.

En este caso no se requieren determinaciones experimentales, pero deberán tomarse las precauciones necesarias para obtener en la obra, las características mínimas exigidas para los materiales a utilizar.

6.1.2. Resistencia básica al corte de la mampostería

La resistencia básica al corte τ_{mo} de la mampostería, medida con relación al área bruta correspondiente, constituye un índice de la resistencia de la mampostería al corte, y se utilizará para su diseño y control.

La resistencia τ_{mo} de la mampostería se determinará a la edad para la cual se espera será solicitada a su capacidad máxima. Se consideran 28 días como edad de referencia.

La determinación de la resistencia τ_{mo} se realizará durante la fase de proyecto y se verificará luego mediante controles efectuados durante la fase de construcción.

Tabla 9. Valores de σ'_{mo} en función de los tipos usuales de mampuestos y morteros.

Tipo de mampuesto	Valores de σ'_{mo} en MN/m ²		
	Tipo de mortero		
	Resistencia elevada (E)	Resistencia intermedia (I)	Resistencia normal (N)
Ladrillos cerámicos macizos Clase A	4	3,5	3
Ladrillos cerámicos macizos Clase B	2,5	2	1,5
Bloques huecos portantes cerámicos Clase A	3	2,5	2
Bloques huecos portantes cerámicos Clase B	2	1,5	1,2
Bloques huecos portantes de hormigón Tipos I ó II	3	2,5	1,5
Bloques huecos portantes de hormigón Tipo III	2	1,5	1,2

La resistencia τ_{mo} podrá determinarse, con fines de diseño y control, mediante alguno de los procedimientos a) o b) siguientes:

a) Ensayos a la compresión diagonal de muretes de mampostería

Si se utiliza este procedimiento, el valor de la resistencia básica al corte τ_{mo} de la mampostería podrá tomarse igual que la resistencia característica τ_{mk} , la cual, a su vez, se determinará considerando que su valor debe ser alcanzado en el 95% de los ensayos realizados sobre el número de especímenes (muretes) que luego se especifica.

El valor de la resistencia básica al corte τ_{mo} no podrá ser mayor que 1,6 veces los valores correspondientes a ladrillos cerámicos macizos, y que 1,3 veces los valores correspondientes a bloques huecos portantes cerámicos o de hormigón, que se indican en la Tabla 10 del procedimiento b).

Los muretes de mampostería deberán elaborarse reflejando, tanto como sea posible, las condiciones y calidad de materiales y mano de obra que se tendrán efectivamente en la construcción. En este aspecto, se tendrán especialmente en cuenta la consistencia y el tipo de mortero, el contenido de humedad de los mampuestos y los espesores de las juntas.

Los muretes estarán formados, como mínimo, por un mampuesto y medio en una dirección y un número adecuado de hiladas en la dirección perpendicular, de modo que el espécimen tenga forma aproximadamente cuadrada. Los lados del murete no podrán ser menores que 55 cm.

Para el manipuleo, almacenamiento, cabeceado y metodología de ensayo se aplicarán, en lo posible, las indicaciones relativas a los ensayos a la compresión de pilas de mampostería (artículo 6.1.1.)

Se ensayarán, como mínimo, 10 muretes elaborados con mampuestos provenientes de tres grupos diferentes de la provisión que se utilizará en la obra.

Los especímenes se ensayarán, en general, a la edad de 28 días, la cual se considera como edad de referencia. Si eventualmente ^{los muretes} ~~las pilas~~ ~~de~~ deben ensayarse a los 7 días de edad, el valor de la resistencia a los 28 días podrá obtenerse en forma aproximada utilizando el factor de corrección 1,1.

La resistencia característica al corte τ_{mk} de la mampostería se determinará mediante la siguiente expresión:

$$\tau_{mk} = \tau_{mm} (1 - 1,8 \delta)$$

siendo:

- τ_{mk} la resistencia característica al corte de la mampostería;
- τ_{mm} el promedio de las resistencias al corte determinadas mediante los ensayos de compresión diagonal;
- δ el coeficiente de variación, cuyo valor no podrá ser menor que 0,12.

El ensayo a la compresión diagonal de muretes de mampostería se efectuará aplicando una carga de compresión según una diagonal del murete, hasta llegar a la rotura.

La resistencia al corte de cada murete ensayado se determinará dividiendo la proyección de la carga de rotura sobre la dirección paralela a las hiladas, por el área bruta de la sección transversal del murete según la misma dirección. A tal fin (ver figura 2) se utilizarán las siguientes expresiones:

$$D = 0,7 P$$

$$\tau_m = \frac{D}{d \cdot e_0}$$

siendo:

- D la proyección de la carga de rotura sobre la dirección paralela a las hiladas;
- P la carga de rotura a compresión diagonal;
- τ_m la resistencia al corte del murete ensayado;
- d la longitud del lado del murete ensayado;
- e_0 el espesor del murete ensayado.

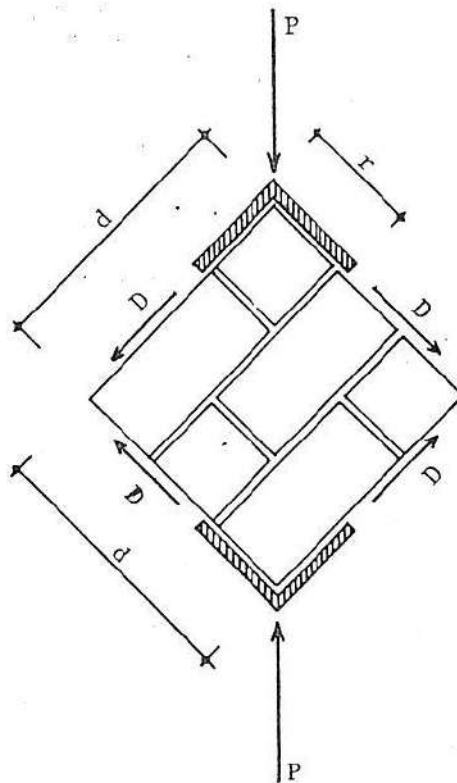


Figura 2

La longitud r de repartición de la carga aplicada P será, como mínimo, igual a 20 cm. La relación r/d deberá ser igual o mayor que 0,3.

b) Valores indicativos

Cuando no resulte posible la ejecución de ensayos a la compresión diagonal de muretes de mampostería, se adoptarán los valores normativos indicados en la Tabla 10, correspondientes a los tipos usuales de mampuestos y morteros.

Deberán tomarse las precauciones necesarias para obtener en obra, las características mínimas exigidas para los materiales a utilizar.

Tabla 10. Valores de τ_{mo} en función de los tipos usuales de mampuestos y morteros.

Tipo de mampuesto	Valores de τ_{mo} en MN/m ²		
	Tipo de mortero		
	Resistencia elevada (E)	Resistencia intermedia (I)	Resistencia normal (N)
Ladrillos cerámicos macizos Clase A	0,40	0,35	0,30
Ladrillos cerámicos macizos Clase B	0,35	0,30	0,25
Bloques huecos portantes cerámicos Clase A	0,35	0,30	0,25
Bloques huecos portantes cerámicos Clase B	0,30	0,25	0,20
Bloques huecos portantes de hormigón Tipos I ó II	0,35	0,30	0,25
Bloques huecos portantes de hormigón Tipo III	0,30	0,25	0,20

6.2. DEFORMABILIDAD DE LA MAMPOSTERÍA

6.2.1. Módulo de elasticidad longitudinal

El módulo de elasticidad longitudinal E_m de la mampostería podrá determinarse experimentalmente, o bien establecerse en forma aproximada según se indica a continuación:

- Para la determinación de las características dinámicas y la distribución de las sollicitaciones originadas por las acciones sísmicas se utilizará la siguiente expresión:

$$E_m = 800 \sigma'_{mo}$$

- Para los efectos originados por cargas de larga duración se utilizará la siguiente expresión:

$$E_m = 300 \sigma'_{mo}$$

siendo:

E_m el módulo de elasticidad longitudinal de la mampostería;
 σ'_{mo} la resistencia básica a la compresión de la mampostería, determinada según el artículo 6.1.1.

6.2.2. Módulo de corte

El módulo de corte G_m de la mampostería se determinará mediante la siguiente expresión:

$$G_m = 0,3 E_m$$

siendo:

G_m el módulo de corte de la mampostería;
 E_m el módulo de elasticidad longitudinal de la mampostería, determinado según se establece en el artículo 6.2.1.

CAPITULO 7. ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA. MUROS

7.1. CLASIFICACION DE LOS MUROS

A los fines de la aplicación de este Reglamento, los muros de mampostería se clasifican en:

- Muros No Resistentes
- Muros Resistentes

7.1.1. Muros No Resistentes

Son aquellos que de acuerdo con las prescripciones del presente Reglamento, carecen de capacidad para resistir cargas contenidas en su plano. Estos muros, en ningún caso, podrán ser utilizados para la transmisión de cargas verticales y/u horizontales. Sin embargo, deberán poseer adecuada resistencia ante las acciones sísmicas perpendiculares a su plano, que derivan de su peso propio.

Se incluyen en esta categoría todos aquellos muros que no cumplan con alguna de las condiciones establecidas en el artículo 7.4.

7.1.2. Muros Resistentes

Son aquellos que de acuerdo con las prescripciones de este Reglamento, poseen capacidad para resistir cargas contenidas en su plano.

Estos elementos estructurales son esenciales para la transmisión de cargas horizontales y/o verticales en las construcciones de mampostería.

7.2. CLASES DE MAMPOSTERIA PARA MUROS RESISTENTES

Según la forma de disposición de las armaduras, se consideran dos clases básicas de mampostería para muros resistentes:

- Mampostería Encadenada
- Mampostería Reforzada con Armadura Distribuida

7.2.1. Mampostería Encadenada

Es aquella que se encuentra confinada por columnas y vigas de encadenado conformadas y dispuestas según se establece en el Capítulo 9 de esta PARTE III del Reglamento.

La Mampostería Encadenada, a su vez, se clasifica en los siguientes tipos:

a) Mampostería Encadenada Simple

Es aquella en que no se dispone armadura en ninguna junta horizontal.

b) Mampostería Encadenada Armada

Es aquella en que las juntas horizontales llevan armadura de acuerdo con lo establecido en el artículo 7.8.

En este tipo de mampostería, se considera que la armadura no aumenta significativamente la resistencia del muro, pero mejora su ductilidad y contribuye a mantener su integridad.

c) Mampostería sin encadenados verticales

Es aquella en que se prescinde de las columnas de encadenado. Este tipo de mampostería sólo podrá utilizarse en muros interiores construidos de ladrillos cerámicos macizos, en las zonas sísmicas 1 y 2, siempre que se cumplan los requisitos establecidos en los Capítulos 5 y 6 de esta PARTE III del Reglamento.

7.2.2. Mampostería Reforzada con Armadura Distribuida

Es aquella en que se dispone armadura horizontal y vertical distribuida en todo el muro, colocada de manera tal que acero y mampostería trabajen en forma conjunta.

En esta clase de mampostería no es necesario disponer encadenados verticales.

7.3. CLASIFICACION DE LOS MUROS RESISTENTES

Según los tipos básicos de mampuestos y la disposición de las armaduras, los muros resistentes se clasifican en los siguientes tipos:

M.1.: Ladrillo Cerámico Macizo Encadenado Simple

M.2.: Ladrillo Cerámico Macizo Encadenado Armado

M.3.: Ladrillo Cerámico Macizo Reforzado (Armadura Distribuida)

M.4.: Bloque Hueco Portante Cerámico Encadenado Simple

M.5.: Bloque Hueco Portante Cerámico Encadenado Armado

M.6.: Bloque Hueco Portante Cerámico Reforzado (Armadura Distribuida)

M.7.: Bloque Hueco Portante de Hormigón Encadenado Simple

M.8.: Bloque Hueco Portante de Hormigón Encadenado Armado

M.9.: Bloque Hueco Portante de Hormigón Reforzado (Armadura Distribuida)

M.10.: Ladrillo Cerámico Macizo Común. Solamente utilizable en zonas sísmicas 1 y 2 en muros interiores, si se cumplen los requisitos establecidos en los Capítulos 5 y 6 de esta PARTE III del Reglamento y en el artículo 7.6. de este Capítulo 7.

7.4. CONDICIONES QUE DEBEN CUMPLIR LOS MUROS RESISTENTES

7.4.1. Materiales

Deberán cumplirse los requerimientos sobre mampuestos y morteros establecidos en el Capítulo 5 de esta PARTE III del Reglamento.

7.4.2. Espesores mínimos de muros resistentes

En general, el espesor mínimo (sin revoque) de los muros resistentes será de 17 cm, excepto en los casos que se indican a continuación:

a) Zonas sísmicas 3 y 4

Se podrán considerar como resistentes los muros Tipo M.2. según el artículo 7.3., de 13 cm de espesor, para construcciones de los Grupos B y C (Capítulo 5 de la PARTE I de este Reglamento), que no excedan de un piso ni de 3 m de altura.

b) Zonas sísmicas 1 y 2

Se podrán considerar como resistentes los muros Tipo M.1. y M.2. según el artículo 7.3., de 13 cm de espesor, para construcciones de los Grupos B y C (Capítulo 5 de la PARTE I de este Reglamento), que no excedan de un piso ni de 3 m de altura.

Los muros de 13 cm de espesor mínimo sin revoques, aludidos en los puntos a) y b) precedentes, en ningún caso podrán tener canalizaciones para instalaciones destinadas a la distribución de agua, gas, electricidad, etc.

7.4.3. Longitudes mínimas de muros resistentes

Deberán cumplirse los requerimientos establecidos en los siguientes casos:

a) Muros con dos apoyos horizontales

Los muros resistentes en que ninguno de sus bordes verticales esté restringido en dirección perpendicular a su plano por otros muros resistentes transversales u otros elementos estructurales resistentes a acciones horizontales, deberán cumplir la siguiente condición:

$$\frac{H}{L} \leq 2,2$$

siendo:

H la altura del muro, medida entre los centros de los apoyos horizontales (entrepisos, techos) o entre el centro del apoyo horizontal superior (entrepiso, techo) y el borde supe-

rior de la fundación (cimiento, zapata, platea, etc.);

L la longitud del muro, medida entre sus bordes extremos.

Adicionalmente deberán cumplirse las siguientes condiciones:

- $L \geq 1,50$ m para Muros de Mampostería Encadenada.
- $L \geq 1,20$ m para Muros de Mampostería Reforzada con Armadura Distribuida.

b) Muros con tres o más apoyos perimetrales

Los muros resistentes en que, por lo menos, uno de sus bordes verticales esté restringido en dirección perpendicular a su plano por otro muro resistente transversal u otro elemento estructural resistente a acciones horizontales, deberán cumplir la siguiente condición:

$$\frac{H}{L} \leq 2,6$$

donde H y L tienen los mismos significados que en el punto a) precedente.

Adicionalmente deberán cumplirse las siguientes condiciones:

- $L \geq 0,90$ m para Muros de Mampostería Encadenada.
- $L \geq 0,80$ m para Muros de Mampostería Reforzada con Armadura Distribuida.

7.5. TIPOS DE MAMPOSTERIA A UTILIZAR EN CONSTRUCCIONES DE LOS GRUPOS A₀ Y A

En las construcciones pertenecientes a los Grupos A₀ y A (según el Capítulo 5 de la PARTE I de este Reglamento) sólo podrán emplearse muros resistentes (artículo 7.3.) ejecutados con las siguientes clases de mampostería:

Mampostería Encadenada Armada: Muros tipo M.2., M.5. y M.8.

Mampostería Reforzada con Armadura Distribuida: Muros tipo M.3., M.6. y M.9.

7.6. ALTURA MAXIMA Y NUMERO MAXIMO DE PISOS EN LAS CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA

La altura total máxima h_n medida desde el borde superior de la fundación hasta el nivel extremo superior (techo), y el número máximo n de pisos de las construcciones de mampostería, se establecerá en función del tipo de muro y de la zona sísmica, según se indica en la Tabla 11.

Tabla 11. Alturas máximas y número máximo de pisos en las construcciones de mampostería

Muros Resistentes		Zonas sísmicas 1 y 2		Zonas sísmicas 3 y 4	
Tipo de mampuesto	Tipo de muro	Altura máxima h_n (m)	N°máximo de pisos n	Altura máxima h_n (m)	N°máximo de pisos n
Ladrillos Cerámicos Macizos	M.1. Encadenado Simple	12,50	4	9,50	3
	M.2. Encadenado Armado	15,50	5	12,50	4
	M.3. Reforzado con Armadura Distribuida	15,50	5	12,50	4
Bloques Huecos Portantes Cerámicos	M.4. Encadenado Simple	6,50	2	4,00	1
	M.5. Encadenado Armado	9,50	3	6,50	2
	M.6. Reforzado con Armadura Distribuida	12,50	4	9,50	3
Bloques Huecos Portantes de Hormigón	M.7. Encadenado Simple	6,50	2	4,00	1
	M.8. Encadenado Armado	9,50	3	6,50	2
	M.9. Reforzado con Armadura Distribuida	12,50	4	9,50	3
Ladrillos Cerámicos Macizos	M.10. Sin encadenados verticales (1)	3,50	1	—	—

(1) Para el tipo de muro M.10. deberá tenerse en cuenta, además, lo establecido en el artículo 9.3.2.3.

7.7. COMBINACIONES DE DIFERENTES CLASES DE MAMPOSTERIA

- a) No se admiten combinaciones de diferentes tipos de mampuestos en planta ni en elevación.
- b) No se admiten combinaciones en planta ni en elevación, de Mampostería Encadenada con Mampostería Reforzada con Armadura Distribuida.
- c) Se podrán efectuar combinaciones en altura, de Muros Encadenados Armados y Muros Encadenados Simples. En este caso, los límites de altura

y número de pisos corresponderán a los establecidos en la Tabla 11 para los Muros Encadenados Simples.

7.8. ARMADURA HORIZONTAL EN MUROS ENCADENADOS ARMADOS

En los muros resistentes de mampostería encadenada armada, en las juntas horizontales, se dispondrán las armaduras mínimas que se indican en la Tabla 12.

Tabla 12. Armadura mínima de muros de mampostería encadenada armada

Tipo de acero β_s	Zonas Sísmicas	Muros de ladrillos cerámicos macizos encadenados armados		Muros de bloques huecos portantes encadenados armados	
		Armadura horizontal	Estribos	Armadura horizontal	Estribos
220 MN/m ²	1 y 2	2 barras $d_s = 6 \text{ mm c}/70 \text{ cm}$	3 estribos $d_s = 4,2 \text{ mm por m}$	2 barras $d_s = 6 \text{ mm c}/60 \text{ cm}$	3 estribos $d_s = 4,2 \text{ mm por m}$
	3 y 4	2 barras $d_s = 6 \text{ mm c}/50 \text{ cm}$	3 estribos $d_s = 4,2 \text{ mm por m}$	2 barras $d_s = 6 \text{ mm c}/40 \text{ cm}$	3 estribos $d_s = 4,2 \text{ mm por m}$
420 MN/m ²	1 y 2	2 barras $d_s = 4,2 \text{ mm c}/70 \text{ cm}$	3 estribos $d_s = 4,2 \text{ mm por m}$	2 barras $d_s = 4,2 \text{ mm c}/60 \text{ cm}$	3 estribos $d_s = 4,2 \text{ mm por m}$
	3 y 4	2 barras $d_s = 4,2 \text{ mm c}/50 \text{ cm}$	3 estribos $d_s = 4,2 \text{ mm por m}$	2 barras $d_s = 4,2 \text{ mm c}/40 \text{ cm}$	3 estribos $d_s = 4,2 \text{ mm por m}$

Las armaduras horizontales mínimas prescriptas en la Tabla 12 deberán anclarse reglamentariamente en los encadenados verticales, y deberán alojarse en juntas horizontales tomadas con mortero cementicio (1 de cemento por 3 de arena).

Las armaduras mínimas establecidas en la Tabla 12 son válidas para espesores netos de muros (sin revoques) de hasta 27 cm. Para espesores mayores que 27 cm, las armaduras deberán incrementarse proporcionalmente al espesor neto del muro.

CAPITULO 8. PRINCIPIOS GENERALES DE COMPOSICION ESTRUCTURAL

- 8.1. Los muros resistentes de mampostería se dispondrán, en planta, de modo tal que configuren un sistema estructural sismorresistente según dos direcciones ortogonales.
- 8.2. Según cada una de las dos direcciones ortogonales de análisis deberá contarse con una densidad de muros resistentes suficiente como para resistir adecuadamente las sollicitaciones originadas por la acción sísmica.
- 8.3. Para conformar un mecanismo apto para resistir torsiones y reducir sus efectos a un mínimo, los muros resistentes se dispondrán, en planta, lo más simétricamente posible.
- 8.4. Se evitarán variaciones bruscas de resistencia, rigidez y masa, tanto en planta como en elevación.
- 8.5. Excepto para construcciones de una planta, los entrepisos y techos deberán conformar diafragmas rígidos y resistentes en su plano a fin de transmitir adecuadamente los esfuerzos de corte originados por la acción sísmica a los muros resistentes dispuestos según la dirección de análisis considerada.
- 8.6. En construcciones de más de una planta, los muros resistentes de los pisos superiores se dispondrán en coincidencia con los de los pisos inferiores.
- 8.7. Se procurará, en lo posible, que los muros se apoyen en sus cuatro bordes a fin de que resistan adecuadamente la acción sísmica perpendicular a su plano.
- 8.8. El sistema estructural deberá presentar adecuadas vinculaciones entre los muros dispuestos perpendicularmente entre sí, especialmente en lo que se refiere a su trabazón.
- 8.9. Las aberturas en muros, entrepisos y techos de la construcción se ubicarán de modo tal que las concentraciones de tensiones sean mínimas.

CAPITULO 9. MAMPOSTERIA ENCADENADA

9.1. ENCADENADOS. CONCEPTOS FUNDAMENTALES

Los encadenados verticales y horizontales que confinan un muro de mampostería le permiten mantener una considerable resistencia luego de producido su agrietamiento, evitando un comportamiento frágil y posibilitando la disipación de energía en campo anelástico (comportamiento dúctil).

Para obtener las propiedades mencionadas precedentemente, los encadenados verticales y horizontales que confinan los muros deben conformar un reticulado espacial en el que ninguna de las barras posea un extremo libre. Esto es, deberá asegurarse una perfecta continuidad en los nudos mediante adecuadas disposiciones de anclaje de las armaduras.

9.2. AREAS Y DIMENSIONES MAXIMAS DE PANELES

Los muros resistentes de mampostería se subdividirán en paneles confinados en todo su perímetro por vigas y columnas de encadenado de hormigón armado.

El área y las dimensiones máximas de los paneles deberán satisfacer los siguientes requerimientos:

- a) El área máxima y las dimensiones máximas de los paneles se indican en la Tabla 13.

Tabla 13. Areas máximas y dimensiones máximas de paneles de muros resistentes 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

Las áreas y dimensiones máximas indicadas en la Tabla 13 podrán excederse siempre que se justifique detalladamente la resistencia del muro a cargas verticales, considerando las excentricidades producidas por las sollicitaciones sísmicas perpendiculares al plano del muro.

- b) La distancia máxima entre ejes de encadenados verticales no podrá exceder de dos veces la distancia entre ejes de apoyos horizontales (en trepisos, techos, borde superior de la fundación, etc.).
- c) Cuando la distancia máxima entre ejes de encadenados horizontales exceda de una vez y media la distancia entre ejes de encadenados verticales, el panel se subdividirá a mitad de altura con una viga de encadenado o con una junta armada horizontal cuya armadura tenga una sección equivalente a la de la viga de encadenado.

9.3. UBICACION DE LOS ENCADENADOS VERTICALES

9.3.1. Prescripciones generales

a) Muros perimetrales

En todos los muros resistentes perimetrales se dispondrán columnas de encadenado ubicadas en sus extremos libres y en las intersecciones con otros muros resistentes perimetrales e interiores.

b) Muros interiores

En todos los muros resistentes interiores se dispondrán columnas de encadenado ubicadas en sus extremos libres y en las intersecciones con otros muros resistentes perimetrales e interiores.

Cuando por sus dimensiones y naturaleza un muro interior pueda considerarse como muro resistente, pero no se lo tenga en cuenta en el cómputo de la resistencia a cargas horizontales ni se lo utilice para la transmisión de cargas verticales, se podrá prescindir de las columnas de encadenado prescriptas en el párrafo precedente. Sin embargo, en tal caso, deberán verificarse las condiciones de resistencia del muro ante las sollicitaciones perpendiculares a su plano, derivadas de las excitaciones sísmicas.

- c) Deberán disponerse columnas de encadenado intermedias cuando, según el artículo 9.2., resulten necesarias las restricciones por área y dimensiones máximas del panel.
- d) En general, deberán disponerse columnas de encadenado en los bordes verticales de paneles adyacentes a las aberturas de los muros resistentes perimetrales e interiores.

9.3.2. Exención de ejecución de encadenados verticales

Se admitirá la no ejecución de columnas de encadenado en los siguientes casos:

9.3.2.1. Intersección de muros resistentes

Podrá prescindirse de la columna de encadenado correspondiente a un muro resistente en su intersección con otro muro, cuando la distancia entre su eje y los ejes de otras dos columnas ubicadas en un mismo plano, a ambos lados de la intersección, sea igual o menor que cinco veces el espesor del muro considerado.

9.3.2.2. Muros resistentes con aberturas

Podrá prescindirse de disponer columnas de encadenado en bordes de aberturas, en los siguientes casos:

a) Aberturas aproximadamente centradas con relación al panel.

Deberán verificarse simultáneamente las siguientes condiciones:

- El área de la abertura es igual o menor que el 10% del área total del panel considerado.
- Las dimensiones máximas de la abertura son iguales o menores que el 35% de las dimensiones correspondientes del panel.
- La distancia entre el borde vertical del panel y el de la abertura es igual o mayor que el 25% de la longitud del panel considerado y no menor que 0,90 m.
- La distancia entre el borde horizontal inferior de la ventana y el borde horizontal inferior del panel es igual o mayor que el 25% de la altura del panel considerado.
- La distancia entre el borde horizontal superior de la abertura y el borde horizontal superior del panel es igual o mayor que el 25% de la altura del panel considerado, debiendo quedar comprendidos en dicha distancia, no menos de seis hiladas de ladrillos cerámicos macizos o no menos de dos hiladas de bloques huecos cerámicos o de hormigón.
- La abertura tiene viga de dintel según se establece en el artículo 9.17. y armadura de antepecho según el artículo 9.16.

b) Aberturas ubicadas en cualquier posición con relación al panel

Deberán verificarse en forma simultánea las tres condiciones siguientes:

- El área de la abertura es igual o menor que el 5% del área total del panel considerado.
- Las dimensiones máximas de la abertura son iguales o menores que el

25% de las dimensiones correspondientes del panel.

- La abertura tiene viga de dintel según se establece en el artículo 9.17. y armadura de antepecho según el artículo 9.16.

9.3.2.3. Muros resistentes interiores en zonas sísmicas 1 y 2

En construcciones de mampostería de ladrillos cerámicos macizos, de altura no mayor que 6,50 m o dos pisos, ubicadas en las zonas sísmicas 1 y 2, se podrá prescindir de las columnas de encadenado correspondientes a muros interiores resistentes, siempre que la construcción completa se verifique adoptando un coeficiente sísmico igual al cuádruplo del correspondiente, indicado en la Tabla 1 del Capítulo 3 de esta PARTE III del Reglamento. En este caso, sin embargo, deberán disponerse las columnas de encadenado correspondientes en los muros perimetrales.

9.4. UBICACION DE LOS ENCADENADOS HORIZONTALES

9.4.1. Prescripciones generales

En todos los muros resistentes deberán disponerse vigas de encadenado en los niveles que se detallan a continuación:

- A nivel de fundación
- A nivel de los entrepisos
- A nivel de techo
- En niveles intermedios, cuando el área, las dimensiones máximas o la relación de lados del panel así lo requieran (artículos 9.2.a) y 9.2.c)).
- En el caso de techos inclinados, cuando el ángulo que forma el plano del techo con un plano horizontal es mayor que 15° , en los muros resistentes trapeziales vinculados con el techo, deberá disponerse, además de la viga de encadenado correspondiente al borde superior inclinado de dichos muros, una viga de encadenado horizontal a nivel de arranque del techo.

9.4.2. Prescripciones particulares

- a) Las vigas de encadenado podrán formar parte de las losas de entrepiso o techo, siempre que ellas sean de hormigón armado, macizas o nervuradas, o de otros tipos con capa de compresión de hormigón colocado in situ.
- b) Los elementos de fundación del tipo de las zapatas corridas armadas o cimientos armados podrán desempeñar la función de vigas de encadenado inferior.

- c) Las vigas de encadenado inferior podrán formar parte de las plateas de fundación de hormigón armado.
- d) Cuando los entrepisos y techos no puedan considerarse como diafragmas rígidos en su plano (artículo 4.1.1.), las vigas de encadenado, además de confinar los muros resistentes, constituyen apoyos que reciben las solicitaciones sísmicas horizontales transmitidas por los entrepisos y techos, perpendicularmente al plano del muro considerado. Consecuentemente, en este caso, las vigas de encadenado deberán ser capaces de resistir, adicionalmente, dichas solicitaciones y transmitirlas a los muros resistentes perpendiculares al muro considerado.

para una planta

9.5. ESFUERZO DE CORTE EN PANELES

A los fines de la aplicación de los siguientes artículos en que corresponda, para el caso de muros resistentes subdivididos en varios paneles confinados por vigas y columnas de encadenado, el esfuerzo de corte V_p correspondiente a cada panel podrá determinarse en forma aproximada distribuyendo el esfuerzo de corte total actuante en el muro, proporcionalmente a la longitud de cada panel.

9.6. CARACTERISTICAS DE LOS ENCADENADOS DE HORMIGON ARMADO

9.6.1. Alcance de las prescripciones

Las prescripciones contenidas en el presente Capítulo 9 comprenden la mayoría ⁿ X de los aspectos relacionados con los encadenados de hormigón armado. Estas prescripciones se complementarán, cuando sea necesario, con las especificaciones del Reglamento CIRSOC 201 "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado". Sin embargo, las prescripciones de dicho Reglamento no podrán modificar los requerimientos que sobre encadenados de hormigón armado se establecen en este Capítulo 9.

9.6.2. Requerimientos sobre calidad de los materiales

a) Hormigón

La resistencia característica mínima a la compresión σ'_{bk} del hormigón a utilizar en la ejecución de los encadenados será de 11 MN/m².

El contenido unitario mínimo de cemento normal en el hormigón compactado para encadenados, será de 250 kg/m³.

b) Acero

Para las barras longitudinales de armadura de los encadenados podrán

utilizarse los siguientes tipos de acero (Tabla 10 del Reglamento CIRSOC 201):

- AL - 220 (I)
- ADN - 420 (III)
- ADM - 420 (III)

Para los estribos de los encadenados podrán utilizarse los siguientes tipos de acero (Tabla 10 del Reglamento CIRSOC 201):

- AL - 220 (I)
- ADN - 420 (III)
- ADM - 420 (III)
- AM - 500 (IV)

9.7. DIMENSIONES TRANSVERSALES DE LOS ENCADENADOS DE HORMIGON ARMADO

9.7.1. Sección transversal de las columnas de encadenado

- a) Las columnas de encadenado correspondientes a encuentros de muros resistentes serán de sección rectangular de lados respectivamente iguales a los espesores de los muros que confinan, pero el lado menor será, como mínimo, igual a dos tercios del espesor mayor y en ningún caso menor que 15 cm.
- b) Las columnas de encadenado que no correspondan a encuentros de muros serán de sección rectangular, en la que el lado perpendicular al plano del muro será igual al espesor de éste y el otro será, como mínimo, igual a dos tercios de dicho espesor y en ningún caso menor que 15 cm.
- c) En el caso de muros resistentes de espesor igual o mayor que 20 cm, la dimensión perpendicular al plano del muro de la columna de encadenado, podrá reducirse por razones estéticas, de aislación térmica, etc., en no más de un tercio del espesor del muro, siempre que se aumente la otra dimensión de forma tal que se restituya el área de la sección a los valores que resultan de la aplicación de los puntos a) ó b) precedentes.
- d) En las construcciones del Grupo B (Capítulo 5 de la PARTE I de este Reglamento) de altura total igual o menor que 4 m en zonas sísmicas 3 y 4 y que 6,50 m en zonas sísmicas 1 y 2, se podrán construir las columnas de encadenado dentro de los huecos de bloques portantes de hormigón o cerámicos especiales, siempre que se satisfagan las siguientes condiciones:

- Dimensiones mínimas de huecos rectangulares: 12 cm x 12 cm.
 - Diámetro mínimo de huecos circulares: 14 cm.
 - La sección de hormigón colocada in situ deberá ser igual o mayor que la mitad de la resultante de aplicar los requerimientos a) ó b) precedentes.
 - La sección de hormigón deberá satisfacer el requerimiento indicado en el punto e) siguiente.
 - El hormigonado se realizará por tramos no mayores que 80 cm de altura, simultáneamente con la ejecución del muro.
- e) En todos los casos, la sección B_c de hormigón de las columnas de encadenado no podrá ser menor que el valor obtenido mediante la siguiente expresión:

$$B_c (\text{cm}^2) = 0,025 V_p (\text{kg})$$

$$B_c (\text{cm}^2) = 2,5 \cdot V_p (\text{kN})$$

siendo:

B_c el área de la sección total de la columna de encadenado, expresada en cm^2 ;

V_p el esfuerzo de corte en el panel considerado, expresado en kg.

9.7.2. Sección transversal de las vigas de encadenado

- a) Las vigas de encadenado serán de sección rectangular de ancho igual al espesor del muro que confinan y de altura mínima igual al semiespesor de dicho muro, pero no menor que 15 cm.

En las zonas sísmicas 1 y 2, cuando se [✓]utilicen losas macizas de hormi- [✓]gón armado, la altura mínima de las vigas de encadenado será de 10 cm.

- b) En el caso de muros resistentes de espesor igual o mayor que 20 cm, el ancho de la viga de encadenado podrá reducirse por razones estéticas, de aislación térmica, etc., en no más de un tercio del espesor del muro, siempre que la altura se aumente de forma tal que se restituya el área de la sección a los valores que resultan de la aplicación del punto a) precedente.

9.8. PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA VALORACION DE LOS ESFUERZOS AXILES EN EN-CADENADOS

La valoración de los esfuerzos axiles que solicitan los encadenados de muros resistentes de mampostería solicitados por fuerzas contenidas en su plano, se

X podrán realizar admitiendo que los encadenados conforman un reticulado plano con nudos articulados, cuyas diagonales están constituidas por bielas ficticias de mampostería.

El espesor de las bielas ficticias de mampostería será igual al espesor del muro, y su ancho se podrá tomar aproximadamente igual a la décima parte de la longitud de la diagonal medida entre centros de nudos.

Para las barras de hormigón del reticulado ficticio (encadenados) se adoptará un módulo de elasticidad longitudinal $E_p = 20\,000\text{MN/m}^2$, y para las bielas de mampostería los valores indicados en el Capítulo 6 de esta PARTE III del Reglamento.

9.9. PROCEDIMIENTO APROXIMADO PARA LA DETERMINACION DE ARMADURAS LONGITUDINALES DE COLUMNAS Y VIGAS DE ENCADENADO

Alternativamente, con relación al procedimiento general indicado en el artículo 9.8., la sección total de armadura longitudinal de los encadenados podrá determinarse mediante los siguientes criterios:

a) Columnas de encadenado

La sección total de armadura longitudinal correspondiente a una columna de encadenado en un determinado piso, se establecerá mediante la siguiente expresión:

$$A_c = (1 + 0,25 k) V_p \frac{H_0}{L_0} \cdot \frac{1}{\beta_s}$$

siendo:

- A_c la sección de armadura longitudinal de la columna de encadenado;
- k la cantidad de pisos ubicados sobre el analizado:
 - Para construcciones de un piso: $k = 0$
 - Para construcciones de dos pisos; en el primero: $k = 1$, en el segundo: $k = 0$; y así siguiendo;
- V_p el esfuerzo de corte en el panel considerado del piso analizado;
- H_0 la distancia entre ejes de vigas de encadenado superior e inferior del panel considerado;
- L_0 la longitud del panel, medida entre ejes de las dos columnas de encadenado que confinan el panel considerado;
- β_s la tensión de fluencia del acero.

b) Vigas de encadenado

La sección total de armadura longitudinal correspondiente a una viga de encadenado en un determinado nivel, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$A_v = V_p \frac{1}{\beta_s}$$

siendo:

A_v la sección de armadura longitudinal de la viga de encadenado;

V_p el esfuerzo de corte en el panel considerado del nivel analizado;

β_s la tensión de fluencia del acero.

9.10. SECCIONES MINIMAS DE ARMADURAS LONGITUDINALES DE ENCADENADOS

a) Las secciones de armaduras longitudinales de columnas y vigas de encadenado determinadas según el artículo 9.9., no podrán ser menores que las obtenidas mediante las siguientes expresiones:

Para zonas sísmicas 1 y 2:

$$A_{mín} \text{ (cm}^2\text{)} = (0,25 + 0,13 k) t \text{ (cm)} \frac{1}{\beta_s \text{ (t/cm}^2\text{)}}$$

Para zonas sísmicas 3 y 4:

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

siendo:

$A_{mín}$ la sección mínima de armadura longitudinal de vigas o columnas de encadenado, expresada en cm^2 ;

k la cantidad de pisos ubicados sobre el analizado;

t el espesor del muro considerado, expresado en cm ;

β_s la tensión de fluencia del acero, expresada en t/cm^2 .

b) En ningún caso la armadura longitudinal de vigas y columnas de encadenado será menor que las indicadas a continuación:

En zonas sísmicas 1 y 2: 4 barras $d_s = 6 \text{ mm}$ para aceros tipo
ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III)

En zonas sísmicas 3 y 4: 4 barras $d_s = 8$ mm para aceros tipo
ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III)

Cuando se utilice acero tipo AL - 220 (I), la armadura mínima será
de 4 barras $d_s = 8$ mm para las zonas sísmicas 1 y 2, y 4 barras
 $d_s = 10$ mm para las zonas sísmicas 3 y 4.

9.11. PRESCRIPCIONES SOBRE ARMADURAS LONGITUDINALES DE ENCADENADOS

9.11.1. Separación entre armaduras longitudinales

La sección total de armadura longitudinal de las columnas y vigas de encadenado se integrará siempre con cuatro barras que se ubicarán en las esquinas. Si las dimensiones transversales del encadenado exceden de 30 cm, se dispondrán barras intermedias de igual diámetro que las esquineras, de modo que la separación no exceda de 20 cm.

9.11.2. Anclajes de armaduras longitudinales

a) Longitudes requeridas de anclaje

Se adoptarán las siguientes longitudes requeridas de anclaje l_1 en función del tipo de acero utilizado y del diámetro d_s de la barra que se ancla:

Acero AL - 220 (I) : $l_1 = 50 d_s$, con gancho terminal.

Aceros ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III): $l_1 = 60 d_s$, con extremo rec
to, o

$l_1 = 50 d_s$, con gancho o gan
cho en ángulo
recto terminal.

Alternativamente, podrán adoptarse las longitudes de anclaje que resultan de la aplicación del artículo 18.5. del Reglamento CIRSOC 201, pero no se podrá efectuar ninguna reducción en función de la relación entre las secciones de armadura necesaria y armadura existente.

b) Prescripciones sobre 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.

De acuerdo con la regla básica precedente, pueden presentarse los dos casos siguientes:

- Anclaje con codo a 90°

Cuando resulta posible la utilización de codos a 90° respetando la regla básica anterior, la longitud requerida de anclaje l_1 se computará a partir del plano de la cara más cercana del encadenado en que se ancla la barra, y la longitud l_f de la rama recta final del codo a 90° deberá ser no menor que 0,8 l_1 .

- Anclaje con doble codo a 180°

Cuando no resulta posible la utilización de codos a 90° respetando la regla básica mencionada anteriormente, deberá utilizarse un doble codo a 180°. La longitud requerida de anclaje l_1 se computará a partir del plano de la cara más cercana del encadenado en que se ancla la barra. La rama recta final del anclaje (reentrante en el encadenado al que pertenece la barra que se ancla), deberá tener una longitud l_f no menor que ninguno de los dos valores siguientes:

$$l_f = 0,5 l_1$$

$$l_f = 0,5 d_{C_1} + 0,85 d_{C_2}$$

siendo:

l_f la longitud de la rama recta final del anclaje;

l_1 la longitud de anclaje requerida;

d_{C_1} la dimensión transversal, en el plano considerado, del encadenado al que pertenece la barra que se ancla;

d_{C_2} la dimensión transversal, en el plano considerado, del encadenado en que se ancla la barra.

c) Anclaje en cimientos comunes o armados

Las barras longitudinales de las columnas de encadenado de muros resistentes se anclarán en el cimiento de fundación.

La longitud total de anclaje, medida a partir de la sección correspondiente a la unión de la columna con la fundación, deberá tener una longitud no menor que 70 d_s , siendo d_s el diámetro de la barra que se ancla. La rama recta vertical del anclaje deberá tener una longitud no menor que 40 d_s ni que 40 cm. El anclaje deberá terminar en un codo a 90° con la rama recta final de una longitud no menor que 20 d_s . Preferentemente, esta rama recta final deberá dirigirse hacia el exterior de la zona de la columna.

En la zona de anclaje deberán colocarse los estribos correspondientes a las zonas normales de la columna de encadenado (artículo 9.12.2.).

En la zona del cimiento común en que se anclan las barras longitudinales de las columnas de encadenado, no podrá utilizarse cal en el ligante.

d) Anclaje en zapatas o vigas de fundación

Se adoptarán las longitudes requeridas de anclaje ℓ_1 según se establece en el artículo 9.11.2.a), medidas a partir de la sección correspondiente a la unión de la columna con la fundación. En todos los casos el anclaje deberá terminar en un codo a 90° , con la rama recta final de una longitud no menor que $20 d_s$, siendo d_s el diámetro de la barra que se ancla. El codo y su rama terminal deberán disponerse lo más próximos posible a la armadura inferior de la fundación, y preferentemente, deberán dirigirse hacia la cara opuesta de la columna (cruce de armaduras).

e) Anclaje en plateas de fundación

En el caso de plateas de fundación, el anclaje de las barras longitudinales de columnas de encadenado se realizará de acuerdo con las prescripciones de los artículos 9.11.2.a) y b). El refuerzo de borde de la platea de fundación podrá considerarse como viga de encadenado.

f) Observaciones complementarias sobre anclaje entre encadenados

- Los anclajes de las barras longitudinales deben quedar dentro de los estribos que corresponden a las zonas de nudos y a los encadenados que lo forman.
- Los anclajes de las barras longitudinales de un encadenado se dispondrán lo más próximos posible a las barras longitudinales del otro encadenado que concurre al nudo, a fin de permitir una adecuada transmisión de esfuerzos.
- En los nudos terminales de más de dos encadenados, los anclajes se organizarán de manera que permitan un comportamiento adecuado de los planos sismorresistentes.

9.11.3. Empalmes de armaduras longitudinales

En los empalmes de barras longitudinales de encadenados se adoptará como longitud de empalme, la obtenida mediante la siguiente expresión:

$$\ell_e = \alpha_e \cdot \ell_1$$

siendo:

l_e la longitud de empalme;

l_1 la longitud requerida de anclaje determinada según el artículo 9.11.2.a);

α_e el coeficiente mediante el cual se tiene en cuenta el porcentaje de barras empalmadas, cuyos valores serán los siguientes:

$\alpha_e = 1,3$ si se empalma más del 50% del total de armadura longitudinal;

$\alpha_e = 1$ si se empalma el 50% o menos del total de armadura longitudinal.

Se evitará el empalme de armaduras longitudinales en las zonas de nudos entre encadenados.

En las vigas de encadenado, los empalmes se realizarán preferentemente en el tercio central de su longitud.

9.12. PRESCRIPCIONES SOBRE ESTRIBOS PARA COLUMNAS DE ENCADENADO

9.12.1. Zonas a considerar en columnas de encadenado

A los fines del dimensionamiento de los estribos para columnas de encadenado, se distinguirán las zonas críticas y las zonas normales según se indica a continuación:

a) Zonas críticas

En los extremos de las columnas de encadenado se densificarán los estribos con la finalidad de resistir los esfuerzos de corte generados por el empuje de la biela ficticia de mampostería correspondiente al panel analizado. Se considerará como crítica la longitud l_c de columna de encadenado, medida desde el borde interno de la viga de encadenado correspondiente. La longitud l_c no podrá ser menor que el mayor de los siguientes valores:

- Un quinto de la distancia entre ejes de las vigas de encadenado superior e inferior del panel.
- Dos veces la dimensión transversal de la columna de encadenado, medida según el plano del panel.
- 60 cm.

b) Zonas normales

Se considerará como zona normal de una columna de encadenado a la longitud de columna comprendida entre las zonas críticas definidas en el

punto a) precedente.

9.12.2. Dimensionamiento de estribos en zonas normales

a) Diámetro de las barras para estribos

En las zonas normales de columnas de encadenado, definidas en el artículo 9.12.1.b), la armadura transversal estará constituida por estribos cerrados o helicoidales cuyo diámetro de barra se determinará mediante la siguiente expresión:

$$d_s(\text{mm}) = (0,20 + 0,1 k) s_e(\text{cm})$$

siendo:

- d_s el diámetro de la barra del estribo, expresado en mm;
- k la cantidad de pisos ubicados sobre el analizado;
- s_e la separación entre estribos cerrados o paso de la hélice, expresado en cm.

La expresión precedente se utilizará para los aceros tipo ADN - 420 (III), ADM - 420 (III) y AM - 500 (IV).

Para el acero tipo AL - 220 (I), el diámetro de la barra para estribo se incrementará de manera que se obtenga igual capacidad resistente.

El diámetro mínimo de las barras para estribos será de 4,2 mm. Los estribos cerrados terminarán en ganchos de por lo menos 135° con su rama terminal de longitud no menor que diez veces el diámetro del estribo. La posición de los ganchos se alternará, en lo posible, a lo largo de la columna de encadenado. X

b) Separación de los estribos

La separación s_e entre estribos cerrados o paso de la hélice en las zonas normales de columnas de encadenado, no podrá ser mayor que la mínima dimensión transversal del encadenado ni que 20 cm.

9.12.3. Dimensionamiento de estribos en zonas críticas

a) Sección de estribos

En las zonas críticas correspondientes a los extremos de columnas de encadenado, definidas en el artículo 9.12.1.a), la armadura transversal se conformará mediante estribos cerrados o helicoidales, cuya sección se determinará según la siguiente expresión: X

$$A_e = \frac{0,5 V_p}{d_c \cdot \beta_S} s_e$$

siendo:

A_e la sección de estribos en una capa;

V_p el esfuerzo de corte correspondiente al panel considerado;

d_c la dimensión transversal de la columna de encadenado, medida según el plano del panel considerado;

β_S la tensión de fluencia del acero;

s_e la separación entre estribos cerrados o paso de la hélice en las zonas críticas, determinada según se indica en el punto b) siguiente.

La sección que resulte de la expresión anterior no podrá ser menor que el doble de la correspondiente a la zona normal determinada según el artículo 9.12.2.

b) Separación de los estribos

La separación s_e entre estribos cerrados o paso de la hélice en las zonas críticas extremas de las columnas de encadenado, no podrá ser mayor que la mitad de la dimensión transversal d_c de la columna, medida según el plano del panel considerado, ni mayor que 10 cm.

9.13. PRESCRIPCIONES SOBRE ESTRIBOS PARA VIGAS DE ENCADENADO

9.13.1. Zonas a considerar en vigas de encadenado

A los fines del dimensionamiento de los estribos para vigas de encadenado, se distinguirán las zonas críticas y las zonas normales según se indica a continuación:

a) Zonas críticas

En los extremos de las vigas de encadenado se considerará como zona crítica, una longitud de 60 cm de viga, medida a partir del borde interno de la columna correspondiente.

En dichas zonas críticas se densificarán los estribos según se indica en el artículo 9.13.3.

b) Zonas normales

Se considerará como zona normal de una viga de encadenado a la longitud de viga comprendida entre las zonas críticas definidas en el punto a) precedente.

9.13.2. Dimensionamiento de estribos en zonas normales

En las zonas normales de vigas de encadenado, el diámetro y la separación de los estribos se determinarán según lo establecido en el artículo 9.12.2. para columnas de encadenado.

En este caso, la separación máxima entre estribos será de 20 cm.

9.13.3. Dimensionamiento de estribos en zonas críticas

En las zonas críticas extremas de vigas de encadenado, definidas en el artículo 9.13.1.a), se dispondrá el doble de la sección de estribos correspondiente a las zonas normales.

La separación máxima entre estribos será de 10 cm.

9.14. ESTRIBOS EN ZONA DE NUDOS ENTRE ENCADENADOS

En la zona de nudos conformados por la intersección de columnas y vigas de encadenado se deberán disponer estribos de acuerdo con lo establecido en el artículo 9.12.3. para las zonas críticas de columnas de encadenado.

9.15. ENCADENADOS EQUIVALENTES

Los encadenados de hormigón armado prescritos en los artículos precedentes podrán ser sustituidos por elementos estructurales de otros materiales siempre que presenten condiciones equivalentes de rigidez, resistencia y vinculación con la mampostería.

9.16. ARMADURA DE ANTEPECHO DE ABERTURAS

Aproximadamente a 20 cm por debajo del antepecho de las aberturas sin columnas de encadenado de borde (artículo 9.3.2.2.), alojada en junta de mortero de cemento (1 de cemento por 3 de arena) y anclada reglamentariamente en las columnas más cercanas en las zonas sísmicas 3 y 4, o prolongada 60 cm a cada lado de la abertura en las zonas sísmicas 1 y 2, se dispondrá la armadura indicada en la Tabla 14.

9.17. DINTELES DE ABERTURAS

Los dinteles se dimensionarán como vigas portantes, considerando las cargas que sobre él actúan.

Las dimensiones de la sección transversal de los dinteles no podrán, en ningún caso, ser menores que las establecidas en el artículo 9.7.2. para vigas de encadenado.

La sección de armadura longitudinal mínima estará constituida por cuatro barras de 8 mm de diámetro para los aceros tipo ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III) y por cuatro barras de 10 mm de diámetro para el acero tipo AL - 220 (I).

Se dispondrán, como mínimo, estribos de 4,2 mm de diámetro separados no más de 25 cm para aceros tipo ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III), y estribos de 6 mm de diámetro separados no más de 25 cm para acero tipo AL - 220 (I).

En las aberturas sin columnas de encadenado de borde (artículo 9.3.2.2.), la viga de dintel apoyará, por lo menos, 60 cm a cada lado de la abertura.

En las zonas sísmicas 3 y 4 se prolongarán, al menos, dos barras de la armadura longitudinal inferior, alojada en junta de mortero de cemento (1 de cemento por 3 de arena) hasta anclarlas en las columnas de encadenado más cercanas.

Tabla 14. Armadura de antepecho de aberturas

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 $d_s = 6 \text{ mm}$	$d_s = 4,2 \text{ mm c}/25 \text{ cm}$	2 barras $d_s = 8 \text{ mm}$	$d_s = 4,2 \text{ mm c}/25 \text{ cm}$
3 y 4	2 barras $d_s = 8 \text{ mm}$	$d_s = 4,2 \text{ mm c}/25 \text{ cm}$	2 barras $d_s = 10 \text{ mm}$	$d_s = 6 \text{ mm c}/25 \text{ cm}$

CAPITULO 10. VERIFICACION DE RESISTENCIAS

10.1. ASPECTOS GENERALES

Las verificaciones de resistencias de las construcciones de mampostería se realizarán considerando independientemente las dos situaciones siguientes:

- Existencia de acciones sísmicas, teniendo en cuenta los estados de carga indicados en el artículo 3.2.
- Ausencia de acciones sísmicas, teniendo en cuenta los estados de carga pertinentes que no las incluyen.

Las verificaciones de resistencias para la situación de existencia de acciones sísmicas se realizarán considerando el estado de agotamiento o estado límite último.

Se verificarán todos los elementos estructurales admitiendo que la seguridad es satisfactoria cuando las sollicitaciones que puedan ser resistidas por las secciones en estado límite último resulten iguales o mayores que las sollicitaciones derivadas de los estados de carga indicados en el artículo 3.2. Es decir, que deberá cumplirse la siguiente condición:

$$S_{UR} \geq S_U$$

siendo:

S_{UR} la sollicitación resistida por el muro en estado límite último;

S_U la sollicitación externa derivada de los estados de carga indicados en el artículo 3.2.

10.2. VERIFICACIONES DE RESISTENCIAS PARA SOLICITACIONES CONTENIDAS EN EL PLANO DEL MURO

El control de la resistencia de los muros ante las acciones sísmicas horizontales contenidas en su plano requiere la verificación de dos posibles mecanismos de rotura o agotamiento:

a) Mecanismo de rotura por corte

La verificación se efectúa confrontando la resistencia al corte V_{UR} , determinada según el artículo 10.2.1., con el esfuerzo de corte actual V_U derivado de los estados de carga indicados en el artículo 3.2.

b) Mecanismo de rotura por flexo-compresión

La verificación se realiza confrontando la resistencia a flexo-compresión, determinada según el artículo 10.2.2., con la sollicitación de flexo-compresión derivada de los estados de carga indicados en el artículo 3.2.

Dicha verificación podrá realizarse en forma simplificada mediante los procedimientos aproximados que se indican en el artículo 10.2.2.2.

10.2.1. Esfuerzo de corte resistido por los muros

El esfuerzo de corte que puede ser resistido por los muros de mampostería, se determinará de acuerdo con lo indicado en los artículos 10.2.1.1. y 10.2.1.2. siguientes:

10.2.1.1. Mampostería encadenada

El esfuerzo de corte resistido por un muro de mampostería encadenada se determinará en función de la resistencia básica al corte τ_{m0} de la mampostería y de la tensión de compresión σ_0 generada por las cargas verticales, según la siguiente expresión:

$$V_{UR} = (0,6 \tau_{m0} + 0,3 \sigma_0) B_M$$

siendo:

V_{UR} el esfuerzo de corte resistido por el muro de mampostería encadenada considerado;

τ_{m0} la resistencia básica al corte de la mampostería, establecida según el artículo 6.1.2.;

σ_0 la tensión media de compresión generada por las cargas verticales que actúan sobre el muro, determinada considerando sólo el 85% de la carga permanente;

B_M el área bruta de la sección horizontal del muro, determinada sin considerar revoques ni alas constituidas por muros transversales.

Sin embargo, el esfuerzo de corte V_{UR} resistido por el muro, deberá cumplir la siguiente condición:

$$V_{UR} \leq 1,5 \tau_{m0} \cdot B_M$$

10.2.1.2. Mampostería reforzada con armadura distribuida

El esfuerzo de corte resistido por los muros de mampostería reforzada con armadura distribuida horizontal y vertical, se determina mediante la siguiente expresión:

$$V_{UR} = A_{hd} \cdot L \cdot \beta_s$$

siendo:

V_{UR} el esfuerzo de corte resistido por el muro de mampostería reforzada con armadura distribuida;

A_{hd} la sección de armadura horizontal por metro de altura del muro, expresada en cm^2/m ,

L la longitud del muro considerado;

β_s la tensión de fluencia del acero de la armadura horizontal.

a) Limitaciones al valor de V_{UR}

El valor del esfuerzo de corte resistido por los muros de mampostería reforzada con armadura distribuida, deberá cumplir las dos condiciones siguientes:

$$- V_{UR} \leq (\tau_{m0} + 0,3 \sigma_0) B_M$$

$$- V_{UR} \leq 2,3 \tau_{m0} \cdot B_M$$

siendo:

V_{UR} el esfuerzo de corte resistido por el muro de mampostería reforzada con armadura distribuida;

τ_{m0} la resistencia básica al corte de la mampostería reforzada con armadura distribuida, determinada según el artículo 6.1.2.;

B_M el área bruta de la sección horizontal del muro, determinada sin considerar revoques ni alas constituidas por muros transversales;

σ_0 la tensión media de compresión generada por las cargas verticales que actúan sobre el muro, determinada considerando sólo el 85% de la carga permanente.

b) Armadura vertical

Se controlará que la sección de armadura vertical por metro de longitud de muro, A_{vd} (cm^2/m), cumpla las siguientes condiciones:

$$- A_{vd} \geq \left(1,45 - 0,45 \frac{H_t}{L} \right) A_{hd}$$

$$\frac{A_{hd}}{3} \leq A_{vd} \leq A_{hd}$$

siendo:

A_{vd} la sección de armadura vertical distribuida, expresada en cm^2/m ;

H_t la altura total del muro, medida desde el borde superior de la fundación hasta el nivel extremo superior;

L la longitud del muro considerado;

A_{hd} la sección de armadura horizontal distribuida, expresada en cm^2/m .

10.2.2. Resistencia a la flexo-compresión de los muros de mampostería

10.2.2.1. Procedimiento general para muros encadenados o reforzados con armadura distribuida

La capacidad resistente a flexo-compresión de muros encadenados o reforzados con armadura distribuida, se determinará aplicando los procedimientos de los métodos de dimensionamiento de secciones de hormigón armado en estado límite último o de agotamiento, teniendo en cuenta las siguientes hipótesis:

- Las deformaciones de la mampostería y de las armaduras se suponen proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- Se prescinde de la resistencia a la tracción de la mampostería.
- Existe perfecta adherencia entre las barras de armadura y el hormigón o mortero que las rodea.
- La máxima deformación de la fibra más comprimida de la mampostería es del 0,3%.
- El diagrama de compresión-deformación de la mampostería se establecerá como resultado de ensayos.

Cuando no pueda disponerse de datos experimentales, se podrá suponer una distribución uniforme de compresión en la mampostería, de ordenada igual a $0,85 \sigma_{m0}^c$ (siendo σ_{m0}^c la resistencia básica a la compresión de la mampostería, determinada según el artículo 6.1.1.) y profundidad equivalente al 80% de la distancia desde el borde comprimido hasta el eje neutro de deformaciones.

- El diagrama de tensión-deformación del acero para la determinación de resistencias supondrá un comportamiento bilineal elasto-plástico.

La máxima deformación del acero será del 3%.

10.2.2.2. Procedimientos aproximados para muros encadenados

a) Fórmulas aproximadas

Para flexión simple, el momento resistente último se determinará mediante la siguiente expresión:

$$M_{UR}^{\circ} = A_c \cdot \beta_s \cdot L_e$$

siendo:

M_{UR}° el momento resistente último a flexión simple de los muros de mampostería encadenada;

A_c la sección total de la armadura longitudinal de la columna de encadenado de borde del muro resistente;

β_s la tensión de fluencia del acero de la armadura longitudinal de la columna de encadenado de borde del muro resistente;

L_e la distancia entre ejes de las columnas de encadenado de borde del muro resistente.

Cuando exista esfuerzo normal sobre el muro, el momento resistente último se determinará mediante la que corresponda, de las dos expresiones siguientes:

$$\text{si } N_U \leq \frac{N_{U_0}}{3} : M_{UR} = M_{UR}^{\circ} + 0,3 N_U \cdot L$$

$$\text{si } N_U > \frac{N_{U_0}}{3} : M_{UR} = (1,5 M_{UR}^{\circ} + 0,15 N_{U_0} \cdot L) \left(1 - \frac{N_U}{N_{U_0}}\right)$$

siendo:

N_U el esfuerzo normal sobre el muro, derivado de los estados de carga indicados en el artículo 3.2.;

N_{U_0} la capacidad resistente del muro a compresión simple, determinada según la siguiente expresión:

$$N_{U_0} = \sigma_{m_0}' \cdot B_M$$

donde:

σ_{m_0}' es la resistencia básica a la compresión de la mampostería, según el artículo 6.1.1.;

B_M es el área bruta de la sección horizontal del muro, sin considerar revoques;

M_{UR} el momento resistente último del muro a flexo-compresión;
 M_{UR}^o el momento resistente último del muro a flexión simple;
 L la longitud del muro considerado.

b) Esquema de reticulado

Se considerará que se satisface la verificación a flexo-compresión, cuando se analice y compruebe el muro admitiendo que el mismo forma un sistema reticulado plano, compuesto por cordones verticales y horizontales constituidos por las columnas y vigas de encadenado, y diagonales ficticias de mampostería.

Para la resolución de sistemas reticulados hiperestáticos, se supondrá que las diagonales de mampostería tienen el espesor del muro y un ancho igual a la décima parte de la longitud de la diagonal. El módulo de elasticidad longitudinal E_m de la mampostería se determinará según lo indicado en el artículo 6.2.1.

c) Exención de verificación de muros a flexo-compresión

Para construcciones de mampostería con muros resistentes encadenados, cuya altura sea no mayor que 9 m ó 3 pisos en las zonas sísmicas 1 y 2, ó 7 m ó 2 pisos en las zonas sísmicas 3 y 4, y además se cumpla la condición:

$$\frac{H_t}{L} \leq 2,5$$

siendo:

H_t la altura total del muro, medida desde el borde superior de la fundación hasta el nivel extremo superior;

L la longitud del muro considerado.

Se admitirá que el muro satisface la verificación a flexo-compresión siempre que los encadenados satisfagan las prescripciones establecidas en el Capítulo 9.

10.2.2.3. Resistencia a flexo-compresión de muros sin encadenados verticales

Para muros que cumplan las condiciones establecidas en el artículo 9.3.2.3., la resistencia a flexo-compresión se determinará según los lineamientos de la Resistencia de Materiales, suponiendo una distribución lineal de tensiones y considerando nula la resistencia a tracción de la mampostería. Se admitirá que la falla ocurre cuando en el borde más comprimido existe una tensión de

compresión igual a la resistencia básica a la compresión de la mampostería, σ_{m0} , determinada según se indica en el artículo 6.1.1.

10.3. PRESCRIPCIONES SOBRE ARMADURAS PARA MUROS REFORZADOS CON ARMADURA DISTRIBUIDA

10.3.1. Prescripciones generales

Todo espacio que contenga una barra de armadura deberá tener dimensiones tales que la distancia libre mínima entre ella y las paredes del mampuesto sea, por lo menos, igual al diámetro de la barra. Dicho espacio deberá llenarse con mortero u hormigón en toda su longitud.

La distancia libre mínima entre una barra y la cara del muro no podrá ser menor que una vez y media el diámetro de la barra, ni que 1,5 cm.

Los huecos de los mampuestos en que se dispongan barras de armadura, tendrán una dimensión transversal mínima de 5 cm, y una sección transversal mínima de 30 cm².

Se deberán disponer, como mínimo, dos barras de 8 mm de diámetro en las zonas sísmicas 1 y 2, ó de 10 mm de diámetro en las zonas sísmicas 3 y 4, en agujeros verticales consecutivos ubicados en las siguientes posiciones:

- Bordes libres de muros.
- Intersección de muros.
- Cada 3 m de longitud de muro.

La armadura horizontal deberá ser continua en toda la longitud del muro y reglamentariamente anclada en sus extremos.

Los anclajes y empalmes se realizarán de acuerdo con las prescripciones establecidas para Hormigón Armado Sismorresistente Convencional en los artículos 5.6.1.3.5. y 5.6.1.3.6. de la PARTE II de este Reglamento.

10.3.2. Armaduras mínimas

a) Armadura horizontal

La cuantía de armadura horizontal μ_{hd} mínima será del 0,13%:

$$\mu_{hd} = \frac{A_{hd}}{100 t} \geq 0,0013$$

siendo:

A_{hd} la sección de armadura horizontal por metro de altura del muro (cm²/m);

t el espesor del muro sin revoques expresado en cm.

b) Armadura vertical

La cuantía de armadura vertical μ_{vd} mínima será del 0,07%:

$$\mu_{vd} = \frac{A_{vd}}{100 t} \geq 0,0007$$

siendo:

A_{vd} la sección de armadura vertical por metro de longitud del muro (cm^2/m);

t el espesor del muro sin revoques expresado en cm.

Las cuantías aludidas en los puntos a) y b) anteriores corresponden a los aceros tipo ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III). Para el acero tipo AL - 220 (I) las cuantías mínimas μ_{hd} y μ_{vd} deberán incrementarse en función de la relación entre las tensiones de fluencia correspondientes.

10.4. ANÁLISIS DE MUROS SOLICITADOS POR CARGAS VERTICALES

Para muros resistentes que soportan entrepisos o techos constituidos por losas macizas o nervuradas de hormigón armado, o de otros tipos con capa de compresión de hormigón colocado in situ, se admitirá que la junta de unión entre muro y losa posee suficiente capacidad de rotación como para que pueda considerarse nula la rigidez de los muros a los efectos de la distribución de momentos flexores en el nudo conformado por el muro considerado, la losa y, cuando sea el caso, el muro superior. En consecuencia, deberán tenerse en cuenta los siguientes efectos:

- a) Esfuerzos normales debidos a las cargas verticales.
- b) Momentos flexores debidos a la excentricidad con que se transmite la carga del entrepiso o techo que apoya sobre el muro considerado.
- c) Momentos flexores originados por la no coincidencia del eje del muro superior con el eje del muro considerado.
- d) Efectos de esbeltez.
- e) Excentricidad accidental de la carga, originada por imperfecciones constructivas del muro considerado.

10.4.1. Excentricidad de la carga vertical transmitida por el entrepiso o techo

Para determinar la excentricidad de la carga vertical transmitida por entrepisos o techos que apoyan sobre el muro considerado, se admitirá que las reacciones de apoyo tienen una distribución triangular de tensiones, con valor nulo en el extremo externo de la longitud de apoyo. Para losas continuas se supondrá que la longitud de apoyo de cada lado es igual al semiespesor del muro.

Para losas continuas, cuyas luces no difieran en más del 40%, se podrá considerar que la reacción total resulta centrada.

10.4.2. Excentricidad complementaria por efecto de esbeltez

Los efectos de esbeltez se tendrán en cuenta a través de la consideración de una excentricidad complementaria que se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$e_c = \frac{\lambda_g^2}{2400} t - \frac{t}{70}$$

siendo:

e_c la excentricidad complementaria;

t el espesor del muro sin revoques;

λ_g la esbeltez geométrica del muro, dada por la siguiente expresión:

$$\lambda_g = \frac{\beta \cdot H}{t}$$

donde:

H la distancia entre centros de apoyos horizontales del muro (entrepisos, techos, borde superior de la fundación);

t el espesor del muro sin revoques;

β el coeficiente mediante el cual se determina la longitud de pandeo del muro, y cuyos valores se adoptarán según sean:

- Muros apoyados en dos bordes horizontales : $\beta = 1$
- Muros apoyados en tres bordes : $\beta = 1$
- Muros apoyados en cuatro bordes :

$$\beta = 1,75 - \frac{H}{L_e} \quad \text{con } 0,65 \leq \beta \leq 1$$

L_e la distancia entre ejes de apoyos verticales.

Se consideran efectivos como apoyos verticales, los muros transversales resistentes cuya longitud sea igual o mayor que seis veces el espesor t del muro considerado sin revoques.

10.4.3. Excentricidad accidental en el borde superior de los muros

La excentricidad accidental en el borde superior del muro considerado, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$e_a = \frac{t}{50} + \frac{H}{500}$$

siendo:

- e_a la excentricidad accidental;
- t el espesor del muro sin revoques;
- H la distancia entre centros de apoyos horizontales del muro (entrepisos, techos, borde superior de la fundación).

10.4.4. Resistencia a cargas verticales de muros encadenados

Se verificará que la resistencia última del muro encadenado cumpla la siguiente condición:

$$N_{UR} \geq 2,6 N_U N_v$$

siendo:

N_{UR} la resistencia última a carga vertical del muro encadenado, determinada según el artículo 10.4.4.1.; *considerando la totalidad de*

N_v ~~N_U~~ el esfuerzo normal sobre el muro, (derivado de los estados de carga indicados en el artículo 3.2.) *Las sobrecargas de servicio, es decir $\gamma = 1$.*

10.4.4.1. Resistencia última a carga vertical de muros encadenados

La resistencia última de muros encadenados a carga vertical se determinará mediante la siguiente expresión:

$$N_{UR} = \psi \cdot \sigma'_{m0} \cdot B_M$$

siendo:

N_{UR} la carga vertical última resistida por el muro encadenado considerado;

ψ el factor de reducción por excentricidad y esbeltez, determinado según el artículo 10.4.4.2.;

σ'_{m0} la resistencia básica a la compresión de la mampostería, según el artículo 6.1.1.;

B_M el área bruta de la sección horizontal del muro, sin considerar revoques.

10.4.4.2. Factor ψ de reducción por excentricidad y esbeltez

El factor ψ de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará mediante

la siguiente expresión:

$$\psi = 1 - \frac{2 e^*}{t}$$

siendo:

ψ el factor de reducción por excentricidad y esbeltez;

t el espesor del muro sin revoques;

e^* la excentricidad de diseño, cuyo valor se tomará igual al mayor que resulte de las dos expresiones siguientes:

$$e^* = e_t + e_a$$

$$e^* = 0,6 (e_t + e_a) + e_c$$

donde:

e_t la excentricidad calculada en el borde superior del muro, según el artículo 10.4.4.3.;

e_a la excentricidad accidental en el borde superior del muro, determinada según el artículo 10.4.3.;

e_c la excentricidad complementaria por efecto de esbeltez, determinada según el artículo 10.4.2.

10.4.4.3. Excentricidad e_t en el borde superior del muro

La excentricidad e_t en el borde superior del muro se determinará considerando el momento flexor originado por la carga que transmite el entrepiso o techo que apoya sobre el muro (artículo 10.4.1.), y el momento flexor originado por la no coincidencia entre los ejes del muro considerado y del muro superior. Se considerará la carga vertical resultante en el extremo superior del muro considerado.

10.4.5. Resistencia última a cargas verticales de muros sin columnas de encadenado

En muros sin encadenados verticales (artículo 9.3.2.3.) se controlará que la resistencia última a cargas verticales cumpla la siguiente condición:

$$N_{UR} \geq 5 N_{dV} / N_v$$

siendo:

N_{UR} la resistencia última a cargas verticales de muros sin columnas de encadenado, la cual se determinará de acuerdo con lo establecido para muros encadenados en el artículo 10.4.4.

N_U el esfuerzo normal sobre el muro, (derivado de los estados de carga indicados en el artículo 3.2.)

10.4.6. Resistencia última a cargas verticales de muros reforzados con armadura distribuida

El efecto de la armadura distribuida en el interior del muro se tendrá en cuenta para la determinación de su resistencia última a cargas verticales, cuando la separación entre las barras de armadura sea igual o menor que seis veces el espesor del muro.

Para la determinación de la resistencia última a cargas verticales de muros reforzados con armadura distribuida, se podrán emplear los siguientes criterios:

- a) En la misma forma que para muros encadenados (artículo 10.4.4.), adoptando para σ'_{m0} el valor que se obtenga a partir de ensayos de especímenes en los que se reproduzcan la cantidad y disposición de las armaduras, el aparejo utilizado y eventual llenado de los huecos. Dichos ensayos se realizarán siguiendo la metodología indicada en el artículo 6.1.1.a).

Si no se efectúan los ensayos mencionados precedentemente, se podrá adoptar, para la resistencia básica a la compresión σ'_{m0} de la mampostería reforzada con armadura distribuida, el valor que corresponde a la mampostería encadenada incrementado en un 25%, pero no en más de 15 kg/cm^2 .

- b) Determinación de la resistencia a flexo-compresión considerando todos los efectos indicados en el artículo 10.4. y siguiendo los lineamientos indicados en el artículo 10.2.2.1. para resistencia a flexo-compresión en el plano del muro.

10.5. ACCIONES SISMICAS PERPENDICULARES AL PLANO DEL MURO

10.5.1. Determinación de las cargas perpendiculares al plano del muro

Las cargas perpendiculares al plano del muro, generadas por las fuerzas de inercia derivadas de su peso propio frente a la excitación sísmica, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$q_s = 3,5 C \cdot q$$

siendo:

- q_s la carga sísmica por unidad de superficie del muro, aplicada perpendicularmente a su plano;
- C el coeficiente sísmico de diseño determinado según el artículo 16.3.4.2. del Capítulo 16 de la PARTE I de este Reglamento;
- q el peso propio del muro por unidad de superficie.

10.5.2. Determinación de los momentos flexores originados por la acción sísmica perpendicular al plano del muro

Los momentos flexores originados por las fuerzas de inercia derivadas del peso propio del muro frente a la excitación sísmica, se determinarán según se indica a continuación:

- a) Muros apoyados en dos bordes horizontales

Se empleará la siguiente expresión:

$$M_{UV} = q_s \frac{H^2}{8}$$

siendo:

- M_{UV} el momento flexor último en la dirección vertical, por unidad de longitud del muro;
- q_s la carga sísmica por unidad de superficie del muro, determinada según el artículo 10.5.1.;
- H la distancia entre centros de apoyos horizontales del muro (entrepisos, techos, borde superior de la fundación, etc.).

- b) Muros apoyados en más de dos bordes

Para la determinación de los momentos flexores se aplicarán procedimientos fundamentados en el método de las líneas de rotura o en simplificaciones debidamente justificadas de dicho método. Deberán tenerse en cuenta las condiciones de ortotropía de la mampostería analizada.

10.5.3. Verificación de resistencia frente a solicitaciones perpendiculares al plano del muro incluyendo la acción sísmica

Para verificar la resistencia del muro frente a solicitaciones perpendiculares a su plano, que incluyan los efectos de la carga sísmica derivada de su peso propio, se aplicarán los procedimientos generales de resistencia a flexo-com-

presión (o a flexión simple si fuere el caso), considerando el comportamiento propio del muro según sus características, y coeficientes de minoración de resistencia no menores que 2,6.

Este criterio será igualmente aplicable a muros no resistentes, utilizándose en tal caso, coeficientes de minoración de resistencia no menores que 1,6.

Para muros resistentes solicitados por cargas verticales, se podrá aplicar alternativamente, el procedimiento simplificado que se indica en el artículo 10.5.3.1.

10.5.3.1. Procedimiento simplificado para verificación de resistencia a cargas perpendiculares a su plano, de muros con cargas verticales

Para muros con cargas verticales en que la excentricidad de diseño e^* determinada en su borde superior no exceda de $0,35 t$ (siendo t el espesor del muro sin revoques), se podrá verificar su seguridad frente a las cargas sísmicas perpendiculares a su plano, mediante el siguiente procedimiento simplificado:

Deberá cumplirse la siguiente condición:

$$q_s \leq 3 \frac{t^2}{H^2} \sigma_0 \cdot K$$

siendo:

- q_s la carga sísmica por unidad de superficie del muro, determinada según el artículo 10.5.1.;
- t el espesor del muro sin revoques;
- H la distancia entre centros de apoyos horizontales del muro (entrepisos, techos, borde superior de la fundación, etc.);
- σ_0 la tensión media de compresión originada por las cargas verticales que actúan sobre el muro;
- K el coeficiente que depende de las condiciones de apoyo del muro, cuyos valores se especifican a continuación:
 - Para muros apoyados en dos bordes horizontales: $K = 1$
 - Para muros apoyados en tres o cuatro bordes, se adoptarán los valores de K que se indican en la Tabla 15.

Tabla 15. Valores del coeficiente K según las condiciones de apoyo y la relación entre longitud y altura del muro

Número de apoyos verticales	Número total de apoyos	L/H (1)			
		$\leq 0,75$	1	2	3
1	3	1,6	1,5	1,1	1,0
2	4	3,5	3,0	1,5	1,2

(1) Para valores intermedios se podrá interpolar linealmente.

siendo:

- L la longitud del muro considerado;
- H la distancia entre centros de apoyos horizontales del muro (entrepisos, techos, borde superior de la fundación, etc.).

CAPITULO 11. PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA LA VERIFICACION DE CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA

11.1. FINALIDAD Y DESCRIPCION

Este procedimiento tiene la finalidad de simplificar la verificación sísmica de construcciones sencillas cuya estructura resistente esté conformada por muros de mampostería.

Su aplicación permite reemplazar los cálculos estáticos que requiere el método general establecido en este Reglamento, por la verificación, en cada piso, de la densidad de muros resistentes dispuestos según cada una de las dos direcciones ortogonales de análisis de la construcción. Dicha verificación deberá realizarse de acuerdo con lo establecido en el artículo 11.3.

Para poder utilizar este procedimiento deberán satisfacerse las condiciones de aplicabilidad que se indican en el artículo 11.2.

Si se cumplen dichas condiciones de aplicabilidad, los efectos de los momentos de vuelco y momentos torsores resultan de escasa importancia. En consecuencia, el esfuerzo de corte queda como sollicitación determinante de la resistencia que debe poseer la construcción ante la acción sísmica. El procedimiento, entonces, permite controlar implícitamente las tensiones de corte a través de la verificación de la densidad de muros resistentes.

11.2. CONDICIONES DE APLICABILIDAD

El procedimiento simplificado podrá utilizarse siempre que la construcción satisfaga simultáneamente las siguientes condiciones:

11.2.1. Agrupamiento según destino y funciones

La construcción deberá encuadrarse en los Grupos B (edificios privados de habitación, viviendas, etc.) ó C (casillas, establos, graneros pequeños, etc.) establecidos en el Capítulo 5 de la PARTE I, de este Reglamento.

11.2.2. Estructuración

La estructura deberá poseer muros resistentes dispuestos según dos direcciones horizontales ortogonales.

Los muros resistentes deberán satisfacer las prescripciones establecidas en el Capítulo 7 de esta PARTE III del Reglamento.

La configuración estructural será tal que, por lo menos, el 80% de las cargas gravitatorias sea soportado por muros resistentes.

11.2.3. Altura de la construcción

La altura de la construcción, medida a partir del nivel basal, deberá ser no mayor que 7 m.

El número de pisos será no mayor que 2.

La altura de cada piso será no mayor que 3,50 m

11.2.4. Esbeltez de la construcción

La relación entre la altura de la construcción y la longitud del lado menor del rectángulo que circunscribe a la planta deberá ser no mayor que 1,8 en las zonas sísmicas 1 y 2, y no mayor que 1,2 en las zonas sísmicas 3 y 4.

11.2.5. Dimensiones en planta

La relación entre la dimensión mayor y la menor del rectángulo que circunscribe a la planta deberá ser no mayor que 2.

Si a los fines de efectuar el análisis sísmico, la planta de la construcción puede suponerse dividida en sectores independientes, cada uno de dichos sectores deberá cumplir la condición expresada en el párrafo anterior y la totalidad de las restantes condiciones de aplicabilidad de este procedimiento.

11.2.6. Rigidez en su plano de entrepisos y techos

En cada nivel de la construcción todos los muros resistentes deberán estar vinculados entre sí mediante entrepisos o techos conformados por losas que puedan considerarse indeformables en su plano, a fin de asegurar una distribución adecuada de las acciones sísmicas horizontales entre los muros resistentes dispuestos según la dirección de análisis considerada. Esta condición deberá verificarse de acuerdo con lo establecido en el artículo 4.1.1.

En cada nivel de la construcción, las losas de entrepisos o techos deberán disponerse según planos horizontales sin solución de continuidad.

Se admitirán techos inclinados siempre que exista continuidad entre ellos y que su pendiente sea no mayor que el 20%.

11.2.7. Continuidad de muros resistentes

Los muros resistentes del piso superior deberán coincidir con los muros resistentes del piso inferior.

11.2.8. Disposición en planta de los muros resistentes

11.2.8.1. Según alguna de las dos direcciones ortogonales principales de la construcción deberán existir, como mínimo, dos planos de muros resistentes perimetrales y paralelos. Cada uno de estos planos de muros deberá estar vinculado a las losas de cada nivel en por lo menos el 40% de la longitud de la planta según la dirección considerada en las zonas sísmicas 1 y 2, y en por lo menos el 50% en las zonas sísmicas 3 y 4.

Cada plano de muros resistentes podrá estar integrado por varios paños, pero la longitud de cada uno de éstos deberá ser no menor que el 75% de la altura del piso correspondiente.

11.2.8.2. Según la otra dirección principal de la construcción deberá cumplirse alguna de las dos condiciones siguientes:

- a) Deberá existir, por lo menos, un plano de muros resistentes vinculado a las losas de cada nivel en por lo menos el 60% de la longitud de la planta según la dirección considerada en las zonas sísmicas 1 y 2, y en por lo menos el 80% en las zonas sísmicas 3 y 4. La distancia entre dicho plano de muros y el centro geométrico de la planta será no mayor que el 25% de la dimensión de la planta medida perpendicularmente a la dirección de análisis considerada.
- b) Deberán existir, por lo menos, dos planos de muros resistentes, los cuales en conjunto, estarán vinculados a las losas de cada nivel en por lo menos el 60% de la longitud de la planta según la dirección considerada en las zonas sísmicas 1 y 2, y en por lo menos el 80% en las zonas sísmicas 3 y 4. Sin embargo, la longitud de vinculación de cada uno de dichos planos resistentes con las losas de cada nivel, deberá ser no menor que el 20% de la longitud de la planta según la dirección considerada. La distancia entre el baricentro de las secciones horizontales de dichos muros y el centro geométrico de la planta, deberá ser no mayor que el 25% de la dimensión de la planta medida perpendicularmente a la dirección de análisis considerada.

Cada uno de los planos de muros resistentes indicados en los puntos a) y b) anteriores podrá estar integrado por varios paños de muros, pero la longitud de cada uno de éstos deberá ser no menor que el 75% de la altura del piso correspondiente.

11.2.9. Mampuestos y morteros

Los mampuestos (ladrillos cerámicos macizos y bloques huecos portantes cerámicos o de hormigón) deberán cumplir, por lo menos, las condiciones especificadas en el Capítulo 5 de esta PARTE III para las calidades de menor resistencia.

En los muros de mampostería ejecutada con bloques huecos portantes cerámicos o de hormigón deberán utilizarse morteros que, por lo menos, satisfagan los requisitos establecidos en el Capítulo 5 de esta PARTE III para el tipo I (morteros de resistencia intermedia). Para los muros de mampostería ejecutada con ladrillos cerámicos macizos deberán utilizarse morteros que, por lo menos, satisfagan los requisitos correspondientes al tipo N (morteros de resistencia normal).

11.2.10. Encadenados

Si se utilizan muros resistentes de mampostería encadenada, las columnas y vigas de encadenado deberán cumplir las prescripciones establecidas en los artículos 9.2.; 9.4.; 9.6.; 9.7.1.a), b), c) y d); 9.7.2.; 9.11.; 9.15.; 9.16. y 9.17 del Capítulo 9 de esta PARTE III del Reglamento.

En los encadenados se dipondrán las armaduras longitudinales y transversales que se indican en la Tabla 16.

Tabla 16. Armaduras de vigas y columnas de encadenado de hormigón armado

Zonas sísmicas	Aceros tipo ADN - 420 ADM - 420 (III)		Acero tipo AL - 220 (I)	
	Armadura longitudinal	Estribos	Armadura longitudinal	Estribos
1 y 2	4 barras $d_s = 6 \text{ mm}$	$d_s = 4,2 \text{ mm}$ c/20 cm	4 barras $d_s = 8 \text{ mm}$	$d_s = 6 \text{ mm}$ c/20 cm
3 y 4	4 barras $d_s = 8 \text{ mm}$	$d_s = 4,2 \text{ mm}$ c/20 cm	4 barras $d_s = 10 \text{ mm}$	$d_s = 6 \text{ mm}$ c/20 cm

Para los estribos de los encadenados podrá, además, emplearse el acero tipo AM - 500 (IV), con los diámetros y separaciones indicados en la Tabla 16 para los aceros tipo ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III).

Los estribos de los encadenados deberán ser cerrados o helicoidales. Los estribos cerrados terminarán en ganchos de por lo menos 135° con su rama terminal de longitud no menor que diez veces el diámetro de la barra del estribo. La posición de los ganchos se alternará a lo largo del encadenado.

En los quintos extremos de la longitud de las columnas de encadenado, medida entre los ejes de las vigas de encadenado superior e inferior del panel, deberán densificarse los estribos conservando los diámetros indicados en la Tabla 16, pero reduciendo su separación a no más de 10 cm.

11.2.11. Muros resistentes de mampostería reforzada con armadura distribuida

a) Prescripciones generales

Si se utilizan muros resistentes de mampostería reforzada con armadura distribuida, deberán cumplirse las prescripciones generales establecidas en el artículo 10.3.1.

b) Armaduras

En los muros resistentes de mampostería reforzada con armadura distribuida se dispondrán las secciones de acero que se indican a continuación:

- Para aceros tipo ADN - 420 (III) y ADM - 420 (III)

La sección de armadura horizontal distribuida, expresada en cm^2 por metro de altura de muro, será:

$$A_{hd} = 0,14 t$$

La sección de armadura vertical distribuida, expresada en cm^2 por metro de longitud de muro, será:

$$A_{vd} = 0,07 t$$

- Para acero tipo AL - 220 (I)

La sección de armadura horizontal distribuida, expresada en cm^2 por metro de altura de muro, será:

$$A_{hd} = 0,26 t$$

La sección de armadura vertical distribuida, expresada en cm^2 por metro de longitud de muro, será:

$$A_{vd} = 0,13 t$$

siendo t, en las cuatro expresiones precedentes, el espesor del muro considerado sin revoques, expresado en cm.

11.3. VERIFICACION DE LA DENSIDAD DE MUROS

Deberá verificarse que el área de la sección horizontal 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:

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

siendo:

- 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 17;
- Ω la superficie cubierta total disponible por encima del nivel considerado. Si la construcción es de un piso, el valor de Ω será igual a la superficie cubierta de la planta correspondiente. Si la construcción es de dos pisos, para verificar el piso inferior, el valor de Ω será igual a la suma de las superficies cubiertas de las plantas correspondientes de los pisos inferior y superior.

Tabla 17. 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

CAPITULO 12. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

12.1. MATERIALES COMPONENTES DE LA MAMPOSTERIA

12.1.1. Mampuestos

Los mampuestos a utilizar en los muros de mampostería deberán estar limpios, íntegros y sin rajaduras.

Los mampuestos cerámicos deberán asentarse en estado de saturación y sin agua libre superficial.

Los mampuestos de hormigón deberán asentarse en estado seco. Su edad mínima será de 28 días.

12.1.2. Morteros

La cantidad de agua utilizada para elaborar los distintos tipos de morteros deberá ser tal que permita obtener adecuadas condiciones de consistencia y trabajabilidad.

El tiempo de mezclado será, como mínimo, de 3 minutos. El mortero deberá utilizarse antes de transcurridas dos horas y media contadas a partir del momento de su elaboración.

Si se comprueba que ha comenzado el proceso de endurecimiento, el mortero podrá remezclarse agregándole agua hasta que adquiriera su consistencia inicial.

El agua utilizada para la elaboración de los morteros deberá estar limpia y exenta de impurezas disueltas o en suspensión.

Se utilizará, como agregado inerte, arena natural exenta de materias orgánicas.

12.1.3. Especificación de los materiales

En los planos estructurales se deberá especificar tanto el tipo de mampuesto como el tipo y resistencia de la mampostería a utilizar.

12.2. EJECUCION DE LOS MUROS DE MAMPOSTERIA

12.2.1. Juntas

Tanto las juntas horizontales como verticales dispuestas entre los mampuestos, deberán quedar completamente llenas de mortero.

El espesor de las juntas deberá ser el mínimo necesario para obtener uniformidad en la capa de mortero y una correcta disposición de los mampuestos. Las juntas tendrán un espesor máximo de 2 cm.

12.2.2. Disposición de los mampuestos

Los mampuestos se dispondrán formando juntas horizontales continuas y juntas verticales discontinuas, de modo que la longitud de traba sea no menor que 1/4 de la longitud del mampuesto utilizado.

En muros resistentes ejecutados con ladrillos cerámicos macizos no se admitirá, en ningún caso, la disposición de dichos mampuestos en posición de pandereete o de canto.

12.2.3. Colocación del hormigón

Para lograr una trabazón adecuada entre los muros de mampostería y las columnas de hormigón armado, se ejecutará primero la mampostería, interrumpiéndola en forma dentada, y luego se colocará el hormigón de dichas columnas.

Si se utiliza mampostería reforzada con armadura distribuida, la colocación del hormigón se efectuará según tramos no mayores de 80 cm de altura simultáneamente con la ejecución del muro. Además, el hormigón deberá vibrarse mecánica o manualmente a fin de asegurar el llenado completo de los espacios.

12.2.4. Disposición de las armaduras

Las armaduras integrantes de la mampostería reforzada con armadura distribuida deberán mantenerse en posición correcta durante la colocación del hormigón.

Para dicho tipo de mampostería, las longitudes de empalme, recubrimientos y separaciones de las barras verticales de la armadura, deberán satisfacer los mismos requisitos que se establecen para las estructuras de hormigón armado.

12.2.5. Estabilidad de los muros durante su construcción

Deberán adoptarse las precauciones necesarias para asegurar la estabilidad de los muros durante el proceso constructivo, especialmente ante las acciones perpendiculares a su plano ejercidas por el viento, los sismos, etc.

12.2.6. Curado de los morteros

Deberá efectuarse un eficiente curado de los morteros. La duración del proceso de curado dependerá de las condiciones climáticas, pero en general, deberá ser tal que el mortero alcance el 70% de su resistencia final.

Para condiciones climáticas normales, el tiempo mínimo de curado será de 7 días.

12.2.7. Verticalidad de los muros

Los muros no deberán presentar desviaciones con respecto a la vertical que sean mayores que el 0,2% de su altura, ni que 1,5 cm.

12.2.8. Canalizaciones

No se admitirá la ejecución de canalizaciones destinadas a contener las instalaciones complementarias en los muros resistentes que se construyan utilizando bloques huecos cerámicos o de hormigón.

Impreso en Noviembre de 1983
en el Departamento de Ediciones del INTI, Avda. General Paz entre Albare-
llos y Avda. de los Constituyentes, Miguelite, provincia de Buenos Aires.
Edición de 1 000 ejemplares. -