

Reglamento INPRES-CIRSOC 103
Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda
Secretaría de Planificación Territorial y
Coordinación de Obra Pública



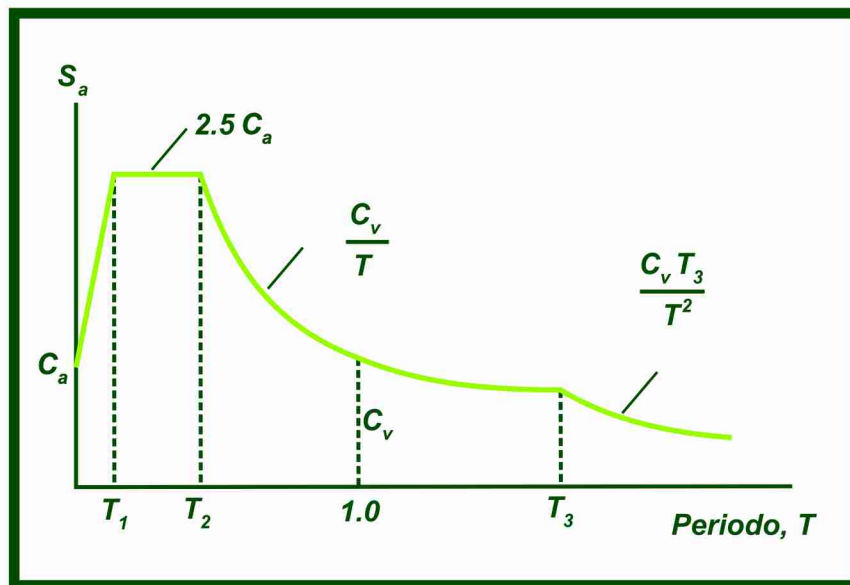
INTI

Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



CIRSOC

Centro de Investigación de los
Reglamentos Nacionales de
Seguridad para las Obras Cívicas



***REGLAMENTO ARGENTINO
PARA CONSTRUCCIONES
SISMORRESISTENTES***

**Comentarios a la
Parte I**

***CONSTRUCCIONES EN
GENERAL***

Julio 2018

***COMENTARIOS AL
REGLAMENTO ARGENTINO
PARA CONSTRUCCIONES
SISMORRESISTENTES***

***PARTE I
CONSTRUCCIONES
EN GENERAL***

EDICIÓN JULIO 2018

INPRES

Rogert Balet N° 47 Norte
(5400) San Juan
Tel.: (54 264) 4239016 – 4239010 – PBX
FAX: (54 264) 4234463
e-mail: giuliano@inpres.gov.ar

Internet: www.inpres.gov.ar

DIRECTOR NACIONAL:
ING. ALEJANDRO P. GIULIANO

SUBDIRECTOR NACIONAL:
ING. MARIO BUFALIZA

INTI CIRSOC

Av. Cabildo 65 – Subsuelo Ala Savio
(C1426AAA) Buenos Aires
Telefax: (54 11) 4779-5271 / 4779-5273
e-mail: cirsoc@inti.gov.ar
cirsoc@fm.gob.ar

Internet: www.inti.gov.ar/cirsoc

DIRECTOR TÉCNICO:
ING. MARTA S. PARMIGIANI

© 2018

Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso – Buenos Aires. Tel. 4515-5000/5001

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.



ORGANISMOS PROMOTORES

Secretaría de Planificación Territorial y Coordinación de Obra Pública de la Nación
Secretaría de Vivienda de la Nación
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Dirección Nacional de Vialidad
Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires
Consejo Vial Federal
Cámara Argentina de la Construcción
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland
Instituto Argentino de Normalización y Certificación
Techint
Acindar

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Asociación Argentina de Hormigón Estructural
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón
Asociación de Ingenieros Estructurales
Cámara Industrial de Cerámica Roja
Centro Argentino de Ingenieros
Instituto Argentino de Siderurgia
Transportadora Gas del Sur
Quasdam Ingeniería
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil

Esta Parte I, “Construcciones en General”, del Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes INPRES-CIRSOC 103, surge de un esfuerzo conjunto entre las siguientes instituciones y sus respectivos representantes:

Instituto Nacional de Prevención Sísmica

Ing. Alejandro Giuliano

Universidad Nacional de Cuyo – Facultad de Ingeniería

Dr. Ing. Francisco Javier Crisafulli

Ing. José Giunta

Ms. Sc. Ing. Carlos Ricardo Llopiz

Ing. Agustín Benito Reboredo

Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional Mendoza

Ing. Eduardo Balasch

Ing. Carlos Daniel Frau

Ing. Daniel García Gei

Dr. Ing. Noemí Graciela Maldonado

Ing. Luis Matons

Ing. Eduardo Daniel Quiroga

Consejo Profesional de Ingenieros y Geólogos de Mendoza

Ing. Raúl Héctor Delle Donne

Ing. Roberto R. Nesossi

Centro de Ingenieros de Mendoza

Ing. Juan Camps

Ing. Norberto González

Ing. Elías Japaz

Ing. Raúl Giménez Mathus

La comisión redactora estuvo compuesta por los siguientes profesionales:

Ing. Eduardo Balasch

Ing. Juan Camps

Dr. Ing. Francisco Javier Crisafulli

Ing. Carlos Daniel Frau

Ing. Daniel García Gei

Ing. Alejandro Giuliano

Ing. José Giunta

Ms. Sc. Ing. Carlos Ricardo Llopiz

Dr. Ing. Noemí Graciela Maldonado

Ing. Eduardo Daniel Quiroga

Ing. Agustín Benito Reboredo

Agradecimiento especial:

Se agradece la valiosa colaboración del Ing. Daniel Alejandro Yañez perteneciente a INTI/CIRSOC por la revisión y edición del presente documento.

PRÓLOGO

Esta Parte I “Construcciones en General” complementa a la Parte II “Construcciones de Hormigón Armado”, a la Parte III “Construcciones de Mampostería” y a la Parte IV “Construcciones de Acero” del Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, INPRES-CIRSOC 103.

Si bien la zonificación sísmica del país se mantiene, se incluyen nuevos espectros de diseño que contemplan seis perfiles de sitio. Los espectros de diseño de pseudoaceleraciones incluyen no solo la zona controlada por la aceleración y por la velocidad, sino también la zona controlada por el desplazamiento. De esta manera es posible obtener espectros de desplazamientos congruentes para la utilización alternativa de un diseño por desplazamientos.

Se incluyen los métodos de análisis estructural tradicional. El tratamiento de los efectos torsionales pretende reflejar más cabalmente el comportamiento de la construcción en el campo inelástico. Las irregularidades en planta y en elevación se tratan con más detalle que en el Reglamento anterior, con el propósito de enfatizar la importancia de la configuración del edificio en la performance sísmica.

Finalmente, se trata el problema de las construcciones existentes.

Tenemos la convicción de que las mejoras introducidas en esta nueva Parte I del Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, INPRES-CIRSOC 103, propenden a la seguridad de las construcciones, y se presentan de una forma clara, por lo cual se espera que sean bien recibidas por los profesionales encargados del diseño sísmico.

Inga. Marta S. PARMIGIANI

*Directora Técnica
INTI-CIRSOC*

Ing. Alejandro P. GIULIANO

*Director Nacional
INPRES*

ÍNDICE

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 1

OBJETIVOS, ALCANCES Y ASPECTOS ADMINISTRATIVOS

C 1.1. OBJETIVOS	1
C 1.2. ALCANCES	2
C 1.3. ASPECTOS ADMINISTRATIVOS	2
C 1.3.1. Consejo del Reglamento nacional y local	2
C 1.3.3. Responsables de la aplicación del Reglamento	2
C 1.3.3.1. Responsabilidad de los profesionales	2
C 1.3.3.2. Responsabilidad del propietario o usuario de la obra	3
C 1.3.3.3. Control de la aplicación del Reglamento	3
C 1.4. INSTRUMENTAL Y MEDICIONES	3

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 2

ACCIÓN SÍSMICA: ZONIFICACIÓN Y MÉTODOS DE EVALUACIÓN

C 2.2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA	5
C 2.3. CLASIFICACIÓN DEL SITIO DE EMPLAZAMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN	5
C 2.3.1. Influencia del suelo, C 2.3.3. Clasificación de sitios con suelos estratificados	5
C 2.4. CLASIFICACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES SEGÚN SU DESTINO Y FUNCIONES	6
C 2.5. APLICACIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS SISMORRESISTENTES	7
C 2.6. REGULARIDAD ESTRUCTURAL	7
C 2.6.1. Regularidad en planta	8
C 2.6.2. Regularidad en altura	10
C 2.7. MÉTODOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA	12
C 2.7.1. Verificación simplificada	12
C 2.7.2. Método estático, C 2.7.3. Métodos dinámico	12

COMENTARIOS AL ANEXO B – Art. 2.3.2. EVALUACIÓN DEL RIESGO DE LICUACIÓN DE SUELOS

C B.3. SUELOS FUERA DE LAS CONDICIONES ESTABLECIDAS EN B.1 Y B.2	14
--	----

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 3

ESPECTROS, ACCIONES Y COMBINACIONES DE DISEÑO

C 3.1. INTRODUCCIÓN	15
C 3.4. NIVEL DE REFERENCIA	15

C 3.4.2. Nivel de referencia en construcciones con subsuelos	15
C 3.5. ESPECTROS DE DISEÑO	15
C 3.5.1. Espectros de diseño para acciones horizontales para Estado Límite Último (ELU)	16
C 3.5.1.2. Influencia del amortiguamiento	16
C 3.5.2. Acciones sísmicas verticales para Estado Límite Último (ELU)	16
C 3.6. ACCIONES GRAVITATORIAS A CONSIDERAR PARA EVALUAR LA ACCIÓN SÍSMICA HORIZONTAL	17
C 3.6.1. Edificios comunes	17
C 3.7. COMBINACIÓN DE ACCIONES	17
C 3.7.1. Estados Límites Últimos	17

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 4

VERIFICACIÓN SIMPLIFICADA DE LA SEGURIDAD SÍSMICA

C 4.1. LÍMITES DE APLICACIÓN	19
C 4.1.1. Condiciones geométricas	19
C 4.1.2. Tipo de construcción y estructuras	19
C 4.2. VERIFICACIÓN SIMPLIFICADA	19
C 4.2.1. Coeficiente sísmico de diseño	19

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 5

FACTORES DE COMPORTAMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN

INFLUENCIA DEL COMPORTAMIENTO ÚLTIMO DE LA CONSTRUCCIÓN	21
C 5.1. FACTOR DE REDUCCIÓN	26
C 5.1.1. Factor de reducción R para estructuras compuestas por elementos distintos	26
C 5.1.2. Construcciones cuyo destino requiere comportamiento elástico	26
C 5.2. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE DEFORMACIONES	27
C 5.3. FACTOR DE SOBRESRESISTENCIA	27

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 6

MÉTODO ESTÁTICO

C 6.1. ACCIONES SÍSMICAS	29
C 6.2. ACCIONES HORIZONTALES	30
C 6.2.1. Esfuerzo de corte en la base	30
C 6.2.2. Coeficiente sísmico de diseño	30

C 6.2.3. Período fundamental de vibración de la estructura	30
C 6.2.4. Distribución de acciones sísmicas	31
C 6.2.4.1. Distribución en altura	32
C 6.2.4.2. Torsión accidental	32
C 6.4. DEFORMACIONES	33
C 6.6. INFLUENCIA DE ROTACIONES DE MASAS ALREDEDOR DE EJES HORIZONTALES	34
C 6.6.1. Casos de consideración obligatoria	34
C 6.6.2. Evaluación estática de la influencia rotacional	34

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 7

MÉTODOS DINÁMICOS

C 7.1. GENERALIDADES	35
C 7.1.1. Aplicación de la excitación sísmica	35
C 7.1.2. Modelo vibratorio de análisis	35
C 7.2. PROCEDIMIENTO MODAL ESPECTRAL	35
C 7.2.1. Determinación de los modos naturales de vibración	36
C 7.2.2. Determinación de la respuesta	36
C 7.2.3. Modos a considerar	36
C 7.2.4. Superposición modal	37
C 7.2.5. Solicitaciones mínimas	37
C 7.2.6. Torsión Accidental	37
C 7.3. PROCEDIMIENTO DE RESPUESTA LINEAL EN EL TIEMPO	37
C 7.3.1. Acelerogramas a utilizar	38
C 7.3.2. Solicitaciones	38
C 7.3.3. Torsión Accidental	38

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 8

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

C 8.1. MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	39
C 8.1.1. Análisis elástico lineal	39
C 8.1.2. Otros métodos	39
C 8.2. MODELACIÓN ESTRUCTURAL	40
C 8.2.1. Deformabilidad de los diafragmas	40
C 8.2.1.2. Diafragma totalmente flexible	42

C 8.2.2. Deformabilidad del suelo	42
C 8.3. PARTICULARIDADES ESTRUCTURALES	42
C 8.3.1. Influencia de las irregularidades estructurales	42
C 8.3.1.1. Irregularidades extremas en planta o en altura	43
C 8.3.1.2. Discontinuidad de componentes en elementos sismorresistentes verticales	43
C 8.3.1.3. Discontinuidad fuera del plano de elementos sismorresistentes	43
C 8.3.1.4. Piso débil	44
C 8.3.2. Sistemas o componentes estructurales no considerados parte de la estructura sismorresistente	44
C 8.3.3. Componentes o sistemas considerados no estructurales	44
C 8.3.4. Influencia de rellenos en pórticos	44
C 8.3.5. Entrepisos sin vigas	46
C 8.4. DEFORMACIONES	46
C 8.4.1. Control de la regularidad estructural	46
C 8.4.2. Control de la distorsión horizontal de piso en las construcciones edilicias	46
C 8.4.3. Comprobación de las condiciones de regularidad en altura	47
C 8.4.4. Efecto P- Delta (Efecto de 2° orden)	47
C 8.4.5. Efectos de martilleo, separaciones y juntas sísmicas	47
C 8.4.5.1. Separación entre construcciones nuevas y existentes	47
C 8.4.5.2. Separación de una construcción en bloques	48
C 8.4.5.3. Dimensionamiento de separaciones y juntas sísmicas	48

COMENTARIOS AL CAPITULO 9

PARTICULARIDADES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

C 9.1. DIAFRAGMAS	49
C 9.1.2. Verificación de conexiones y colectores	49
C 9.2. FUNDACIONES	49
C 9.2.3. Fundaciones superficiales en suelos potencialmente licuables	49
C 9.2.4. Arriostramiento de fundaciones	49
C 9.2.4.1. Dimensionamiento de los arriostramientos	49
C 9.3. SEPARACIONES Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN	50

ANEXO A LOS COMENTARIOS DEL CAPÍTULO 9

FUNDACIONES

A 9.0. SIMBOLOGÍA	52
A 9.1. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE FUNDACIONES	52

A 9.2. MÍNIMOS CONSTRUCTIVOS PARA PILOTES O CILINDROS DE HORMIGÓN ARMADO	54
A 9.3. TIPOS DE ARRIOSTRAMIENTOS	54

COMENTARIOS AL CAPITULO 10

PARTES DE LA CONSTRUCCIÓN Y COMPONENTES NO ESTRUCTURALES

C 10.1. ALCANCE	57
C 10.2. EVALUACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA SOBRE PARTES DE LA CONSTRUCCIÓN	57
C 10.2.1. Factor de importancia	58
C 10.2.2. Factor de amplificación dinámica	58
C 10.2.3. Factor de modificación de respuesta	58
C 10.2.4. Factor de magnificación en altura	58
C 10.3. SOPORTES, VÍNCULOS Y FIJACIONES	58
C 10.4. DEFORMACIONES	58

COMENTARIOS AL CAPITULO 11

CONSTRUCCIONES EXISTENTES

C 11.1. ALCANCES	61
C 11.3. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES	61
C 11.4. CLASIFICACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES	62
C 11.4.1. Importancia de la obra actual	62
C 11.4.2. Calidad sismorresistente de la obra primitiva	62
C 11.4.3. Capacidad sismorresistente de la obra primitiva	63
C 11.5. EXCEPCIONES PERMITIDAS	63
C 11.5.2. Exigencias constructivas	63
C 11.5.2.3. Construcciones metálicas	64
C 11.6. EXIGENCIAS Y COMPROBACIONES	64
C 11.7. PARTES DE LA CONSTRUCCIÓN	66

REFERENCIAS	69
--------------------	-----------

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla C 2.1.	Aplicabilidad de los métodos de análisis estructural	13
Tabla C 9.1.	Dimensiones y armadura mínima de arriostramientos	55
Tabla C 11.1.	Parámetros para la evaluación de la calidad sismorresistente	62
Tabla C 11.2.	Requerimientos para intervenciones sobre construcciones: Calidad C1	64
Tabla C 11.3.	Requerimientos para intervenciones sobre construcciones: Calidad C2	65
Tabla C 11.4.	Requerimientos para intervenciones sobre construcciones: Calidad C3	66
Tabla C 11.5.	Requerimientos para intervenciones sobre construcciones: Calidad C4	67

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura C 2.1.	Regularidad en planta	9
Figura C 2.2.	Regularidad en altura	11
Figura C 5.1.	Curvas fuerza – deformación de dos estructuras simples	22
Figura C 5.2.	Curvas fuerza – deformación de dos estructuras típicas	23

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 1

OBJETIVOS, ALCANCES Y ASPECTOS ADMINISTRATIVOS

C 1.1. OBJETIVOS

La intensidad de la acción sísmica excede la capacidad humana para predecirla. Por otra parte las consideraciones económicas obligan a aceptar daños en las construcciones para el caso de ocurrencia de terremotos destructivos. Finalmente la pretensión de soportar acciones de sismos destructivos sin daños lleva a aceleraciones extremadamente grandes en las construcciones que difícilmente pueden ser soportadas por sus ocupantes o por su contenido. Por consiguiente está claramente admitido en el Reglamento la posibilidad de daños para el sismo de diseño, que queda definido por los espectros establecidos en el Capítulo 3.

De esta manera, se pueden esperar daños estructurales y no estructurales para el sismo de diseño, porque el reglamento admite comportamiento inelástico de las estructuras y acepta deformaciones que pueden ocasionar también daños en componentes no estructurales. Para sismos más intensos que el de diseño se pretende que la probabilidad de colapso de las construcciones sea baja aunque puedan quedar gravemente dañadas.

Por otra parte, se considera necesario que ciertas construcciones soporten sismos intensos con menos daños que otras; son aquéllas que por su ocupación, función o porque son instalaciones esenciales para la comunidad. Es por eso que las construcciones se clasifican por su destino y se les asigna un sismo de diseño de intensidad variable según el destino.

Se debe enfatizar que aún para sismos relativamente frecuentes en muchas construcciones es imposible evitar los daños o garantizar la ausencia de los mismos. Sin embargo el cumplimiento de este Reglamento pretende dar un alto grado de protección a la vida, aunque con daños estructurales o no estructurales. El objetivo del reglamento es establecer los requisitos mínimos para proporcionar razonable y prudente seguridad de vida.

Si se desea reducir los daños, el diseño no sólo debe proporcionar resistencia sino también suficiente rigidez para limitar las deformaciones. El daño de los componentes no estructurales puede reducirse si se limitan adecuadamente las deformaciones y se cuidan atentamente los detalles. Los componentes no estructurales pueden ser separados de la estructura para que no sean afectados por las deformaciones de esta última, se debe proveer suficiente juego para vidrios, revestimientos, particiones y paneles de pared; también deben disponerse dispositivos de fijación que eviten la caída o desprendimientos. Si los componentes están unidos rígidamente a la estructura se deben proteger de las deformaciones que pueden dañarlos, de otro modo los daños son de mayor magnitud. Se

debe reconocer que en un terremoto severo las deformaciones pueden ser mayores que los límites de distorsión horizontal de piso especificados en el Reglamento.

El sistema resistente debe proporcionar un trayecto continuo de las acciones para el equilibrio, sin embargo la experiencia muestra que este principio es ignorado frecuentemente y que por eso aparecen daños significativos y aún colapsos. Las bases para este requerimiento de diseño son dos:

- 1) Asegurar que el diseñador ha identificado claramente el sistema sismorresistente y el nivel apropiado de análisis.
- 2) Asegurar que las hipótesis básicas y el sistema sismorresistente están claramente expresados en los documentos de proyecto para su consideración en futuras modificaciones de la estructura (ver 1.3.4.2.b).

C 1.2. ALCANCES

Las obras que por su importancia excepcional, su destino o sus particularidades constructivas requieren estudios especiales están excluidas del Reglamento en sus detalles. Sin embargo las disposiciones de este Reglamento deben considerarse lineamientos orientadores para definir los criterios de proyecto, análisis, dimensionado, detallado y construcción.

Los proyectos y métodos de revisión y control de estas construcciones debieran ser sometidas a una revisión por parte de un comité especial independiente a designar por la Autoridad de Aplicación. Eventualmente se debería requerir opinión del Consejo Nacional del Reglamento **INPRES-CIRSOC 103**.

C 1.3. ASPECTOS ADMINISTRATIVOS

C 1.3.1. Consejo del Reglamento nacional y local

El propósito de este Consejo es aclarar las dudas de interpretación que puedan surgir de la aplicación de este Reglamento. Cada jurisdicción debe establecer un sistema para canalizar las consultas o requerimientos a la Comisión. Se considera inevitable que durante la aplicación de este Reglamento aparezcan dudas y divergencias de interpretación entre los distintos responsables y es necesario un organismo estable que las aclare.

C 1.3.3. Responsables de la aplicación del Reglamento

C 1.3.3.1. Responsabilidad de los profesionales

Los sismos recientes muestran que los daños de componentes no estructurales, equipos e instalaciones son cada vez más significativos en términos de riesgo. Además, cada vez representan un porcentaje mayor del costo de la obra.

Los profesionales a cargo de la estructura no tienen responsabilidad sobre este tipo de componentes, a la vez que en la mayoría de los casos esos componentes se instalan cuando la estructura ha sido concluida. Por eso resulta necesario definir de quién es la responsabilidad sobre la seguridad sísmica de esos componentes a la vez que se debe prevenir a los restantes miembros de la comunidad profesional.

C 1.3.3.2. Responsabilidad del propietario o usuario de la obra

Los profesionales terminan su vinculación efectiva con la obra a la conclusión de la misma, con la recepción definitiva. Quien queda a cargo es, por consiguiente, el propietario o usuario. Sin embargo la obra sufre deterioros y modificaciones en el transcurso de la vida útil. Este párrafo del reglamento advierte sobre la necesidad de mantener la aptitud sismorresistente pretendida y define la responsabilidad pertinente.

C 1.3.3.3. Control de la aplicación del Reglamento

Se llama la atención sobre la necesidad de controlar las obras desde el punto de vista de la aplicación del Reglamento. Es necesario establecer un sistema eficiente para controlar la aplicación del Reglamento en todas las instancias de la obra. Ese sistema se designa genéricamente “Autoridad de Aplicación”.

El Reglamento sólo será efectivo si se controla su aplicación, como ya lo ha demostrado la experiencia de muchos terremotos en todo el mundo. Los límites de responsabilidad establecidos por el marco legal vigente (Código Civil), no son suficientes para el caso de acciones sísmicas. En efecto, la construcción se prueba en el momento de ponerla en servicio para las cargas propias y de uso. La prueba para la acción sísmica puede ocurrir mucho tiempo después, incluso cuando ya no existen los que la proyectaron y construyeron.

C 1.4. INSTRUMENTAL Y MEDICIONES

La instrumentación de las construcciones es necesaria entre otros, por dos motivos. El primero es mejorar el conocimiento sobre el movimiento del suelo fruto de la sismicidad local. El segundo es conocer el comportamiento de las construcciones sometidas a sismos intensos. Este artículo reproduce y mejora las disposiciones contenidas en Reglamentos precedentes y las extiende a las obras de infraestructura.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 2

ACCIÓN SÍSMICA: ZONIFICACIÓN Y MÉTODOS DE EVALUACIÓN

C 2.2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA

El peligro sísmico en el territorio nacional se define en función de estudios realizados hasta 1983. Se basa en la estimación de la energía liberada considerando la historia sísmica y los registros obtenidos desde los comienzos de la instrumentación en la República. Básicamente es la misma zonificación incluida en la versión 1983 de Reglamento **INPRES-CIRSOC 103**.

Con el avance de estudios de microzonificación y de fallamiento, así como de la tasa de deformación de las fallas podrá modificarse esa zonificación en el futuro. Además podrán ponerse en vigencia factores de modificación por la proximidad a fallas, expresados en mapas específicos, como sucede, por ejemplo, en Estados Unidos.

C 2.3. CLASIFICACIÓN DEL SITIO DE EMPLAZAMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN

Todos los Reglamentos consideran la influencia del suelo sobre el efecto sísmico en la construcción. En versiones anteriores, esa influencia se relacionaba con la tensión admisible del suelo para diseñar las fundaciones. Sin embargo las investigaciones posteriores han demostrado que la influencia se relaciona con una masa más importante de suelo y no con un parámetro geotécnico de un estrato determinado. Se ha comprobado que para las construcciones comunes se debe considerar la influencia de los **treinta** metros superiores de suelo. Es por esto que se ha abandonado la expresión “**Clasificación del suelo**” de las versiones anteriores y en cambio se adopta la expresión “**Clasificación del sitio**” para caracterizar los espectros de diseño.

C 2.3.1. Influencia del suelo, C 2.3.3. Clasificación de sitios con suelos estratificados

La propiedad más significativa para la clasificación del sitio es la velocidad media de propagación de ondas de corte para amplitudes pequeñas, V_{sm} . Sin embargo no siempre está disponible ese dato, por lo que se acepta la correlación con los resultados del ensayo de penetración estándar (**SPT**), para todos los suelos y con el de la resistencia al corte no drenado, S_{um} , para arcillas.

Cuando el suelo es estratificado se utilizan valores medios resultantes de un promedio ponderado.

Los sitios se clasifican en seis categorías desde la **A** a la **F**. Esta última (**F**), requiere estudios especiales por fenómenos de inestabilidad dinámica, como licuación o inestabilidad de taludes.

El método presentado en el Reglamento aparece como de aplicación directa. Sin embargo hay aspectos que requieren interpretación y juicio ingenieril adicional.

La clasificación del sitio debería reflejar las condiciones del suelo que modificarán el movimiento inducido en la estructura o una parte significativa de ella. Para estructuras que reciben el movimiento a través de fundaciones superficiales, como zapatas, plateas, pilotes, o estructuras en las que el movimiento del suelo es transmitido por las paredes de subsuelos, es razonable clasificar el sitio en la base de los **30m** de suelo bajo la superficie del terreno.

Sitios con suelos muy heterogéneos y erráticos pueden conducir a estimaciones exageradas o insuficientes. En ellos se hace necesario densificar las exploraciones e interpretar los resultados con criterio ingenieril antes que aplicar mecánicamente las expresiones incluidas en 2.3.3.

Por otro lado las construcciones sobre suelos en pendiente o roca basal en pendiente con superficie natural horizontal pueden requerir estudios cuidadosos porque la excitación del suelo puede variar a lo largo de la construcción. En esos casos pueden ser necesarios estudios específicos del sitio que incluyan la modelación tridimensional de la propagación de ondas. Lo mismo sucede cuando la topografía es muy variable. Esos estudios pueden requerir la intervención de especialistas.

C 2.4. CLASIFICACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES SEGÚN SU DESTINO Y FUNCIONES

La clasificación de las construcciones según su destino existe desde las primeras versiones modernas de los reglamentos de diseño sísmico. Su propósito es garantizar que las construcciones se proyecten en función de un riesgo sísmico uniforme, es decir que las construcciones más importantes o más peligrosas puedan soportar sismos más intensos con el mismo desempeño que las pertenecientes a categorías de menor importancia. Se entiende así que el riesgo sísmico es función de la peligrosidad de la zona y de las consecuencias del colapso potencial. Se mantiene la clasificación en cuatro grupos de riesgo como en las versiones anteriores.

La clasificación se basa en:

- a) El grado de ocupación.
- b) La necesidad de ocupación u operatividad inmediata luego de un sismo.
- c) El riesgo o valor del contenido.

Los ejemplos que acompañan a la descripción de cada grupo se deben entender dentro del marco conceptual expuesto y considerando la influencia que la construcción en estudio pueda tener sobre construcciones vecinas o sobre sus medios de acceso. La clasificación se expresa en un factor de riesgo, γ_r , que luego se utilizará para modificar la demanda sísmica sobre la estructura.

C 2.5. APLICACIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS SISMORRESISTENTES

Se considera que en la **zona sísmica 0** – zona de peligrosidad sísmica muy reducida – la probabilidad de terremotos destructivos es suficientemente baja como para que se pueda aceptar que las estructuras capaces de soportar la acción de viento podrán tener un desempeño aceptable para eventos sísmicos. Sin embargo se establece un límite inferior para la capacidad resistente de la construcción. De ese modo la verificación puede ser expeditiva. El proyectista puede, simplemente, amplificar los efectos del viento hasta alcanzar el corte basal requerido.

C 2.6. REGULARIDAD ESTRUCTURAL

Se reconoce que la “**regularidad estructural**” – concepto de difícil expresión cuantitativa – es una condición que garantiza la confiabilidad de la predicción de la respuesta de la construcción ante excitaciones sísmicas. Por lo tanto es un objetivo de diseño deseable. Así lo demuestra la experiencia de muchos terremotos, en particular los más recientes.

En una estructura regular las demandas inelásticas producidas por movimientos sísmicos fuertes tienden a distribuirse bien en toda la estructura, resultando una dispersión de la disipación de energía y del daño. En estructuras irregulares el comportamiento inelástico puede concentrarse en las zonas de irregularidad resultando en una rápida falla de los elementos estructurales correspondientes. Adicionalmente algunas irregularidades introducen solicitaciones imprevistas en la estructura, frecuentemente no consideradas por los diseñadores cuando detallan el sistema resistente. Por último los métodos de análisis elástico empleados típicamente para el análisis estructural a menudo no pueden predecir bien la distribución de las demandas sísmicas en estructuras irregulares, conduciendo al diseño inadecuado en las zonas de irregularidad. Por estas razones los requerimientos están orientados a propiciar que las construcciones tengan configuraciones regulares y a prohibir irregularidades grandes en construcciones próximas a fallas activas, donde se esperan movimientos sísmicos muy fuertes y demandas inelásticas extremas.

La regularidad tiene influencia sobre la elección del método de análisis pero también tiene influencia sobre la confiabilidad de sus resultados. Por eso y aunque en el Reglamento se vincula la regularidad con la elección del método de análisis, es necesario considerar el diseño para lograr disminuir las irregularidades.

La clasificación se basa en el estudio de las deformaciones del sistema resistente, considerado como estructura espacial, y en condiciones geométricas. Todas ellas son de evaluación sencilla pero deben ser interpretadas conceptualmente. Es obvio que las deformaciones son los primeros resultados del análisis para evaluar y que si los resultados no son satisfactorios el proyectista debiera rediseñar la estructura para mejorarla.

Las condiciones de regularidad torsional en planta y de regularidad de rigidez en altura son particularmente importantes y se ha considerado necesario limitar la irregularidad en las **zonas sísmicas 3 y 4** para las construcciones más importantes desde el punto de vista sísmico, esto es, las de altura superior a tres niveles. Esto quiere decir que, si los resultados del análisis demuestran que la irregularidad es excesiva, el proyectista debe rediseñar la estructura para reducirla.

Se llama la atención sobre la necesidad de interpretar conceptualmente las condiciones de regularidad, sin intentar interpretaciones límite o forzadas para encajar la construcción en determinada categoría. Antes bien el proyectista debería, en la duda, aplicar el criterio más restrictivo.

C 2.6.1. Regularidad en planta

La Tabla 2.3 indica en qué circunstancias una construcción debe ser diseñada como irregular en planta para el propósito de este Reglamento. Un edificio puede tener una forma geométrica simétrica sin entrantes o alas pero aún ser clasificado como irregular en planta por la distribución vertical de masas o de elementos resistentes. Una causa importante de irregularidad es la falta de coincidencia entre los centros de masa y de rigidez, que provoca movimientos torsionales en la construcción. En consecuencia se atiende a varios aspectos para definir la regularidad en planta:

- **Regularidad torsional** (Líneas 1_a, 1_b y 1_c de la Tabla 2.3):

Importancia de movimientos torsionales cuando se aplican fuerzas en el centro de masas de cada nivel. En estructuras complejas es difícil definir el centro de rigidez en cada nivel. Por eso se ha preferido comparar los desplazamientos relativos de piso de los bordes de la construcción con el desplazamiento promedio. Es obvio que esta comparación sólo puede hacerse cuantitativamente luego de un primer análisis estructural; aunque el proyectista puede, según su experiencia, estimar configuraciones más o menos favorables.

- **Continuidad de los elementos resistentes** (Líneas 2_a y 2_b de la Tabla 2.3):

Se refiere a la coplanaridad en altura de todos los componentes de cada elemento resistente. En muchos casos las necesidades de proyecto funcional o estético llevan a desplazar los componentes a un plano paralelo respecto de la ubicación en los niveles adyacentes. Esta configuración crea acciones perpendiculares al plano del elemento que no

son cuantificables fácilmente y, lo más grave, crean discontinuidades que tienden a concentrar las demandas de ductilidad.

• **Ortogonalidad o simetría de los elementos resistentes** (Líneas 3_a y 3_b de la Tabla 2.3):

Cuando los elementos no son ortogonales o no son doblemente simétricos es difícil predecir los planos principales de la construcción, sobre los que idealmente se aplicaría la acción sísmica en el método estático. Más importante aún es que hay un fuerte acoplamiento entre los movimientos en dos direcciones ortogonales, por lo que el método estático es inaplicable. Por último es difícil garantizar una distribución razonablemente uniforme de la demanda inelástica en esos casos.

La figura C 2.1. ejemplifica las condiciones indicadas.

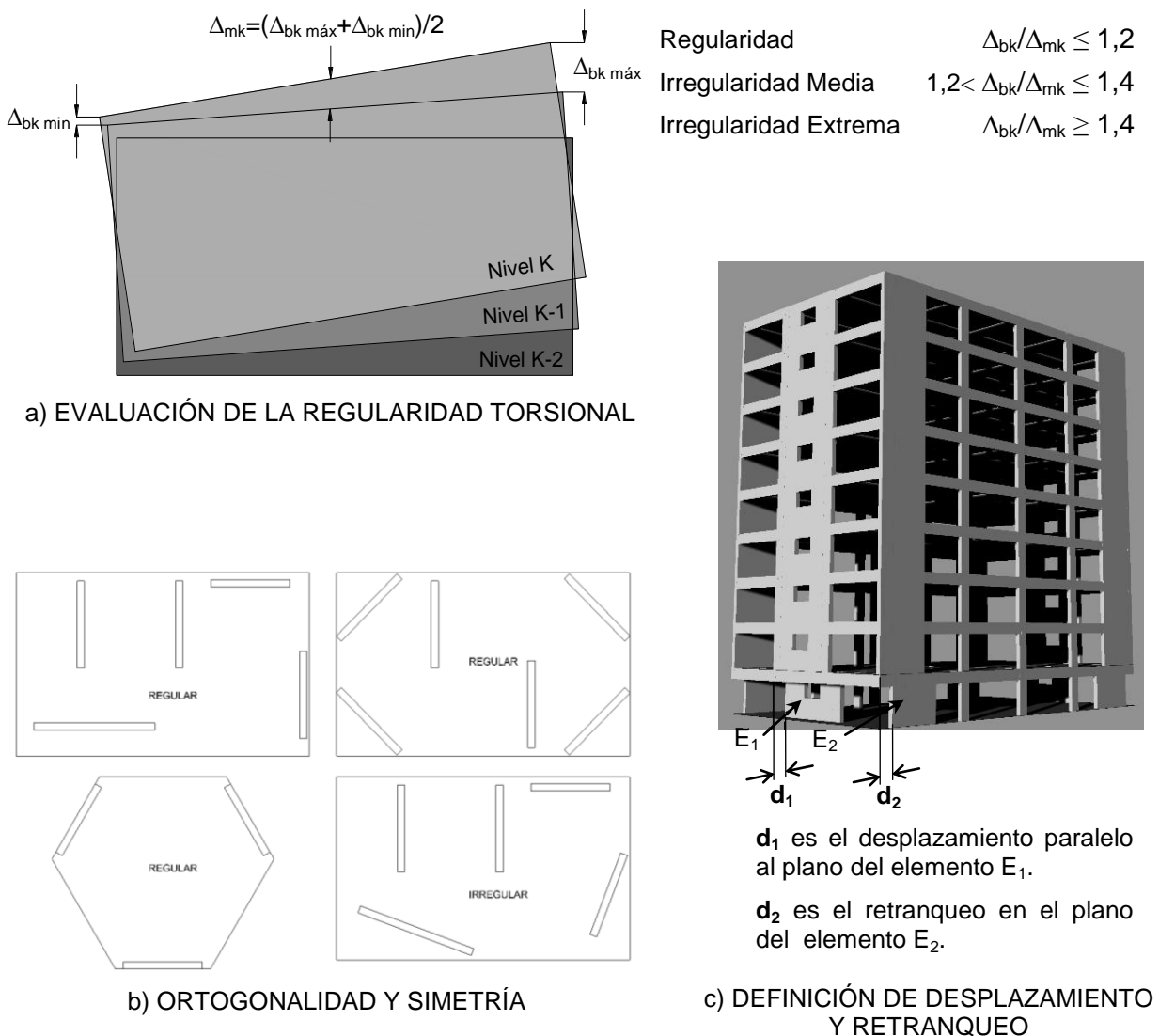


Figura C 2.1. Regularidad en planta

C 2.6.2. Regularidad en altura

La Tabla 2.4 indica en qué circunstancias una estructura debe ser considerada irregular en altura. Las irregularidades en altura afectan la respuesta en los distintos niveles e inducen fuerzas en esos niveles que son significativamente diferentes de la distribución asumida por el método estático establecido en el Capítulo 6. Las irregularidades en la configuración vertical de la construcción se pueden resumir en los siguientes aspectos:

- **Regularidad de rigidez** (Líneas 1_a, 1_b y 1_c de la Tabla 2.4):

Puede suceder que la altura de un nivel o las dimensiones de los componentes del sistema sean muy diferentes de las correspondientes de los niveles adyacentes. Aunque en la literatura es frecuente relacionar este concepto con la “**rigidez de piso**” en este Reglamento se ha preferido vincularlo con la regularidad de la deformada del sistema, representado por los desplazamientos relativos de los sucesivos niveles. Esto es así por dos motivos. El primero es que lo que interesa es el comportamiento del sistema, antes que el de los elementos individuales. El segundo es que es difícil evaluar la rigidez de piso en estructuras con fuerte acoplamiento entre pisos, como es el caso de estructuras con tabiques, como es la práctica frecuente en nuestro país.

- **Regularidad de masas** (Línea 2 de la Tabla 2.4):

Esta condición es fácil de comprender y su evaluación es muy sencilla.

- **Regularidad de dimensiones horizontales** (Línea 3 de la Tabla 2.4):

Esta condición se refiere a las dimensiones del sistema resistente, no a las dimensiones físicas de la construcción. Es decir que se deben considerar las distancias entre los elementos extremos. Las diferencias de las distancias entre los elementos resistentes ocasionan irregularidades de la rigidez torsional de la construcción. Las diferencias en las dimensiones físicas están más relacionadas con diferencias de masas, consideradas en el punto anterior.

- **Configuración vertical de los elementos resistentes** (Líneas 4_a y 4_b de la Tabla 2.4):

La tabla presenta dos aspectos a considerar. Uno es la continuidad de dimensiones de los componentes de los elementos: si los componentes son uniformes en altura o sus dimensiones crecientes desde arriba hacia abajo (esto es, siguiendo la ley de distribución de esfuerzos de la construcción completa) la construcción se considera regular.

El otro aspecto es la continuidad de configuración de los elementos verticales. En ocasiones es necesario producir retranqueos en el plano de los elementos, por ejemplo desplazando un tabique en un nivel respecto de los niveles adyacentes en la dirección del plano del

elemento. La construcción se puede considerar regular si el retranqueo es inferior a la longitud del elemento.

Ambas condiciones deben cumplirse simultáneamente para que la construcción se considere regular.

- **Regularidad de resistencia lateral** (Líneas 5_a y 5_b de la Tabla 2.4):

Por resistencia lateral se entiende la resistencia para el esfuerzo de corte global a soportar por la construcción. La condición tiende a evitar la aparición de niveles o pisos débiles en los que se concentrarían las demandas inelásticas.

La resistencia lateral en cada nivel es la suma de las resistencias a corte de los elementos resistentes. Sin embargo debe prestarse atención a las condiciones de vínculo interno que pueden limitar la capacidad a corte de los componentes verticales. Es el caso de columnas, por ejemplo, que para desarrollar toda su capacidad a corte dependen de la capacidad a flexión de las vigas.

Esta condición es crítica para construcciones de cierta altura porque el piso débil suele ser causa de daños muy graves, en muchas ocasiones el colapso.

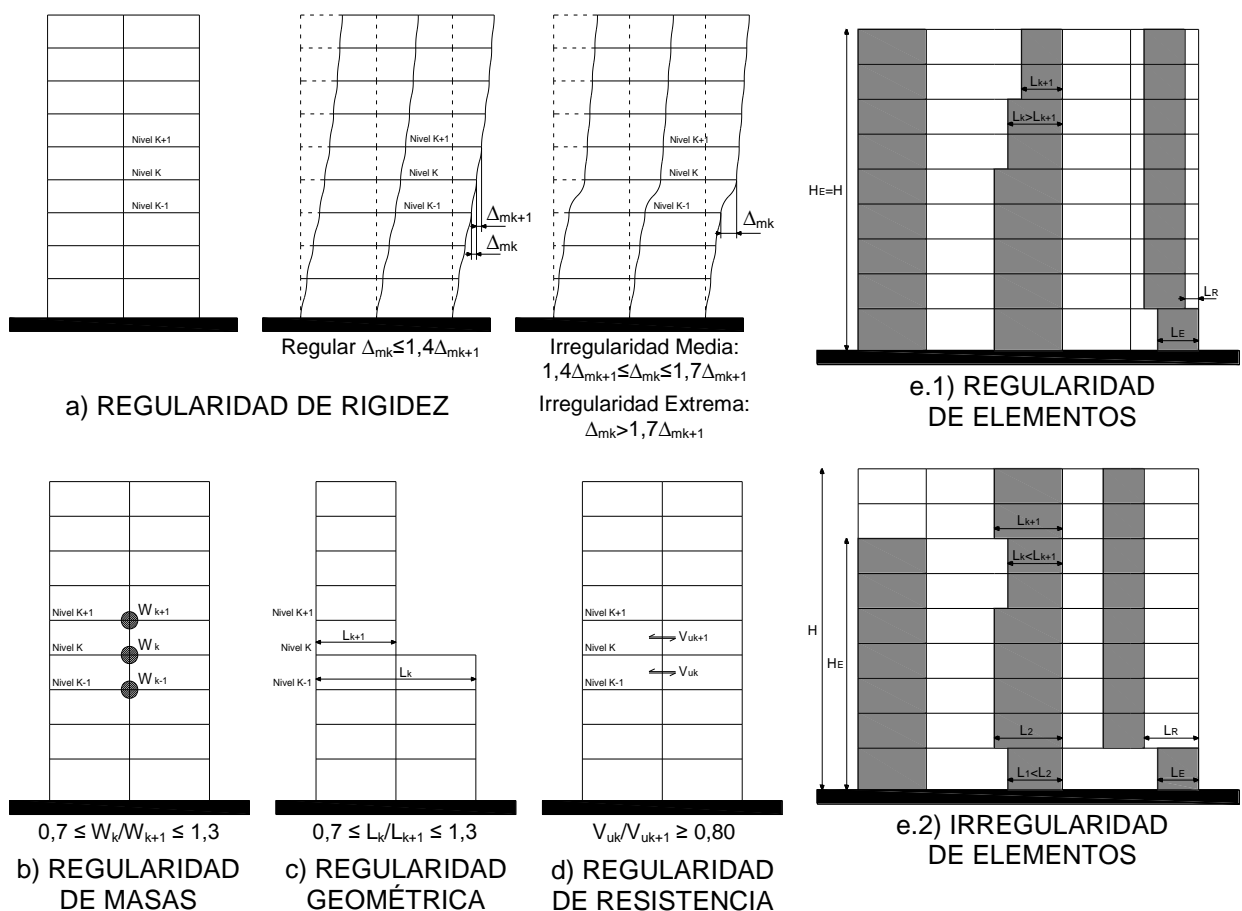


Figura C.2.2 Regularidad en altura

C 2.7. MÉTODOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA

C 2.7.1. Verificación Simplificada

La verificación simplificada es un procedimiento expeditivo aplicable a construcciones poco esbeltas y con una estructuración regular de muros. Los criterios de aplicación deben ser interpretados en sentido restrictivo. La única verificación es la resistencia a corte de los muros.

C 2.7.2. Método Estático, C 2.7.3. Métodos dinámicos

La Tabla C 2.7.1. muestra los métodos aplicables en cada caso según las condiciones de regularidad establecidas en 2.6.

El método estático representa la acción sísmica por un conjunto de fuerzas horizontales paralelas a la dirección en estudio y aplicadas a cada una de las masas que componen la construcción. El análisis se realiza en dos direcciones independientemente y supone que tanto los desplazamientos como los movimientos torsionales en cada dirección están desacoplados, es decir, que no se influyen mutuamente. Por consiguiente no es aplicable a estructuras irregulares en planta, o con períodos de vibración muy próximos para cada una de las direcciones si los centros de masa y rigidez son casi coincidentes.

El análisis modal espectral supone que la respuesta a la excitación sísmica se puede representar por la superposición de las respuestas individuales a cada uno de los modos de vibración, cuya excitación estaría dada por la aceleración espectral correspondiente a su período. Originalmente se lo limitó al análisis de estructuras simétricas para que el análisis se pudiera limitar a un grado de libertad por masa, en las que la respuesta para cada una de las direcciones se pudiera considerar independiente. Hoy, con la difusión de computadoras personales potentes y de programas de análisis espacial es posible independizarse de esa limitación. En consecuencia generalmente se utilizará un modelo tridimensional, con tres grados de libertad, dos traslaciones y una rotación, por masa.

Ambos métodos se basan en la simplificación de considerar la plastificación de la estructura por medio de un factor de modificación de la respuesta R aplicado al espectro de diseño elástico. Esto supone que la estructura puede plastificar más o menos uniformemente en toda su extensión. Por consiguiente son inaplicables cuando la estructura presenta irregularidades que puedan provocar demandas de ductilidad concentradas en pocos lugares o niveles. Las acciones torsionales son consideradas del mismo modo por ambos métodos. La diferencia fundamental entre ambos métodos consiste en la distribución de fuerzas en altura. Mientras que el método estático se basa en la influencia del primer modo de vibración, con alguna corrección para tomar en cuenta el segundo modo en estructuras de período largo, el análisis modal espectral permite evaluar la influencia de todos los modos de vibración de la estructura.

El comportamiento no lineal de las estructuras complejas sólo puede ser evaluado adecuadamente por medio de métodos de análisis no lineal estáticos o dinámicos. En este último caso se trata de la integración directa de las ecuaciones de movimiento. Estos métodos se utilizan principalmente en los trabajos de investigación y su utilización requiere la justificación exhaustiva de las hipótesis y del modelo empleado, así como de la validez de los resultados. La principal utilidad de su aplicación a casos concretos, también posible hoy con las computadoras disponibles entre los profesionales, es el seguimiento de la secuencia de plastificación para poder corregir las demandas de ductilidad excesivas.

En los comentarios de los capítulos 6 y 7 se amplían consideraciones sobre la aplicación de cada uno de los métodos.

Tabla C 2.1. Aplicabilidad de los métodos de análisis estructural

Tipo de regularidad	Línea	Condición de regularidad	Línea	Caso	Zonas Sísmicas 3 y 4			Zonas Sísmicas 0, 1 y 2		
					A _o	A	B	A _o	A	B
Regularidad en Planta Tabla 2.3.	1	Torsional	1 _a	Regular	E	E	E	E	E	E
			1 _b	Irregularidad Media	D	E	E	E	E	E
			1 _c	Irregularidad Extrema	R	R	R	R	D	D
	2	Continuidad de Elementos	2 _a	Regular	E	E	E	E	E	E
			2 _b	Irregular	E	E	E	E	E	E
	3	Ortogonalidad	3 _a	Regular	E	E	E	E	E	E
			3 _b	Irregular	E	E	E	E	E	E
	4	Esquinas entrantes	4 _a	Regular	E	E	E	E	E	E
			4 _b	Irregular	D	D	E	E	E	E
	Regularidad en Altura Tabla 2.4.	1	Rigidez	1 _a	Regular	E	E	E	E	E
1 _b				Irregularidad Media	D	E	E	D	E	E
1 _c				Irregularidad Extrema	R	R	R	R	D	E
2		Masas		Regular	E	E	E	E	E	E
				Irregular	D	D	D	D	D	E
3		Dimensiones Horizontales		Regular	E	E	E	E	E	E
				Irregular	D	D	D	D	D	E
4		Retranqueos en su Plano	4 _a	Regular	E	E	E	E	E	E
			4 _b	Irregular	E	E	E	E	E	E
5		Resistencia Horizontal	5 _a	Regular	E	E	E	E	E	E
			5 _b	Irregular	R	R	R	R	D	E

E: Método Estático; **D:** Métodos Dinámicos; **R:** Rediseñar la Estructura

COMENTARIOS AL ANEXO B - Art. 2.3.2. EVALUACIÓN DEL RIESGO DE LICUACIÓN DE SUELOS.

Los métodos para evaluación del riesgo de licuación de suelos se incluyen como anexo porque son muy especializados y porque están en constante evolución. Los que se presentan responden al estado actual del arte.

Los sitios pueden estar comprendidos en tres categorías: aquellos en los que la licuación es improbable, aquellos en los que es probable y los de comportamiento dudoso.

C B.3. SUELOS FUERA DE LAS CONDICIONES ESTABLECIDAS EN B.1. Y B.2.

La evaluación del riesgo de licuación de los suelos comprendidos en esta última categoría es una tarea delicada que requiere la intervención de laboratorios especializados y de profesionales expertos en el tema.

Cuando se adopten fundaciones profundas dentro del marco de la EXCEPCIÓN de este artículo, es importante considerar el efecto de la licuación de la capa intermedia. Es probable que la masa de esta capa oscile en contrafase con la construcción y sus fundaciones. Esto puede originar deformaciones y sollicitaciones adicionales sobre la estructura de fundación que deben ser consideradas.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 3

ESPECTROS, ACCIONES Y COMBINACIONES DE DISEÑO

C 3.1. INTRODUCCIÓN

La excitación sísmica se define por medio de los espectros elásticos de pseudo-aceleraciones absolutas. Ellos expresan las aceleraciones totales como fracciones de la aceleración de la gravedad, en función del período de vibración de la construcción. La forma y magnitud de dichos espectros dependen de la zona sísmica, de las características del sitio y del factor de amortiguamiento.

Esta manera de expresar la excitación sísmica, aceptada internacionalmente, permite luego trabajar directamente con los pesos de las masas vibrantes para determinar las acciones de inercia correspondientes.

En los análisis dinámicos temporales del Capítulo 7 se utilizan acelerogramas cuyas características se definen en el mismo capítulo pero que están relacionados con los espectros definidos en este capítulo.

C 3.4. NIVEL DE REFERENCIA

C 3.4.2. Nivel de referencia en construcciones con subsuelos

Se debe garantizar el desarrollo de los empujes entre el suelo y el muro. Esta condición se considera satisfecha si los muros son hormigonados directamente contra el suelo. Si la construcción requiere un relleno entre el muro y el suelo, la compactación del relleno debe garantizar una compacidad por lo menos igual a la del suelo circundante. Los subsuelos pueden tener contacto con el terreno en una sola dirección o aún en un solo sentido para una cierta dirección. Para cada caso habrá que considerar las situaciones más desfavorables.

C 3.5. ESPECTROS DE DISEÑO

Los espectros elásticos de diseño que presenta este Reglamento difieren de los correspondientes al Reglamento **INPRES-CIRSOC 103** del año 1991. Estos últimos estaban fuertemente influenciados por la investigaciones de Seed, luego del terremoto de San Fernando, 1971. Básicamente, la influencia del sitio se tenía en cuenta mediante un solo factor de amplificación aplicable a la zona del espectro controlada por la velocidad. El terremoto de México de 1985 y, posteriormente, el de Loma Prieta de 1989 mostraron que la influencia del sitio impactaba no sólo en la zona controlada por la velocidad, sino también en

la zona controlada por la aceleración, sugiriendo la incorporación de dos factores de amplificación, uno para cada zona del espectro.

De esta manera, los coeficientes C_a y C_v incorporan estos factores de amplificación. Estos coeficientes, no sólo son función del sitio, sino también del nivel de peligrosidad sísmica de la zona (Tabla 3.1). En todos los casos, el plafón del espectro amplifica la aceleración del terreno por **2,5**; en lugar del **3,0** del Reglamento **INPRES-CIRSOC 103** del año 1991, de acuerdo con la tendencia actual.

Otro cambio importante es la incorporación del periodo T_3 que divide la zona del espectro controlada por la velocidad de la controlada por el desplazamiento. La primera varía con la inversa de T y la segunda con la inversa de T^2 . Esto hace que las demandas de desplazamiento crezcan linealmente con T en la zona controlada por la velocidad, y se mantengan constantes a partir de T_3 , de acuerdo con las tendencias de los espectros reales.

En realidad, las demandas de desplazamiento para periodos muy largos deberían ser iguales al desplazamiento del terreno, pero estos periodos tan largos están fuera de los periodos de interés para las estructuras usuales.

Durante el proceso de discusión dentro de la Comisión Redactora del presente Reglamento, se planteó la inquietud de incorporar los efectos de directividad para los sitios cercanos a fallas activas. Teniendo en cuenta que en el país, en general, no se encuentran ni identificadas ni catalogadas las fallas activas, se decidió, para las **zonas sísmicas 4 y 3**, incorporar los factores N_a y N_v , de acuerdo con el criterio del **UBC-97**, con valores constantes y válidos para toda la zona. Esto da la posibilidad de que cada provincia o municipio, si realiza estudios de fallamiento activo, pueda incorporar los resultados, definiendo valores apropiados para N_a y N_v en función de la distancia en la falla.

C 3.5.1. Espectros de diseño para acciones horizontales para Estado Límite Último (ELU)

C 3.5.1.2. Influencia del amortiguamiento

Se admite que el amortiguamiento puede ser mayor que el **5%** cuando se considera la influencia del suelo o por la instalación de dispositivos que aumenten el amortiguamiento. En ambos casos se deberá justificar el valor final adoptado a satisfacción de la Autoridad de Aplicación.

Se admiten los procedimientos indicados en **ATC3-78** (Cap. 6), **FEMA 273** ó **ATC40** para la determinación del amortiguamiento equivalente atribuible a la interacción suelo-estructura.

C 3.5.2. Acciones sísmicas verticales para el Estado Límite Último (ELU)

A diferencia del Reglamento **INPRES-CIRSOC 103** del año 1991, esta edición 2013

considera no solamente la acción sísmica horizontal E_H sino también la acción sísmica vertical E_V de acuerdo con la expresión [3.10].

C 3.6. ACCIONES GRAVITATORIAS A CONSIDERAR PARA EVALUAR LA ACCIÓN SÍSMICA HORIZONTAL

En general se trabajará directamente con los pesos, ya que los valores espectrales se definen como fracción de la aceleración de la gravedad. Sin embargo en los métodos dinámicos o al determinar el período por aplicación de procedimientos derivados de la dinámica estructural se deberá utilizar la masa, para lo cual habrá que dividir el peso por la aceleración de la gravedad.

La utilización del Sistema Internacional puede traer algunas complicaciones a los profesionales habituados al sistema MKS (técnico). Lo mismo puede suceder con la utilización de programas de origen extranjero que utilicen el sistema norteamericano de unidades. Se debe tener mucho cuidado de expresar las masas en unidades consistentes para evitar errores groseros en las estimaciones de períodos.

C 3.6.1. Edificios comunes

Se consideran edificios comunes aquellas construcciones formadas por uno o más niveles horizontales o aproximadamente horizontales sin vinculación directa con la fundación excepto el primero y cuando los sistemas resistentes están conectados en esos niveles por diafragmas rígidos. La condición de diafragma rígido se considera satisfecha si se cumplen las exigencias del Capítulo 9.

C 3.7. COMBINACIÓN DE ACCIONES

C 3.7.1. Estados Límites últimos

En el presente Reglamento se han simplificado las combinaciones que incluyen la acción sísmica, reduciéndolas a las establecidas en las expresiones [3.16] y [3.17]. Se mantiene la influencia de la sobrecarga móvil (L) y la acción de nieve (S) como acciones coexistentes con la acción sísmica.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 4

VERIFICACIÓN SIMPLIFICADA DE LA SEGURIDAD SÍSMICA

C 4.1. LÍMITES DE APLICACIÓN

Se admite prescindir de un análisis más riguroso en construcciones cuyo comportamiento puede predecirse razonablemente con un indicador único, en este caso la capacidad global a corte. Esas construcciones deben tener un sistema resistente completo capaz de tomar acciones horizontales en cualquier dirección, forma regular, esbeltez reducida para que el momento de vuelco global sea despreciable y efectos torsionales reducidos.

C 4.1.1. Condiciones geométricas

Los muros y tabiques pueden ser de cualquiera de los materiales aceptados por este Reglamento para muros portantes y que se describen en las **Partes II y III**. Entre ellos: mampostería armada o encadenada, hormigón armado, hormigón simple encadenado.

Los muros pueden tener aberturas dentro de los límites indicados en las **Partes II y III** para cada uno de los materiales pero no puede considerarse la acumulación de longitudes parciales de muros independientes para cumplir los límites establecidos en 4.1.1.c) y 4.1.1.d).

C 4.1.2. Tipo de construcción y estructuras

Sólo pueden aceptarse los procedimientos simplificados si las deformaciones propias de los diafragmas son despreciables. Para determinar la condición de diafragma rígido se aplica lo establecido en el Capítulo 9.

C 4.2. VERIFICACIÓN SIMPLIFICADA

C 4.2.1. Coeficiente sísmico de diseño

Se determina en función del factor de riesgo sin considerar explícitamente las características dinámicas del edificio ni la influencia del tipo de suelo de fundación.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 5

FACTORES DE COMPORTAMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN

INFLUENCIA DEL COMPORTAMIENTO ÚLTIMO DE LA CONSTRUCCIÓN

El Reglamento establece que al aplicar los procedimientos habituales de la ingeniería estructural para evaluar la respuesta de las construcciones se utilicen espectros de respuesta representativos del movimiento del suelo, aunque reducidos respecto de los valores esperados en la realidad. Esto se basa en la sobrerresistencia de las construcciones y en la ductilidad de las estructuras. Las condiciones previas para que el comportamiento de las construcciones sea aceptable son: a) la elección de elementos resistentes para las cargas verticales y para las cargas horizontales apropiado para la intensidad de las acciones sísmicas previstas; b) organización de dichos elementos de tal modo que las solicitaciones se transmitan con continuidad, regularidad y redundancia; a fin de asegurar que el sistema completo reacciona integralmente frente a las acciones sísmicas y c) dimensionamiento y detallado de los componentes y sus uniones de modo que se obtenga adecuada resistencia y rigidez para limitar los daños en un terremoto de diseño a niveles aceptables. Si estos supuestos se cumplen entonces se pueden aplicar los factores de reducción establecidos en el capítulo 5.

La utilización de espectros reducidos respecto de los movimientos realmente esperados del suelo implica que las solicitaciones y las deformaciones en muchas estructuras excederán sustancialmente el punto en el que dichos componentes empiezan a fluir y se comportarán de forma inelástica. Este procedimiento es aceptable porque los precedentes históricos y la observación del comportamiento de estructuras sometidas a terremotos demuestra que si los sistemas estructurales son detallados para asegurar niveles apropiados de ductilidad, regularidad y continuidad es posible analizarlos elásticamente y dimensionarlos para niveles reducidos de fuerzas y aún lograr un comportamiento aceptable. Por consiguiente en este Reglamento se adopta el procedimiento de analizar y dimensionar las estructuras para solicitaciones reducidas por el factor R respecto de las que se producirían si el comportamiento fuera elástico para el terremoto de diseño.

Las deformaciones calculadas para estas solicitaciones reducidas deben ser amplificadas por un factor C_d para estimar las deformaciones probables correspondientes al movimiento del suelo previsto para el diseño.

El factor de reducción R representa esencialmente la relación entre el corte basal que se desarrollaría bajo el movimiento sísmico especificado si la estructura tuviera un comportamiento elástico (V_E) y el corte basal de diseño (V_S). La estructura debe ser

diseñada de tal modo que el corte de plastificación significativa exceda el corte basal de diseño. La relación R , expresada por la expresión:

$$R = \frac{V_E}{V_S} \quad [C 5.1]$$

es siempre mayor que 1 ; por consiguiente todas las estructuras son diseñadas para fuerzas menores que aquellas que el movimiento sísmico de diseño produciría en una estructura con respuesta completamente elástica. Esta reducción es posible por un número de razones.

En primer lugar la plastificación conduce a un alargamiento del período, que implica una menor demanda elástica en la mayoría de las estructuras. En segundo lugar la incursión plástica implica disipación de energía, que suele designarse como amortiguamiento por histéresis, que se agrega al amortiguamiento elástico. Ambos efectos se incluyen en la llamada ductilidad estructural, que explica por qué las estructuras bien diseñadas con una resistencia última (V_Y , completamente plastificada) que es significativamente menor que la demanda elástica (V_E) pueden tener un desempeño satisfactorio durante el terremoto de diseño.

El factor de reducción por ductilidad se define:

$$R_d = \frac{V_E}{V_Y} \quad [C 5.2]$$

La disipación de energía resultante del comportamiento histérico se puede medir como el área encerrada por la curva fuerza – deformación de la estructura cuando sufre varios ciclos de excitación. Algunas estructuras tienen bastante más capacidad de disipación de energía que otras. La capacidad de disipación de energía disponible depende principalmente de la degradación de rigidez y de resistencia que la estructura experimenta cuando soporta ciclos repetidos de deformación inelástica. La Figura C 5.1. muestra curvas representativas de dos estructuras simples, por ejemplo un subconjunto de viga y columna en un pórtico.

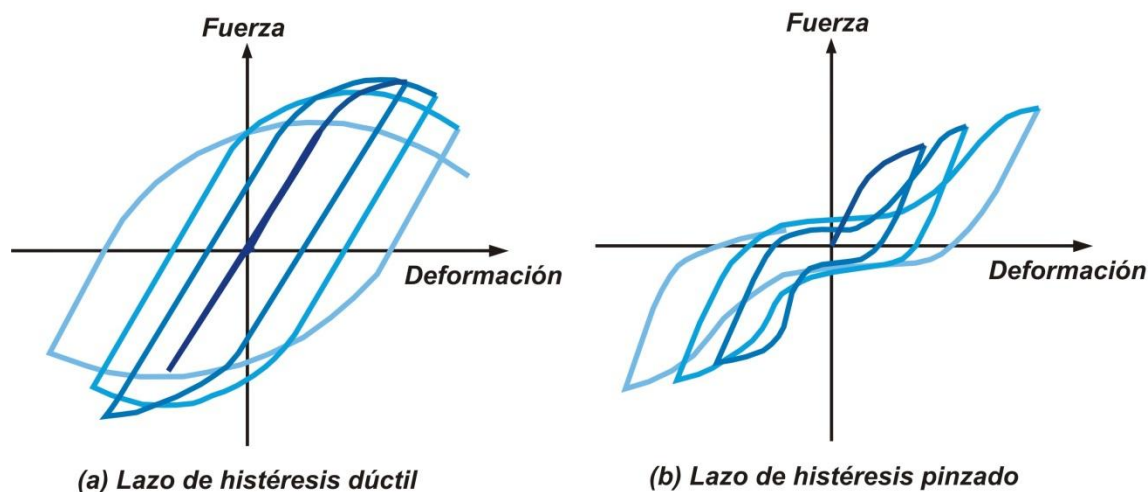


Figura C 5.1. Curvas fuerza – deformación de dos estructuras simples.

La Figura C 5.1.(a) representa el comportamiento de una subestructura detallada para comportamiento dúctil. La subestructura mantiene prácticamente toda su resistencia y rigidez durante un número importante de ciclos con gran deformación inelástica. Los lazos fuerza–deformación son muy anchos y abiertos. La Figura C 5.1.(b) representa el comportamiento de una subestructura poco dúctil. Ella pierde rápidamente rigidez bajo deformación inelástica repetida y los lazos resultantes son angostos y “pinzados”. La capacidad de disipación de energía de esa estructura es mucho menor que la de la anterior.

Los sistemas con gran capacidad de disipación de energía tienen valores R_d mayores y por consiguiente se les asignan valores R mayores, resultando en fuerzas de diseño menores que en los sistemas con capacidad de disipación de energía limitada.

La segunda causa que permite reducir las acciones de diseño respecto de la respuesta elástica es la sobrerresistencia. La Figura C 5.2. muestra las curvas fuerza – deformación para dos estructuras típicas. Fluencia significativa es el nivel para el que la plastificación ocurre en el componente más solicitado de la estructura, que se muestra como la primera rótula en el diagrama.

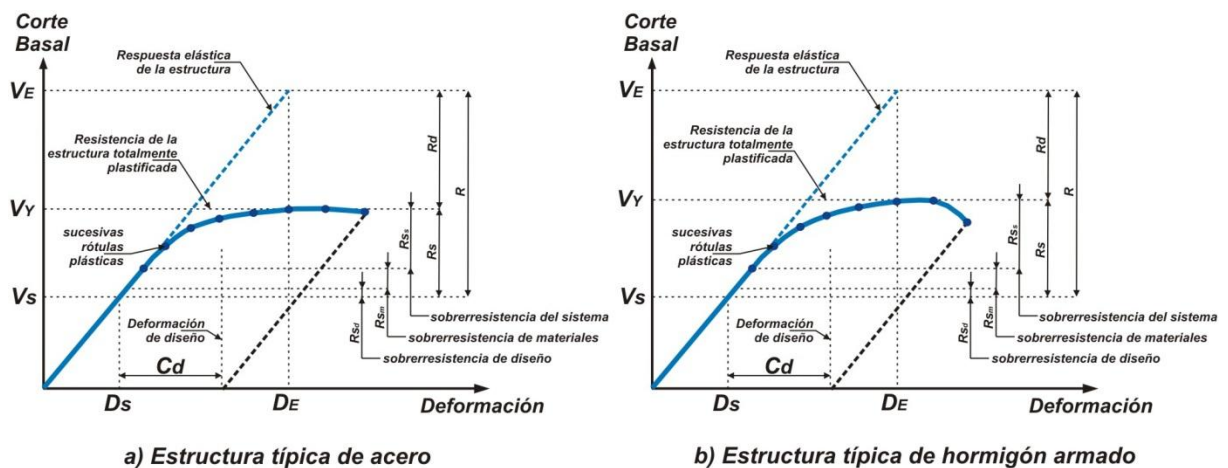


Figura C 5.2. Curvas fuerza – deformación de dos estructuras típicas.

Cuando la carga se incrementa se forman nuevas rótulas y la capacidad aumenta (curva llena) hasta que se alcanza el máximo. La diferencia entre la carga de plastificación significativa y la carga máxima que puede soportar el sistema es la sobrerresistencia por redundancia del sistema, obtenida por esta acción inelástica continua.

Debe notarse que esta sobrerresistencia proviene del desarrollo secuencial de rótulas plásticas en una estructura redundante adecuadamente diseñada, esto es, que todas las rótulas alcanzan a formarse antes que las primeras alcancen su máxima capacidad de deformación.

Hay otras fuentes de sobrerresistencia. En primer lugar la sobrerresistencia de los materiales (o sea, la resistencia real es mayor que la resistencia nominal especificada en el proyecto). Por ejemplo para los hormigones se especifica una resistencia característica, que tiene una probabilidad de excedencia del **90%**, mientras que la resistencia más probable es la resistencia media. Para hormigones con elaboración medianamente cuidada la resistencia media es **50%** superior, aproximadamente, que la característica. Otro tanto sucede con el acero para hormigón armado, para el que la resistencia real puede ser entre **25%** y **40%** superior a la especificada. Estudios hechos en EEUU muestran que la resistencia del acero estructural corriente (A36, equivalente al F24 de nuestro país) es **30%** a **40%** superior a la especificada por las Normas.

En segundo lugar la capacidad de los componentes se calcula con un factor de reducción de resistencia ϕ , típicamente 0,9 para flexión, que tiene en cuenta la probabilidad de resistencias inferiores a la requerida.

En tercer lugar las secciones elegidas suelen ser mayores que las requeridas, porque los requerimientos de fabricación de barras y perfiles o simplemente requerimientos de estandarización de la estructura así lo requieren. Por otro lado el reglamento impone en muchos casos mínimos constructivos.

Finalmente las estructuras más altas suelen estar controladas por la deformación y no por la resistencia, por lo que las secciones son dimensionadas para controlar las deformaciones laterales antes que por la resistencia requerida. En consecuencia la resistencia del componente es mayor que la requerida.

Por todas esas razones la resistencia de la estructura (V_Y) es mucho mayor que la requerida por el análisis estructural elástico para las acciones de diseño (V_S). Según la experiencia norteamericana la primera fluencia puede ocurrir a niveles de corte basal **30%** superiores a los de diseño. Si la estructura es redundante, regular y detallada apropiadamente para lograr comportamiento dúctil, la plastificación completa puede ocurrir a niveles de corte basal **2 a 4** veces superiores al de diseño.

La sobrerresistencia estructural se caracteriza con el factor R_s . Ese factor indica la relación entre la resistencia probable de la estructura (V_Y) y la resistencia de diseño especificada (V_S), es decir:

$$R_s = \frac{V_Y}{V_S} \quad [C 5.3]$$

La figura C 5.2. indica el significado de los parámetros de diseño mencionados: el factor de modificación de la respuesta o de reducción R , el factor de amplificación de la deformación C_d , el factor de reducción por ductilidad R_d y el factor de reducción por sobrerresistencia R_s .

No debe confundirse Ω_o de Tabla 5.1. con R_s ya que el primero es una cota superior de la sobrerresistencia de la estructura para ser usado con las combinaciones especiales de carga indicadas en 3.7.1.

Los valores son los que corresponden a la experiencia de estructuras típicas norteamericanas, por falta de estudios específicos locales. Sin embargo y considerando que los requerimientos de dimensionamiento implícitos en este Reglamento son derivados de los de EEUU, cabe esperar valores similares, aunque algo menores porque en EEUU se prioriza la mano de obra sobre el consumo de materiales y en consecuencia los diseños tienden a ser más pesados.

Se debe tomar en cuenta que cuando el diseño se optimiza, ajustando más apretadamente las capacidades a los requerimientos y concentrando la resistencia en menos elementos la plastificación sucesiva mostrada en la Figura C 5.2. no se forma y en consecuencia los valores de los factores de comportamiento especificados en la Tabla 5.1. pueden ser inadecuados para proveer el desempeño esperado.

Es claro que el factor de reducción total R es el producto del factor de reducción por ductilidad R_d y el factor de reducción por sobrerresistencia R_s :

$$R = R_d R_s \quad [C 5.4]$$

Algunos reglamentos actuales (Canadá, EUROCÓDIGOS) han intentado cuantificar directamente las contribuciones de la sobrerresistencia (R_s) y del comportamiento inelástico (R_d) a la reducción total (R). La propuesta es, en esencia, lo indicado en la expresión [C 5.4]. Sin embargo a la hora de redactar este Reglamento se ha considerado que no hay suficiente investigación y que introduciría mayor complejidad para la aplicación, por lo que se ha mantenido un único factor de reducción R vinculado a una descripción cualitativa de los sistemas resistentes. Sin embargo la inclusión de Ω_o y C_d en la tabla 5.1 permite introducir conceptualmente el tema para su inclusión más detallada en futuras revisiones del reglamento.

Por todo lo que antecede, los valores de R deben ser elegidos y usados con prudencia y juicio ingenieril. Por ejemplo si los sistemas estructurales son menos redundantes, en los que la plastificación tiende a producirse simultáneamente y para un nivel de fuerzas próximo al de diseño, se les debe asignar valores menores de R . Esto requiere que el proyectista estudie cualitativamente el mecanismo de plastificación. Un buen índice para evaluar la redundancia del sistema y la reserva de sobrerresistencia inherente es el grado de concentración de la resistencia, esto es, la concentración de la resistencia en pocos elementos. Cuanto más concentrada esté la resistencia menor es la redundancia del sistema y el valor de R a adoptar debería acercarse a los límites inferiores dados por la Tabla 5.1.

Dentro de estos conceptos el uso del factor de riesgo γ_r , definido en 2.4, debe entenderse como un medio para calificar el desempeño de los distintos tipos de construcciones, reduciendo el daño estructural por plastificación en aquellas que por su destino así lo requieren. Se reconoce que la resistencia no es el único parámetro que define el desempeño de una construcción pero es uno de los más importantes, ya que se vincula directamente con la demanda de ductilidad esperable del sismo de diseño.

Es claro de la Figura C 5.2. que la relación entre la deformación máxima esperada y la deformación elástica para las acciones de diseño no es igual a R , como se ha definido en reglamentos anteriores. En efecto, la sobrerresistencia retarda la plastificación de la estructura y la deformación final se incrementa en menor proporción que el efecto total sobre la resistencia de la estructura. El efecto sobre la deformación final se cuantifica con el coeficiente C_d .

C 5.1. FACTOR DE REDUCCIÓN

La Tabla 5.1. proporciona los factores de diseño para los distintos tipos estructurales. Son directamente aplicables a estructuras formadas por elementos de un mismo tipo. La descripción de los distintos tipos debe interpretarse a la luz de los conceptos indicados en el comienzo de este capítulo de comentarios y requiere del proyectista la interpretación conceptual del mecanismo de plastificación esperado para cada tipo.

C 5.1.1. Factor de reducción R para estructuras compuestas por elementos distintos

La razón para utilizar la resistencia de los elementos como factor de ponderación para obtener el valor de R es que la demanda de ductilidad resulta controlada por la resistencia. Obviamente el funcionamiento es más complejo y las investigaciones recientes (Paulay) muestran que influyen simultáneamente la rigidez y la resistencia. Sin embargo si se considera que la rigidez de los elementos de hormigón armado es proporcional a la resistencia se puede tomar ese único factor de ponderación.

C 5.1.2. Construcciones cuyo destino requiere comportamiento elástico

De lo expuesto acerca de la sobrerresistencia se deduce que las estructuras se mantienen elásticas para acciones mayores que las utilizadas para el análisis y dimensionamiento. La expresión [5.1] refleja este hecho y considera que el factor de reducción representa solamente un valor conservador de la sobrerresistencia.

C 5.2. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE DEFORMACIONES

El factor de amplificación de deformaciones C_d para un sistema compuesto por varios tipos estructurales se puede evaluar por los mismos procedimientos que el factor de reducción R , en todos los casos el factor C_d elegido deberá ser congruente con el factor R adoptado.

C 5.3. FACTOR DE SOBRRRESISTENCIA

El factor de sobrerresistencia se utiliza elemento por elemento, por lo que no es necesario evaluarlo para el sistema completo.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 6

MÉTODO ESTÁTICO

C 6.1. ACCIONES SÍSMICAS

El método estático es adecuado para muchas estructuras regulares, dentro de las definiciones del Capítulo 2. Sin embargo el proyectista puede aplicar métodos de análisis más refinados en esos casos. Es inadecuado para:

- 1) Estructuras con distribuciones irregulares de masas o rigideces, cuando la distribución de fuerzas dadas por las expresiones [6.11] o [6.12] y [6.13] pueden dar resultados erróneos.
- 2) Estructuras regulares o irregulares en las que los movimientos laterales en cada dirección y el movimiento torsional están fuertemente acoplados. Esto puede advertirse cuando para acciones aplicadas en una dirección se producen desplazamientos comparables en ambas direcciones, sea en el centro de masas o en los bordes.
- 3) Estructuras con distribuciones irregulares de resistencia, que pueden llevar a concentraciones excesivas de demandas de ductilidad.

En estos casos se debe corregir la estructura o aplicar un método de análisis más riguroso.

Muchas estructuras edilicias irregulares pueden ser todavía analizadas con el método estático si se verifica que la distribución de corte en altura es razonablemente aproximada a la que proporcionan las expresiones [6.11] o [6.12] y [6.13]. El procedimiento es el siguiente:

Paso 1: Calcular la distribución de fuerzas en altura de acuerdo con 6.2.4.1.

Paso 2: Con estas fuerzas se predimensiona la estructura y se calculan los desplazamientos de cada nivel, d_i .

Paso 3: Reemplazar h_i , h_k o h_n en las expresiones [6.11] o [6.12] y [6.13] por d_i , d_k o d_n , según corresponda y obtener la nueva distribución de fuerzas.

Paso 4: Si en cualquier nivel el corte resultante del paso 3 difiere más del **30%** del que se computó en el paso 1 el edificio debería ser analizado por los métodos del Capítulo 7. Si la diferencia es menor se puede analizar el edificio con los valores obtenidos del paso 3.

En cualquier caso el procedimiento a seguir debería ser:

- a) Predimensionar el sistema estructural elegido y establecer un mecanismo de colapso,
- b) Aplicar las acciones definidas en 6.2. y 6.3. y analizar la estructura (Cap. 8),

- c) Verificar las deformaciones elásticas de la estructura (según 6.4.),
- d) Verificar dimensiones de los distintos componentes, con la redistribución permitida,
- e) Controlar la excentricidad. Si no se cumplen las condiciones, corregir las dimensiones de los componentes o el diseño global de la estructura.

Es obvio que el predimensionado debe tomar en cuenta la futura verificación de la regularidad estructural (tablas 2.3. y 2.4.), también resulta obvio que el proceso es iterativo.

En estructuras edilicias altas el método estático tiende a valores exagerados de los momentos de vuelco y consecuentemente de las reacciones verticales debidas a la acción sísmica. En esos edificios los métodos del Capítulo 7 pueden proporcionar valores más realistas y demandar menos a las fundaciones sin desmedro de la seguridad.

C 6.2. ACCIONES HORIZONTALES

El proyectista debe considerar que el sistema de fuerzas equivalentes tiene por objeto dotar a la construcción de la resistencia mínima requerida para limitar los daños a niveles aceptables. Sin embargo sólo el estudio del mecanismo de colapso permite garantizar que los daños se ajusten a las previsiones. El estudio requerido es cualitativo antes que cuantitativo. Se trata de comparar demandas con suministros de resistencia, con el objeto de establecer los puntos en los que la estructura plastificará y evitar la aparición de componentes o modos de rotura frágiles. La aplicación de los principios del diseño por capacidad garantiza ese objetivo y permite un trabajo más “automático” pero no pone en evidencia errores de diseño que el estudio comentado permite advertir.

C 6.2.1. Esfuerzo de corte en la base

El coeficiente sísmico **C** de la expresión 6.1 se expresa en unidades de **g**, es decir que es un factor adimensional que representa una fracción de la aceleración de la gravedad para aplicar al peso **W** de la construcción y obtener la fuerza horizontal total, esto es el corte en la base. El peso **W** es el peso de la construcción que probablemente esté presente durante el terremoto de diseño y se determina según el Cap. 3.

C 6.2.2. Coeficiente sísmico de diseño

El coeficiente sísmico **C** es función del destino, del período, de la sismicidad o zona sísmica y del comportamiento último de la construcción.

C 6.2.3. Período fundamental de vibración de la estructura

El período fundamental es el dato de partida para determinar el coeficiente sísmico. En general las construcciones de más de tres niveles tienen períodos que exceden el valor **T₁**, por lo que, al aumentar el período el coeficiente sísmico disminuye. En consecuencia la

evaluación del período debe ser conservadora, o sea que se debe utilizar un límite inferior para su valor. El período fundamental aproximado T_a proporcionado por [6.8] o [6.9] y el límite establecido por la expresión [6.7] tienen por objeto evitar errores gruesos de análisis por un lado y estructuras demasiado flexibles por otro. Las expresiones [6.8] y [6.9] provienen del análisis de la respuesta de muchos edificios para sismos intensos, principalmente de EEUU.

En general para la determinación del período es deseable utilizar los procedimientos de la dinámica estructural, particularmente cuando los programas actuales permiten hacerlo rápidamente. Sin embargo se llama la atención sobre la interferencia de componentes “no estructurales” con la deformación de la estructura, que pueden aumentar su rigidez y disminuir el período teórico. Por lo tanto el modelo estructural debería tener en cuenta esas circunstancias.

Es admisible el empleo de las fórmulas aproximadas de la Dinámica Estructural :

a). Para estructuras en general:

En el caso de estructuras sobre base fija, y en las que pueden suponerse las masas concentradas en niveles, el período fundamental de vibración T podrá obtenerse mediante la expresión siguiente:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i u_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i u_i}} \quad [C 6.1]$$

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad [C 6.2]$$

Donde u_i es el desplazamiento del nivel i para el conjunto de fuerzas horizontales F_i .

b). Edificios regulares de n niveles:

Se considera suficiente aproximación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_n h_n}{g F_n}} \quad [C 6.3]$$

Donde F_n está dada por la expresión [C 6.2] para el último nivel.

C 6.2.4. Distribución de acciones sísmicas

Es práctica habitual hablar de la distribución horizontal, entendiendo por tal la distribución de las fuerzas aplicadas en los centros de gravedad de las distintas masas que componen la construcción entre los planos o elementos resistentes. Este concepto proviene principalmente de épocas en las que los únicos métodos eran manuales y el análisis debía realizarse para cada plano vertical individualmente. Los métodos actuales, que permiten el

análisis espacial de la estructura en forma directa, no requieren otra consideración que aplicar las fuerzas en los centros de gravedad de las masas.

Sin embargo en estructuras para edificios de hasta tres niveles es posible aplicar la distribución del corte “por niveles” suponiendo que las rigideces se estimen razonablemente. Para ese propósito se debe considerar que la rigidez del elemento e en el nivel i está dada por:

$$R_{ei} = \frac{1}{d_{ei}} \quad [C 6.4]$$

Siendo d_{ei} la deformación del elemento en el nivel i para una fuerza unitaria.

C 6.2.4.1. Distribución en altura

La expresión [6.11] implica que el primer modo de vibración es dominante en la respuesta de la estructura, ya que en estructuras poco flexibles la deformada se aparta poco de la ley lineal. Las expresiones [6.12] y [6.13] toman en cuenta la influencia del segundo modo de vibración en estructuras relativamente flexibles. Se supone que las estructuras que satisfacen las condiciones de regularidad establecidas para la aplicación del Cap. 6 permiten aplicar estas distribuciones con suficiente confianza. Sin embargo el proyectista debería tomar en cuenta irregularidades en la deformación vertical que pudieran indicar un comportamiento distinto.

C 6.2.4.2. Torsión accidental

Los efectos torsionales se manifiestan en estructuras cuyos diafragmas tienen rigidez suficiente como para distribuir acciones en su plano. En construcciones con diafragmas muy flexibles o sin ellos no hay efectos torsionales, pero entonces las fuerzas horizontales deben asignarse “por áreas de influencia” a cada elemento resistente. El detalle de la aplicación de estos procedimientos está en el Capítulo 8.

Los efectos torsionales en las construcciones se deben a varias causas: la excentricidad entre el centro de masas y el “centro de rigidez” (excentricidad inherente), los movimientos torsionales del suelo, las variaciones inevitables de rigideces y masas por diferencias entre las dimensiones teóricas y las reales, la distribución de cargas móviles diferente de la supuesta. Además el efecto torsional dinámico es mayor que el efecto puramente estático, de lo que se sigue que la excentricidad inherente no es suficiente para cuantificar el efecto torsional aún en estructuras “teóricamente perfectas”; hay una llamada “amplificación dinámica de la excentricidad”.

En consecuencia en reglamentos anteriores se representó el efecto torsional en cada masa o nivel por el par resultante del producto entre la fuerza sísmica aplicada en el nivel por la excentricidad de cálculo. Esta excentricidad de cálculo estaba dada por la excentricidad

inherente multiplicada por un factor de amplificación más la excentricidad accidental. Este planteo es simple para su aplicación con métodos manuales o semi manuales. Sin embargo tiene varias objeciones.

Por un lado el concepto de “centro de rigidez” sólo es unívoco en estructuras con una sola masa o nivel, ya que en estructuras de muchos niveles, salvo el caso de pórticos con vigas muy rígidas comparadas con las columnas, las deformaciones de los diferentes niveles están acopladas y por lo tanto no puede hablarse de “rigidez de piso”, mucho menos de un “centro de rigidez” de cada piso. Por otro lado cuando la estructura plastifica interesa más la posición de la resultante de resistencias que la de las rigideces y el efecto de amplificación dinámica no puede explicarse con un factor aplicado a la excentricidad inherente elástica.

Finalmente el procedimiento hasta ahora utilizado requiere la determinación de un “centro de rigidez”, que en algunos reglamentos se prefirió denominar “centro de giro”, considerando tal el punto indesplazable de cada nivel al aplicar cuplas unitarias de igual sentido en todos ellos. Esta determinación queda oculta en muchos programas de análisis estructural y por lo tanto implica un engorro adicional para el proyectista, sin que por ello se mejore la seguridad de la construcción. Varios autores, en particular Paulay, han objetado la aplicación de este procedimiento, que sólo incrementa resistencias sin lograr el objetivo fundamental de limitar deformaciones y daños.

En consecuencia en esta versión del reglamento se ha preferido insistir en la necesidad de diseñar estructuras bien configuradas: con la menor excentricidad inherente posible y con buenas rigidez y resistencia torsional. Además se reconoce que al requerir que la fuerza se aplique en el centro de masa y que la estructura se analice como estructura espacial ya queda implícita la excentricidad inherente en el análisis. En cuanto a la excentricidad accidental se consideró conveniente clasificar a las estructuras por su regularidad torsional y premiar a las que tienen menos torsión inherente, así como en las **zonas sísmicas 3 y 4** se requiere el rediseño de estructuras con torsión excesiva.

En el análisis la fuerza deberá considerarse aplicada en un punto distante del centro de masa el valor de la excentricidad accidental en cada sentido y para cada dirección de análisis, lo que equivale a aplicar un par de intensidad igual a la fuerza multiplicada por la excentricidad accidental.

C 6.4. DEFORMACIONES

Debido a las características de cada uno de los métodos de evaluación de la acción sísmica se plantea el procedimiento de verificación de las deformaciones en cada uno de los métodos.

C 6.6. INFLUENCIA DE ROTACIONES DE MASAS ALREDEDOR DE EJES HORIZONTALES

En estas estructuras la traslación está acompañada por un giro importante del extremo del soporte y si la masa tiene una inercia rotacional importante, como es frecuente en los casos mencionados en 6.6., la acción sobre la construcción aumenta significativamente.

C 6.6.1. Casos de consideración obligatoria

La expresión [6.19] pone un límite en función de comparar la energía asociada a las rotaciones con la energía asociada a las traslaciones cuando se aplican a las masas las fuerzas estáticas equivalentes (sin incluir el efecto adicional de las cuplas sobre las masas).

C 6.6.2. Evaluación estática de la influencia rotacional

La expresión [6.20] proporciona un método simplificado para tomar en cuenta la influencia de la rotación. Si el sistema tiene más de dos masas no hay modo de simplificar el análisis y el análisis dinámico es inevitable.

El método simplificado propuesto es iterativo, es decir que sólo pueden calcularse las traslaciones y rotaciones a partir de las fuerzas y luego calcular los momentos. Conocidos éstos se repetiría el ciclo. Sin embargo y dadas las simplificaciones del método es suficiente calcular los momentos en el primer ciclo y aplicarlos a la verificación de la seguridad estructural.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 7

MÉTODOS DINÁMICOS

C 7.1. GENERALIDADES

La utilización de métodos dinámicos se ha visto favorecida por la difusión de programas de análisis que los incluyen como rutina. Sin embargo se debe considerar que los aspectos más delicados de estos métodos siguen siendo la validez del modelo y la interpretación de los resultados. En ellos se debe centrar la atención del proyectista. Este requisito es tanto mayor cuanto más complejo es el método.

En todos los casos se requiere la comparación de los resultados con los que corresponden a la aplicación del método estático (Cap. 6), como un modo de evitar errores gruesos.

C 7.1.1. Aplicación de la excitación sísmica

El criterio es consistente con la práctica consagrada en el mundo. En la mayoría de los casos prácticos será suficiente considerar un movimiento común a todos los apoyos. Sin embargo ciertas estructuras muy extensas pueden requerir la aplicación de movimientos independientes en los diferentes apoyos.

C 7.1.2. Modelo vibratorio de análisis

Se llama la atención sobre aspectos a considerar por el proyectista para garantizar la validez de los resultados. El modelo debe ser representativo de las deformaciones de la estructura. En muchos casos sólo la utilización de varios modelos permite evaluar una envolvente de situaciones.

C 7.2. PROCEDIMIENTO MODAL ESPECTRAL

El análisis modal es aplicable para calcular la respuesta lineal elástica de estructuras con múltiples grados de libertad. Se basa en el hecho de que la respuesta es la superposición de las respuestas de los modos individuales. Cada modo tiene su propia deformada, la forma modal, su período y su propio amortiguamiento. En consecuencia la respuesta de la estructura puede ser modelada por la respuesta de un número de vibradores de un solo grado de libertad, cada uno representativo de cada modo y la excitación que el sismo induce en cada uno. Para ciertos tipos de amortiguamiento esta representación es matemáticamente exacta. Para las estructuras reales la experiencia ha mostrado que el uso del análisis modal, con vibradores de un solo grado de libertad y amortiguamiento viscoso proporciona una aproximación suficiente para la respuesta elástica real.

El propósito del análisis modal es obtener la máxima respuesta para cada uno de los modos importantes, las que luego se superponen apropiadamente. Esta superposición debe tomar en cuenta que los máximos de cada modo no son simultáneos.

Se debe tener en cuenta que los métodos de superposición proporcionan resultados en valor absoluto y los valores máximos resultantes para distintos esfuerzos no son simultáneos. Por lo tanto se debe considerar cuidadosamente la simultaneidad y la influencia del sentido de los esfuerzos en los resultados.

C 7.2.1. Determinación de los modos naturales de vibración

Las condiciones establecidas corresponden a la excitación de sismos que demandarán deformaciones importantes, si bien se trata de evaluar el comportamiento elástico de la estructura. Por eso los períodos pueden ser significativamente mayores que los que se obtienen de mediciones en edificios reales para excitaciones ambientales o artificiales de pequeña amplitud. En gran medida ello se debe a la presencia de cerramientos frágiles que durante un sismo importante quedarán dañados.

C 7.2.2. Determinación de la respuesta

El análisis del modelo tiene dos etapas: el análisis modal, que es la determinación de las formas, los factores de participación y los períodos correspondientes a cada modo; y la superposición modal, que es la resultante de la acción conjunta de los modos excitados según el espectro de diseño.

Una de las causas de error más comunes es la introducción de los pesos en lugar de las masas, cuando el programa requiere tal información por separado, los períodos son aumentados por un factor aproximado de 3. Otra fuente de error frecuente es el sistema de unidades, en particular con programas de origen norteamericano. En consecuencia se llama la atención al proyectista sobre la necesidad de familiarizarse con el programa que utiliza e investigar cuidadosamente las unidades que utiliza, la fuente de las que el programa determina las masas y la pertinencia de los datos que introduce.

La expresión [7.1] es consistente con la idea de que la ductilidad se desarrolla uniformemente en la estructura, ya que aplica la misma reducción a la excitación de todos los modos. Por lo tanto es necesario que se considere esta cuestión al analizar los resultados. Se supone que el resultado final proporciona la información correspondiente al **límite elástico** de la estructura.

C 7.2.3. Modos a considerar

En rigor las estructuras tienen un número de grados de libertad mucho mayor que el que es posible representar en el modelo. A su vez el número de modos que proporciona un cierto modelo es suficientemente grande como para que muchas veces sea conveniente, o aún

necesario, limitar el número de los que se considera en la determinación de la respuesta. El criterio establecido, considerar un número de modos que movilice al menos el **90%** de la masa total, es consistente con la práctica internacional y, además, es lógico si se considera la precisión con la que se puede evaluar la acción sísmica.

C 7.2.4. Superposición modal

La superposición modal debe tomar en consideración la probabilidad de simultaneidad de los máximos de respuesta de los distintos modos. En reglamentos anteriores se incluyó la suma de valores absolutos de la respuesta de todos los modos y la superposición cuadrática simple (raíz cuadrada de la suma de cuadrados de las respuestas individuales). Claramente la primera es extremadamente pesimista y se ha considerado conveniente eliminarla, siguiendo las tendencias de los últimos reglamentos.

Cuando existan modos cuyos períodos difieran entre sí en menos del **10%** no es confiable la aplicación de la superposición cuadrática (**SSRS**). El método **CQC** se puede aplicar en todos los casos. La mayoría de los programas disponibles hoy tienen incluidos ambos métodos.

C 7.2.5. Solicitaciones mínimas

Esta disposición es consistente con la práctica aceptada y tiene por objeto evitar errores gruesos en el modelo de análisis dinámico, así como detectar comportamientos anómalos de la estructura.

C 7.2.6. Torsión accidental

Se aplica el mismo procedimiento simplificado que el del método estático (6.2.4.2.) para evaluar la influencia de la torsión accidental.

C 7.3. PROCEDIMIENTO DE RESPUESTA LINEAL EN EL TIEMPO

La respuesta de la estructura se obtiene por integración numérica de las ecuaciones de movimiento para un acelerograma que representa el movimiento del suelo. El acelerograma se presenta digitalizado en una serie de pasos suficientemente cortos comparados con el período de la estructura, habitualmente del orden de **1/100 s**. Comenzando con el paso inicial se resuelven los desplazamientos de los grados de libertad de la estructura paso a paso en forma incremental. Esto requiere un esfuerzo computacional considerable, hoy posible con las PC y los programas disponibles. Sin embargo la interpretación de los resultados, que incluye un volumen grande de información, es la parte más trabajosa e importante del proceso.

La principal ventaja de este procedimiento, con relación a la superposición modal espectral es que pueden obtenerse valores reales de la respuesta para un terremoto determinado.

Esto incluye desplazamientos, deformaciones, sollicitaciones e incluso características dependientes del desplazamiento, como puede ser el amortiguamiento. Sin embargo esta respuesta es altamente dependiente de las características particulares del terremoto considerado y pequeñas diferencias entre dos acelerogramas aparentemente iguales pueden producir grandes diferencias en la respuesta. Por eso es indispensable analizar la estructura para un número significativo de acelerogramas que cubran adecuadamente el espectro de diseño. Obviamente esto aumenta aún más el trabajo computacional y de interpretación de resultados. En lo posible los acelerogramas deben proceder de registros de terremotos reales, aunque pueden utilizarse acelerogramas generados artificialmente. Hoy se dispone de un número importante de tales registros.

Cuanto mayor es la complejidad del método de análisis más experiencia y dedicación requiere la interpretación de sus resultados. Un caso en el que este método es conveniente es la evaluación del comportamiento de estructuras con aislación de base, para las que el análisis modal puede proveer resultados envolventes de sollicitaciones pero no predice adecuadamente los desplazamientos.

C 7.3.1. Acelerogramas a utilizar

Se proporciona un modo para controlar la representatividad de los acelerogramas en relación con el terremoto de diseño, expresado por el espectro de diseño de este Reglamento.

C 7.3.2. Sollicitaciones

Con las sollicitaciones requeridas se verificará la capacidad de la estructura en estado límite último que corresponda. El límite establecido para el corte basal tiene por objeto controlar errores en el modelo o en su procesamiento.

C 7.3.3. Torsión accidental

Se aplica el mismo procedimiento simplificado que el del método estático (6.2.4.2.) para evaluar la influencia de la torsión accidental.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 8

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

C 8.1. MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se reitera el requerimiento de evaluar el comportamiento espacial de la estructura, para poner en evidencia los acoplamientos entre traslaciones y torsiones. Además esta disposición es indispensable para alertar a los profesionales acerca de los efectos espaciales de la acción sísmica.

C 8.1.1. Análisis elástico lineal

En general el análisis elástico será el punto de partida para adoptar decisiones finales de diseño como por ejemplo terminar de definir el mecanismo de colapso. También servirá de comparación para establecer la magnitud de las redistribuciones, las deformaciones plásticas originadas por las redistribuciones y las deformaciones finales.

La directiva acerca de la consideración de la rigidez de los componentes de hormigón o mampostería es consistente con la evaluación del comportamiento para acciones que alcanzan el límite elástico de las construcciones.

C 8.1.2. Otros métodos

Otros métodos que consideren directamente el comportamiento no lineal de las estructuras están condicionados a la aprobación de la Autoridad de Aplicación.

Actualmente están disponibles los siguientes métodos: Análisis estático no lineal incremental; Procedimiento de respuesta no lineal en el tiempo y Diseño basado en desplazamiento. A continuación se hace una breve síntesis de cada uno.

a) Análisis estático no lineal incremental

Consiste en aplicar las fuerzas estáticas equivalentes en incrementos finitos que se definen a partir de los cambios de las condiciones elásticas de la estructura, es decir, cuando se produce cada una de las etapas de plastificación de cada una de las rótulas plásticas previstas. El método requiere definir la ubicación y modo de plastificación de cada una de las rótulas para que la estructura se convierta en mecanismo de colapso. La definición de las rótulas requiere garantizar que el resto de la estructura se mantiene elástica, por ejemplo, aplicando los principios del diseño por capacidad.

El método está incluido en muchos programas de análisis estructural pero la documentación que los acompaña no siempre es suficiente guía para la aplicación correcta. Otra dificultad reside en que el método proporciona una ley fuerza-desplazamiento que incluye parte de la

sobrerresistencia, lo que debe tenerse en cuenta al interpretar los resultados. Finalmente la definición del sistema de fuerzas estáticas, que se vincula al primer modo de vibración en condiciones de plastificación, es un tema delicado.

Muchos expertos consideran que este método es apropiado para la verificación y refuerzo de estructuras existentes. Incluso la norma **NERHP 450** lo incluye para esos casos.

b) Procedimiento de respuesta no lineal en el tiempo

Consiste en aplicar desplazamientos definidos por un acelerograma en la base de la construcción en forma incremental. Luego de cada incremento se redefinen las propiedades elásticas de la estructura en función de las deformaciones en cada una de las rótulas. El método requiere definir la ubicación y el modo de plastificación de cada una de las rótulas necesarias para que la estructura se convierta en mecanismo de colapso. La definición de las rótulas requiere garantizar que el resto de la estructura se mantiene elástica, por ejemplo, aplicando los principios del diseño por capacidad. Los acelerogramas deberían cumplir las condiciones requeridas por el procedimiento de respuesta lineal en el tiempo (7.3.).

El método por el momento está reservado a la investigación o a estructuras muy especiales, aunque ya está incluido en algunas normas. La principal dificultad es la interpretación de la enorme cantidad de información.

c) Diseño basado en desplazamientos

El método reconoce que los daños o el colapso están más vinculados a la deformación que a la resistencia de la estructura. Consiste en establecer a priori la deformación límite de la estructura y, a partir del espectro de diseño de desplazamientos, definir el período y la rigidez equivalente de la estructura. Conocido el desplazamiento y la rigidez equivalente se obtiene la demanda de corte y por lo tanto la resistencia requerida. En los sistemas de un grado de libertad el método es directo y fácil de aplicar. En sistemas de varios grados de libertad se complica la definición de la deformación límite y de la distribución de fuerzas.

Otra dificultad del método es la inclusión de la influencia de la plastificación de la estructura. Hay muchas variantes propuestas para la aplicación del método, entre las más conocidas la de Chopra y la de Priestley.

C 8.2. MODELACIÓN ESTRUCTURAL

C 8.2.1. Deformabilidad de los diafragmas

La mayoría de los edificios de hormigón armado tienen losas o entrepisos cuya rigidez horizontal permite suponerlos diafragmas rígidos. Este no es el caso de muchas

construcciones industriales o de edificios bajos con cubiertas metálicas o de madera. El proyectista debe considerar la influencia de la flexibilidad del diafragma en el modelo de análisis. Es obvio que esta consideración debe ser consistente con el método de evaluación de la acción sísmica aplicado.

Cuando los diafragmas son flexibles en construcciones bajas (hasta tres niveles) se pueden considerar dos casos extremos como envolventes de la situación real: una distribución de acciones en la hipótesis de diafragma rígido y una en la hipótesis de falta de diafragma. Cuando los diafragmas son muy flexibles o inexistentes es imposible la transferencia de acciones torsionales a la estructura en su conjunto, por lo que se deben omitir del análisis. En esos casos la distribución de fuerzas entre los elementos verticales se debe hacer por áreas tributarias, es decir considerando a los entrepisos como vigas sobre apoyos rígidos. La condición establecida en 8.2.1.2. permite la simplificación de considerar a los diafragmas como infinitamente flexibles.

El cumplimiento de la condición 8.2.1.1. implica además el cumplimiento de lo especificado en las **partes II, III y IV** de este Reglamento para que el diafragma pueda considerarse rígido. Dada la frecuencia del caso de diafragmas de hormigón armado, algunas recomendaciones indican:

a) Losas macizas de hormigón armado

Losas apoyadas en más de dos bordes $d \geq L_o/50$

Losas apoyadas de otro modo $d \geq L_o/30$

Siendo d el espesor de la losa y L_o la luz libre menor de la losa.

b) Placas nervadas o placas mixtas hormigón acero

Separación entre nervios $1/s_x + 1/s_y \leq 1/(12d_o)$

Siendo s_x y s_y la separación entre nervios según las direcciones x e y respectivamente y d_o el espesor de la placa entre nervios.

En construcciones en general $d_o \geq 5cm$. En construcciones de grupos **B** o **C** hasta 7m o dos pisos de altura $d_o \geq 3 cm$. La altura total de los nervios d debe cumplir a).

Si la placa entre nervios está formada por elementos premoldeados que se unen por colado in situ, las uniones deben permitir el empalme efectivo de las armaduras de los elementos de la placa con **25%** de capacidad adicional.

c) Diafragmas constituidos por elementos premoldeados

Se colocará un encadenado perimetral y un encadenado en correspondencia con cada sistema resistente vertical. Los encadenados serán de hormigón armado colado in situ y deben contener el espesor total de la losa o placa (incluidos los nervios).

C 8.2.1.2. Diafragma totalmente flexible

La comprobación indicada requiere modelar los diafragmas como vigas horizontales apoyadas en los elementos verticales. A esta viga se aplican las fuerzas sísmicas distribuidas según la distribución de masas correspondientes. El método indicado admite por extensión la consideración de la continuidad de los elementos componentes del diafragma (viga continua sobre apoyos elásticos) para la distribución de las fuerzas.

C 8.2.2. Deformabilidad del suelo

El suelo condiciona el comportamiento de la estructura. La deformación del suelo bajo las fundaciones aumenta el período fundamental de la construcción, modifica la distribución de solicitaciones entre los elementos verticales, influye sobre el amortiguamiento y aumenta los desplazamientos respecto los que tendría en la hipótesis de base fija.

El aumento del período es significativo en las construcciones altas. En las construcciones de alturas medias o bajas, que generalmente tienen fundaciones superficiales independientes, es significativa la influencia sobre la distribución de solicitaciones. En cambio este aspecto es insignificante cuando la fundación es continua como en el caso de plateas rígidas o cajones de fundación formados por los subsuelos y sus muros. La influencia sobre el amortiguamiento es significativa en grandes construcciones muy pesadas, que generalmente corresponden a los grupos **A** o **A_o**, que muchas veces caen en el requerimiento de estudios especiales de riesgo y lo establecido en 1.2., segundo párrafo.

El **ANEXO A LOS COMENTARIOS DEL CAPÍTULO 8** proporciona métodos simplificados, aceptados por la práctica internacional, para la modelación del comportamiento del suelo. El límite establecido para la reducción de acciones que pudiera resultar de la representación de la deformabilidad del suelo es consistente con otros requerimientos similares en otros Capítulos del Reglamento y tiene por objeto evitar errores de modelación o comportamientos anómalos de la estructura.

C 8.3. PARTICULARIDADES ESTRUCTURALES

C 8.3.1. Influencia de las irregularidades estructurales

Las irregularidades estructurales aumentan las incertidumbres sobre el comportamiento de la estructura para acciones sísmicas. Por lo tanto deben ser consideradas cuidadosamente y debería ser el primer paso en la verificación de la estructura. En otras palabras, la evaluación de los desplazamientos en planta y en altura, que son los indicadores de las irregularidades, debería ser completada antes de cualquier otra verificación.

Las irregularidades estructurales, mencionadas en las Tablas 2.3. y 2.4., salvo las que específicamente se refieren al elemento, no se deben referir a un solo elemento o a unos pocos, sino a todo el sistema en la dirección que se estudia.

C 8.3.1.1. Irregularidades extremas en planta o en altura

Las irregularidades extremas son fuente de incertidumbre y causa de daños evidenciados por todos los terremotos. En consecuencia la estructura debe rediseñarse para reducir la irregularidad. No se trata de una cuestión de análisis sino de diseño, la mayoría de las veces de diseño conceptual. Por lo tanto y sin necesidad de un modelo de análisis muy elaborado, antes de avanzar en el dimensionado se debe evaluar la regularidad estructural de acuerdo con Tablas 2.3. y 2.4. y, de ser necesario, rediseñar la estructura.

C 8.3.1.2. Discontinuidad de componentes en elementos sismorresistentes verticales

Cuando un elemento sismorresistente se interrumpe, sea porque los esfuerzos se transfieren a un elemento paralelo, sea porque se transfieren dentro del plano del elemento, se crea la necesidad de soportar acciones verticales de origen sísmico debidas a la interrupción. Estas acciones verticales se pueden soportar de diversas maneras, con columnas o con vigas, por ejemplo. El análisis elástico es insuficiente para la evaluación de las acciones verticales de origen sísmico sobre los componentes afectados por la interrupción. La plastificación del elemento interrumpido originará esfuerzos mayores que los derivados del análisis elástico. Por lo tanto es necesario evaluar los esfuerzos en los componentes que soportan al elemento interrumpido en la condición de que éste último ha plastificado, independientemente de cuales sean los esfuerzos provenientes del análisis elástico.

En el caso de estructuras de hormigón armado es suficiente aplicar los principios del diseño por capacidad requeridos por la **parte II** de este Reglamento. En el caso de estructuras de acero se aplicarán los factores de sobrerresistencia conforme a la **parte IV** de este Reglamento.

C 8.3.1.3. Discontinuidad fuera del plano de elementos sismorresistentes

La discontinuidad de un elemento vertical en su plano implica transferencia de esfuerzos a elementos en planos paralelos o en el mismo plano. En esa transferencia están involucrados otros componentes estructurales y, eventualmente, el diafragma. Todos ellos deben verificarse para la combinación más desfavorable de las solicitaciones propias y de las derivadas de la transferencia de esfuerzos. Se debe prestar atención a la conexión de los elementos verticales con el diafragma y, considerando que la plastificación debe desarrollarse preferentemente en los elementos verticales, las solicitaciones en los diafragmas deben ser mayoradas.

La discontinuidad en el plano del elemento puede ser causa de una disminución local en la relación demanda-capacidad, que incrementaría la demanda de ductilidad local. Por eso es necesario limitar la posible reducción de la relación mencionada.

C 8.3.1.4. Piso débil

El piso débil produce una concentración de la demanda de ductilidad en el nivel correspondiente. Para evitarla es necesario diseñar el nivel en condición elástica, salvo el caso de construcciones muy bajas.

C 8.3.2. Sistemas o componentes estructurales no considerados parte de la estructura sismorresistente

Aunque la resistencia y rigidez de estos componentes fuera despreciable se debe considerar la influencia de su presencia con un doble propósito. En primer lugar el componente debe permanecer estable para las condiciones de deformación última que le impondrá la estructura sismorresistente cuando desarrolle la ductilidad prevista. En segundo lugar se debe tener en cuenta las posibles modificaciones de comportamiento de la estructura principal por su presencia.

C 8.3.3. Componentes o sistemas considerados no estructurales

En muchos sismos la interacción de elementos no estructurales ha producido modificaciones del comportamiento estructural que derivaron en daños estructurales importantes. Es el caso de los sismos de Caracas (1964), Lima (1972), San Juan (1977), Mendoza (1977) y (1985), entre otros. En ellos la tabiquería de relleno de bloques cerámicos huecos (Mendoza) y aún muebles de madera (Lima) modificaron de tal modo el comportamiento supuesto de la estructura que se produjeron daños importantes. En el caso de Lima el edificio de la Biblioteca de la Universidad de La Molina colapsó.

Para la velocidad de la deformación que origina un sismo muchos materiales tienen un comportamiento totalmente diferente del que tienen en condiciones de cargas de aplicación lenta; tanto su rigidez como su resistencia son considerablemente mayores. Como consecuencia se convierten de hecho en parte de la estructura sismorresistente, aunque el proyectista, por razones reglamentarias o por propia decisión los haya excluido del modelo analítico.

C 8.3.4. Influencia de rellenos en pórticos

La presencia de rellenos de mampostería o de otros materiales, comúnmente considerados “no estructurales” modifica totalmente el funcionamiento estructural comparado con el de un pórtico libre. Se originan modos de falla diferentes al modo de flexión previsto habitualmente para los pórticos. Por lo tanto estos rellenos deben ser considerados cuidadosamente por el proyectista para evitar que la estructura tenga un comportamiento indeseable. Esta

prevención alcanza a multitud de materiales aunque el relleno más común es la mampostería.

La desvinculación estructural de los rellenos requiere normalmente que se provean espacios para permitir el movimiento relativo de los componentes, que generalmente deben ser sellados por las exigencias funcionales de la construcción. El proyectista, **considerando la velocidad de deformación que impone la acción sísmica**, debe garantizar que los sellos permitan el movimiento relativo sin originar esfuerzos significativos. El relleno del espacio con materiales compresibles del tipo del poliestireno expandido y similares es inaceptable desde este punto de vista.

Cuando el relleno es solidario con la estructura se deben considerar los posibles modos de falla siguientes:

- a) Falla por corte de las piezas del pórtico en las zonas próximas a los nudos, debido a la concentración de esfuerzos que provoca la zona comprimida del muro (biela de compresión).
- b) Falla por corte de las piezas por el efecto de columna corta cuando los rellenos son parciales (antepechos o dinteles).
- c) Falla por corte de las columnas debido a la disminución de la altura libre causada por fallas por corte en juntas intermedias del panel de mampostería.
- d) Falla por compresión de las columnas debido al momento global (“momento de vuelco”) incrementado a consecuencia del aumento de rigidez del pórtico rigidizado.

Es evidente que los elementos más críticos son las columnas y sobre ellas el proyectista debe concentrar su atención.

Las disposiciones del Reglamento tienden a controlar estas fallas desfavorables pero se debe señalar que la solución es diseñar la estructura principal de modo que sea relativamente insensible a la presencia de la mampostería. Ello puede conseguirse si el plano que recibirá los rellenos tiene componentes (especialmente columnas) de suficiente rigidez y resistencia o si existen otros sistemas rígidos y resistentes en dirección paralela que puedan evitar la formación de mecanismos de plastificación desfavorables.

Finalmente se llama la atención sobre la necesidad de respetar la coherencia entre el modelo de análisis estructural y la construcción que se analiza. La falta de coherencia entre ambos es la raíz de muchas fallas catastróficas de estructuras analizadas de acuerdo con la letra de los Reglamentos.

C 8.3.5. Entrepisos sin vigas

Aunque muchos métodos de diseño para entrepisos sin vigas consideran el “pórtico equivalente” (**CIRSOC 201, ACI 318**), esta consideración debe limitarse al análisis para acciones verticales. La deformabilidad lateral de los sistemas de entrepisos sin vigas es demasiado grande como para que su estabilidad pueda garantizarse por el efecto de aporcamiento entre las columnas y la placa. Además es imposible soportar la concentración de ductilidad en la zona de la losa junto a la columna, como lo demuestran numerosos casos de colapsos. El terremoto de México 1985 es uno de ellos.

Por consiguiente sólo son aceptables dentro de la estructura sismorresistente como diafragmas. Para las acciones horizontales la construcción debe tener un sistema resistente adicional, por ejemplo columnas empotradas en la fundación, pórticos, tabiques, triangulaciones, etc., adecuadamente ubicados.

C 8.4. DEFORMACIONES

El control de deformaciones debe hacerse para la combinación de acciones más desfavorable en cada una de las direcciones de análisis.

Las deformaciones obtenidas de los métodos de análisis elástico (estático, modal o lineal en el tiempo) se obtienen en el límite elástico para espectros reducidos y deben ser amplificadas para obtener las deformaciones últimas.

C 8.4.1. Control de la regularidad estructural

Se trata de la regularidad torsional para verificar el cumplimiento de las condiciones establecidas en la Tabla 2.3., que pueden incluir la necesidad de rediseñar la estructura. Según las condiciones de regularidad torsional se define la excentricidad accidental requerida en la Tabla 6.3.

C 8.4.2. Control de la distorsión horizontal de piso en las construcciones edilicias

El control de la distorsión horizontal de piso es fundamental en el diseño sísmico de edificios si se tiene en cuenta que en el campo inelástico el terremoto impone fundamentalmente deformaciones a la estructura y no fuerzas que quedan prácticamente bloqueadas luego de la fluencia de la estructura. Además la distorsión horizontal de piso está asociada a la supervivencia de elementos frágiles como particiones, ventanas, vidrieras, muebles, equipamiento o similares. Los límites establecidos son los aceptados internacionalmente y provienen de la experiencia de numerosos terremotos. Las condiciones establecidas en 6.4.2. se refieren principalmente a los edificios de arquitectura civil. Eventualmente el proyectista puede considerar los límites aplicables a otro tipo de instalaciones o construcciones.

C 8.4.3. Comprobación de las condiciones de regularidad en altura

Se trata de la regularidad de rigidez para verificar el cumplimiento de las condiciones establecidas en la Tabla 2.4., que pueden incluir la necesidad de rediseñar la estructura.

Se ha tomado la distorsión horizontal de piso media como un indicador de la regularidad vertical de la estructura, ya que es el único indicador aplicable por igual a todos los tipos estructurales y además es fácilmente comprobable.

C 8.4.4. Efecto P- Delta (Efecto de 2° orden)

Este efecto es significativo cuando los desplazamientos horizontales de la construcción son importantes en relación con las dimensiones de los componentes sismorresistentes verticales. En particular se trata de estructuras apertadas con componentes de poca rigidez. Se debe cuidar especialmente el caso de entrepisos sin vigas, aun cuando éste sólo cumpla funciones de diafragma para las acciones horizontales.

El procedimiento simplificado indicado (8.4.4.1. y 8.4.4.2.) proviene de reglamentos muy reconocidos.

C 8.4.5. Efectos de martilleo, separaciones y juntas sísmicas

El propósito de la separación entre construcciones adyacentes o entre cuerpos de una misma construcción es lograr un mejor comportamiento sismorresistente y una evaluación más confiable de la respuesta de la construcción para la acción sísmica. Adicionalmente puede ser consecuencia de la necesidad de dividir la construcción para controlar otros efectos, como por ejemplo los originados por la temperatura o la retracción de fragüe.

Por construcciones irregulares deben entenderse aquellas que:

- a) Tienen plantas en L, T, E, H o similares, cuando los entrantes superan el **25%** del ancho del diafragma más angosto de la planta.
- b) Tienen sectores con distintas alturas, cuando la masa del cuerpo más elevado supera en **25%** la masa del cuerpo más bajo. Se exceptúa el caso de partes de la construcción (Capítulo 10).
- c) Tienen condiciones de fundación muy diferentes en distintas partes de la construcción.

C 8.4.5.1. Separación entre construcciones nuevas y existentes

Cuando hay una construcción existente el esfuerzo por evaluar su comportamiento puede ser difícil o aún imposible. Por lo tanto para evitar efectos indeseables, como se ha comprobado en muchos sismos, es conveniente independizar la construcción nueva. La

excepción atiende a contrapesar este criterio simplificador con los inconvenientes de una separación que crea problemas estructurales, de higiene y de desaprovechamiento de espacio.

C 8.4.5.2. Separación de una construcción en bloques

La principal razón para proponer la separación es lograr un funcionamiento más predecible de la construcción. También se trata de evitar posibles daños a los diafragmas en las zonas de conexión. Por último se trata de evitar las consecuencias de una deformabilidad excesiva de los diafragmas. Caben las mismas consideraciones que en C 8.4.5.1.

Por otra parte la eventual ventaja de la desvinculación debe considerarse a la luz de algunos aspectos funcionales y constructivos importantes. El primero es el riesgo de que elementos o partes de la construcción, necesarios para la evacuación de un edificio, queden separados de la totalidad o parte de las áreas ocupadas. El segundo es que los elementos necesarios para transitar sobre las separaciones pueden ser de dimensiones muy importantes, debido a la separación requerida, con los inconvenientes correspondientes en cuanto a materialización, estanqueidad, etc.

C 8.4.5.3. Dimensionamiento de separaciones y juntas sísmicas

La definición del “eje de junta” es clara cuando se trata de bloques de una misma construcción. En el caso de construcciones nuevas junto a construcciones existentes se debe definir un “eje de junta” a partir de los desplazamientos probables de la construcción existente. Esa tarea puede ser demasiado engorrosa, por lo que se acepta la condición e) como variante.

Se hace notar que en los distintos niveles el “eje de junta” no es necesariamente coplanar.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 9

PARTICULARIDADES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

C 9.1. DIAFRAGMAS

C 9.1.2. Verificación de conexiones y colectores

Se distingue entre conexiones, que son las uniones entre los distintos componentes y los colectores, que son componentes de transferencia. Un colector debe emplearse cuando la unión directa entre componentes del diafragma o entre el diafragma y un elemento de rigidización carece de capacidad suficiente.

C 9.2. FUNDACIONES

La aplicación de los principios del diseño por capacidad puede conducir a solicitaciones mayores que las solicitaciones que corresponderían a la construcción en comportamiento elástico. Es lógico limitar el valor de diseño a estas últimas porque son el límite correspondiente al terremoto de diseño.

C 9.2.3. Fundaciones superficiales en suelos potencialmente licuables

Las construcciones del **grupo A_o** sólo pueden tener fundaciones profundas salvo que el suelo sea estabilizado para evitar los riesgos de licuación.

Para evitar los riesgos de la licuación se pueden adoptar las siguientes medidas:

- 1) Sustituir o mejorar por compactación o drenaje el suelo potencialmente licuable.
- 2) Utilizar un sistema de fundación profundo diseñado para soportar el efecto de la licuación. En este caso los cilindros o pilotes se proyectarán sin restricción lateral en la zona licuable y considerando el eventual empuje dinámico del suelo licuado. Se debe cumplir 9.2.3.
- 3) Utilizar un cajón único de fundación para proporcionar una fundación compensada, diseñada para soportar el peso de la construcción por flotación. La rigidez del cajón debe garantizar la ausencia de deformaciones perjudiciales para la superestructura. Las proporciones del cajón y de la construcción deben garantizar la estabilidad global.

C 9.2.4. Arriostramiento de fundaciones

C 9.2.4.1. Dimensionamiento de los arriostramientos

Se exige un análisis racional de los esfuerzos en los arriostramientos si éstos se dimensionan para equilibrar una reacción horizontal en la base correspondiente dada por las

expresiones indicadas. La fuerza H_u debe considerarse en cualquier dirección y a tal fin se dispondrán adecuadamente las riostras, eventualmente colaborando con losas o contrapisos.

Si en una base concurren dos o más riostras capaces de soportar la acción H_u en una cierta dirección, los esfuerzos en cada una de ellas se determinarán por las condiciones de equilibrio y de compatibilidad.

C 9.3. SEPARACIONES Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

Las zonas de separaciones y juntas sísmicas requieren una construcción esmerada para que se garantice el movimiento libre de los cuerpos de construcción adyacentes. La dimensión mínima establecida en Capítulo 8 (**2,5cm**) toma en cuenta la tolerancia geométrica usual en la construcción. Si fuera necesario mayor tolerancia se deberá considerar al dimensionar la junta.

Los espacios de separaciones y juntas deben quedar completamente libres de obstáculos, escombros, etc., para permitir los desplazamientos relativos en cualquier dirección. Esta condición debe mantenerse durante la vida útil de la construcción.

Se admite el relleno de los espacios en las separaciones si se utilizan materiales compresibles especiales que garanticen la posibilidad de cualquier desplazamiento relativo sin transmisión de fuerzas significativas o interacciones entre las partes adyacentes. El eventual uso de rellenos debe considerar la influencia de la velocidad de deformación en la rigidez del relleno.

Cuando se empleen cubrejuntas, deberán diseñarse y construirse de manera que permitan los movimientos relativos sin alterar la función específica de la separación o junta. Se pueden utilizar cubrejuntas de materiales frágiles “sacrificables” siempre que se prevenga la caída de elementos peligrosos sobre sectores accesibles a personas o daños a instalaciones u otras construcciones.

Generalmente es innecesario producir juntas de movimiento sísmico por debajo del nivel del terreno circundante.

En la mayoría de los casos el contacto entre las construcciones adyacentes bajo el nivel del terreno es beneficioso porque limita los desplazamientos relativos. Se reconoce de este modo la situación de edificios entre medianeras y la dificultad práctica para materializar eficazmente la separación. Sin embargo el proyectista deberá verificar la posibilidad de choques entre las construcciones y en especial la posibilidad de desplazamientos relativos por diferencia entre las condiciones de los límites opuestos (en uno hay una construcción adyacente y en el otro no).

El análisis estructural, incluyendo la consideración del efecto sísmico, debe incluir el subsuelo hasta el nivel de referencia, con prescindencia de la influencia de la construcción adyacente.

ANEXO A LOS COMENTARIOS DEL CAPÍTULO 9

FUNDACIONES

A 9.0. SIMBOLOGÍA

- A_g área bruta de la sección transversal.
- B ancho de la zapata / ancho del área efectiva de la fundación.
- D_f profundidad de fundación respecto de la superficie libre dentro de la zona de falla.
- $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ factores de forma.
- $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ factores de profundidad.
- $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ factores por inclinación de la carga.
- L largo de la zapata / largo del área efectiva de la fundación.
- N_c, N_q, N_γ factores de capacidad de carga adimensionales que están en función del ángulo de fricción del suelo.
- c cohesión del suelo.
- f_y tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal en MPa.
- $k_{p\gamma}$ coeficiente de empuje pasivo.
- q esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la fundación (γD_f).
- ϕ ángulo de fricción interna del suelo.
- γ peso específico del suelo.
- β inclinación de la carga respecto a la vertical.

A 9.1. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE FUNDACIONES

La capacidad última de las fundaciones podrá evaluarse a partir de los parámetros geotécnicos del suelo. Las expresiones de la capacidad de carga última corresponden a distintas teorías de origen. Se recomiendan las siguientes según el tipo de fundación y sollicitación:

a) para fundaciones superficiales: fórmula de capacidad de carga de Terzaghi, Hipótesis de Meyerhof para ancho efectivo de carga excéntrica.

b) para fundaciones profundas: análisis de Bishop para pilotes en arcillas, soluciones de Broms para cargas horizontales últimas.

Fórmula de Terzaghi:

$$q_u = c \cdot N_c + q \cdot N_q + 1/2 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{zapata corrida}) \quad [\text{C 9.1}]$$

$$N_c = \cotg \phi \cdot (N_q - 1) \quad [\text{C 9.2}]$$

$$N_q = e^{2 \cdot (3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi} / [2 \cdot \cos^2(45^\circ + \phi/2)] \quad [\text{C 9.3}]$$

$$N_\gamma = 1/2 [(K_{p\gamma} / \cos^2 \phi) - 1] \cdot \tan \phi \quad [\text{C 9.4}]$$

Ecuación general de capacidad de carga (Meyerhof):

$$q_u = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + 1/2 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} \quad [\text{C 9.5}]$$

$$N_c = \cotg \phi \cdot (N_q - 1) \quad [\text{C 9.6}]$$

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} \quad [\text{C 9.7}]$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi \quad [\text{C 9.8}]$$

Factores de forma (para $L > B$):

$$F_{cs} = 1 + (B/L) \cdot (N_q / N_c) \quad [\text{C 9.9}]$$

$$F_{qs} = 1 + (B/L) \cdot \tan \phi \quad [\text{C 9.10}]$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \cdot (B/L) \quad [\text{C 9.11}]$$

Factores de profundidad (para $D_f / B \leq 1$):

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \cdot (D_f / B) \quad [\text{C 9.12}]$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot (D_f / B) \quad [\text{C 9.13}]$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad [\text{C 9.14}]$$

Factores de inclinación:

$$F_{ci} = F_{qi} = (1 - \beta^\circ / 90^\circ)^2 \quad [\text{C 9.15}]$$

$$F_{\gamma i} = (1 - \beta / \phi)^2 \quad [\text{C 9.16}]$$

Cuando se presente una sollicitación por M en una dirección, se deberán utilizar los valores de B y L correspondientes al área efectiva ($B-2e$) ó ($L-2e$) siendo e la excentricidad generada por las sollicitaciones, la menor de las dos dimensiones es el ancho efectivo. Para factores de forma reemplazar B y L por el valor del área efectiva. No afectar los factores de profundidad por las áreas efectivas.

Para la capacidad de otras estructuras de fundación será necesaria la opinión fundada del especialista en geotecnia.

A 9.2. MÍNIMOS CONSTRUCTIVOS PARA PILOTES O CILINDROS DE HORMIGÓN ARMADO

a) La cuantía mínima de la armadura longitudinal será:

- (a.1) No menor que $2,40/f_y$ para pilotes con un área bruta de la sección A_g igual o menor a $0,50 \times 10^6 \text{ mm}^2$.
- (a.2) No menor que $1,20/f_y$ para pilotes con un área bruta de la sección A_g igual o mayor que $2,00 \times 10^6 \text{ mm}^2$.
- (a.3) No menor que: $2400/f_y \cdot (2A_g)^{1/2}$ para pilotes con un área bruta de la sección A_g comprendida entre $0,50 \times 10^6 \text{ mm}^2$ y $2,00 \times 10^6 \text{ mm}^2$.

b) La armadura transversal, deberá cumplir con lo siguiente:

- (b.1) En las zonas de formación potencial de rótula plástica, según lo especificado para columnas en 2.3.9.1. de la **parte II** de este Reglamento.
- (b.2) En las zonas adyacentes a la zona de formación potencial de rótula plástica en una distancia igual a la mayor entre **3 veces** el diámetro del pilote (d), **3 veces** la altura total de la sección o la longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica, según lo especificado para columnas en 2.3.9.2. de la **parte II** de este Reglamento.
- (b.3) En el resto del pilote la separación entre ejes de estribos no deberá ser mayor que el diámetro del pilote (d).

A 9.3. TIPOS DE ARRIOSTRAMIENTOS

En construcciones de mampostería rigen las disposiciones de la **parte III** de este Reglamento.

a) Riostras de dimensiones y armadura mínimas dadas por la Tabla A-C 9.1. para el caso de hormigón armado.

Las armaduras dadas en la Tabla A-C 9.1. corresponden a aceros con $f_y \geq 420 \text{MPa}$. Para aceros de otros tipos se colocará la sección mecánicamente equivalente con los diámetros mínimos indicados.

b) Losas de espesor mínimo **10cm** y con la misma capacidad local que se requiere a las riostras.

c) En construcciones de hasta **2 pisos** de los grupos **A**, **B** o **C** se acepta un contrapiso de **10cm** de hormigón simple construido en el mismo plano que las riostras para suministrar rigidez transversal a la dirección de las riostras.

d) Se admiten otros tipos de arriostramientos, que deberán ser dimensionados para los esfuerzos indicados en 9.2.4.1. y de acuerdo con las exigencias de las **partes II, III y IV** de este Reglamento.

Tabla C 9.1. Dimensiones y armadura mínima de arriostramientos.

Zona sísmica	Tipo de suelo	Dimensiones	Armadura Longitudinal	Estribos
1 y 2	1 y 2	20cm x 20cm	4 ϕ 8	ϕ 4,2 c/20cm
	3 y 4	20cm x 20cm	4 ϕ 10	ϕ 6 c/20cm
3 y 4	1 y 2	20cm x 20cm	4 ϕ 12	ϕ 6 c/15cm
	3 y 4	20cm x 20cm	4 ϕ 12	ϕ 6 c/15cm

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 10

PARTES DE LA CONSTRUCCIÓN Y COMPONENTES NO ESTRUCTURALES

C 10.1. ALCANCE

La importancia del riesgo de los componentes o partes de la construcción no debe ser subestimada. En los terremotos importantes ocurridos en zonas con previsiones sismorresistentes es frecuente que haya numerosos accidentes o caídas de elementos ornamentales, de cerramiento “no estructural”, vidrieras, tejas, etc. Además es frecuente que las construcciones queden en pie y sin daños significativos pero totalmente inoperantes por fallas en sus instalaciones y servicios. Finalmente muchas de las instalaciones en edificios con equipamiento complejo (como los hospitales, muchas industrias y las centrales de energía) son altamente peligrosas si no son diseñadas apropiadamente para soportar las acciones sísmicas. Como componente o parte de la construcción se entiende a elementos de permanencia prolongada en la construcción y que estén sujetos directa o indirectamente a la estructura principal.

Desde el punto de vista de la masa se puede considerar parte o componente aquellos que no modifican significativamente la vibración de la construcción en conjunto. Si el peso del componente es importante se debe considerar un modelo de análisis (estático o dinámico) que permita representar adecuadamente la respuesta del conjunto y aplicar en él los métodos de los Capítulos anteriores.

C 10.2. EVALUACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA SOBRE PARTES DE LA CONSTRUCCIÓN

El Reglamento presenta para la evaluación de la acción sísmica sobre componentes un procedimiento simplificado que consiste en una extensión del método estático aplicable a la construcción en general. Esto no excluye la aplicación de procedimientos de análisis dinámico directo para obtener las acciones sobre las partes. En ciertos casos de instalaciones (tuberías) puede ser necesario realizar un análisis específico de la instalación.

El análisis consiste en la determinación de un coeficiente sísmico que arroja como resultado una acción sísmica en estado último fruto de una acción elástica reducida por un factor de reducción propio de cada tipo de componente o parte. La aceleración elástica resulta de mayorar el valor de anclaje del espectro por un factor de amplificación dinámica, un factor de magnificación en altura y un factor de importancia específicos de la parte.

C 10.2.1. Factor de importancia

El factor de importancia diferencia a aquéllos componentes que constituyen un alto riesgo para la vida de los ocupantes de la construcción o bien que la construcción sea de carácter esencial luego de un terremoto severo. Para los casos no previstos el proyectista podrá proponerlos por analogía a la Autoridad de Aplicación.

C 10.2.2. Factor de amplificación dinámica

El factor de amplificación dinámica representa la amplificación de la aceleración que actúa en la base del componente (aceleración de anclaje del espectro de piso).

C 10.2.3. Factor de modificación de respuesta

Puede considerarse al factor de modificación de respuesta del componente o parte como el equivalente al factor de reducción que se aplica a la estructura principal. Casos no contemplados en las Tablas 10.1. y 10.2. deben ser seleccionados con juicio ingenieril. Los valores dados en las Tablas 10.1. y 10.2. son valores mínimos y el proyectista a su juicio puede adoptar valores mayores.

C 10.2.4. Factor de magnificación en altura

Este factor tiene en cuenta la amplificación de las aceleraciones en altura respecto de las del suelo. Se adopta una distribución lineal en altura de la aceleración del suelo C_a lo que es congruente con el método estático.

C 10.3. SOPORTES, VÍNCULOS Y FIJACIONES

Las fuerzas por fricción debidas a las acciones gravitatorias (peso de los componentes) son extremadamente variables durante un sismo intenso, pueden llegar a anularse debido a componentes verticales del movimiento, en particular en las zonas epicentrales. En consecuencia todo vínculo tiene que proporcionar una reacción independiente de la colaboración de la fricción debida al peso.

C 10.4. DEFORMACIONES

Las partes pueden golpear con la estructura principal o entre sí. Además los accesorios como conexiones, tuberías, etc. pueden sufrir daños que inutilicen el sistema y, en el caso de fluidos o contenidos peligrosos, provocar accidentes serios. Otro tanto puede suceder con elementos frágiles como ventanales, cubiertas o paredes de vidrio. Por lo tanto se debe prestar atención a la influencia de las deformaciones para dejar las separaciones o tomar las precauciones necesarias.

Al estudiar las deformaciones del componente se debe tomar en consideración la influencia de la deformación local de la estructura principal. Eventualmente se podrá modelar parcialmente el sistema principal junto con la parte para evaluar deformaciones y solicitaciones.

La evaluación de las deformaciones propuesta toma en cuenta la influencia de la ductilidad con el criterio aceptado de que el desplazamiento máximo es igual al desplazamiento máximo de la estructura supuesta elástica, y en este caso mayorado en un **20%**. Debido a que el control del desplazamiento absoluto de un componente no permite apreciar el nivel de daño esperado se impone el control de la distorsión.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 11

CONSTRUCCIONES EXISTENTES

C 11.1. ALCANCE

La mayor parte de la infraestructura existe con anterioridad a la entrada en vigencia de un reglamento nuevo. En muchos casos las construcciones carecen de previsiones sismorresistentes específicas o fueron proyectadas con criterios que pueden considerarse obsoletos. La experiencia prueba que son esas construcciones las que ocasionan la mayor parte de los daños y víctimas. Desde ese punto de vista parecería que lo que se debe hacer es exigir el cumplimiento completo del Reglamento.

Sin embargo, el costo tanto en términos económicos como puramente sociales puede ser altísimo y por eso se requieren otras soluciones. Aunque la mayor parte de los reglamentos ignoran a las construcciones existentes algunos (**FEMA 273, ATC 3-78**) incluyen consideraciones sobre este particular que se orientan en forma parecida a la que se adoptó para esta redacción, que trata de reflejar las circunstancias locales.

Un aspecto que conviene enfatizar es que el refuerzo, la recuperación o rehabilitación y más la reparación de construcciones dañadas exige mucho más criterio y juicio ingenieril al profesional que el proyecto de una obra nueva. No se trata de aplicar fríamente la letra de un reglamento sino de lograr un diseño adecuado. En esto el estudio conceptual del mecanismo de colapso y su seguimiento en todo el proceso es el auxiliar más confiable que se tiene para asegurar el comportamiento satisfactorio de la construcción.

Es obvio por otra parte que el proyectista y el propietario pueden escoger adecuar la obra nueva completa a las exigencias del Reglamento, sin utilizar las franquicias que este Capítulo permite. En esos casos es innecesaria la determinación de los índices que se detallan en 11.4. y todo el resto del proceso.

Las construcciones de valor histórico requieren de un cuidado particular, por lo que en el proyecto y construcción de modificaciones deben participar equipos interdisciplinarios. En particular las intervenciones no deberían alterar la esencia de la construcción primitiva.

C 11.3. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES

En los principios fundamentales está implícita la necesidad económica de proporcionar la inversión dedicada a la reparación o refuerzo a la inversión total que la obra requiere. Muchas de las obras que deben ser reparadas o modificadas son construcciones relativamente pequeñas, para las que una adecuación completa a las exigencias del

Reglamento podría ser prohibitiva. En otros casos, las modificaciones son pequeños agregados o ampliaciones que en sí mismos requieren una inversión modesta.

Se impone un juicio equilibrado entre la seguridad, la vida útil restante a la construcción y la magnitud de la obra que se quiere realizar.

C 11.4. CLASIFICACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES

Para alcanzar los objetivos considerando los principios fundamentales se impone definir los requerimientos para la construcción actual, conforme criterios que consideren las múltiples variables que se presentan en este tipo de obras.

Se han elegido tres parámetros para clasificar la construcción primitiva:

- 1) La importancia de la obra actual responde a aspectos técnico-económicos.
- 2) La calidad sismorresistente de la obra primitiva considera los antecedentes de proyecto, de construcción y el comportamiento estructural de la edificación en lo que lleva de vida útil.
- 3) La capacidad sismorresistente de la obra primitiva resulta en un índice de comparación entre la resistencia nominal de los elementos y la resistencia requerida por aplicación de este Reglamento.

C 11.4.1. Importancia de la obra actual

Se han elegido dos parámetros para valorar la importancia de la obra actual, que son excluyentes: la carga gravitatoria y el valor de obra, debe reconocerse el que resulte mayor.

C 11.4.2. Calidad sismorresistente de la obra primitiva

La evaluación de la calidad sismorresistente contempla dos previsiones y dos tipos de comportamiento, que se muestran en la Tabla C 11.1.

Tabla C 11.1. Parámetros para la evaluación de la calidad sismorresistente.

Reglamento	Actual	Pretérito/Inexistente
Comportamiento	C1 - Buena Calidad	C2 - Calidad Media
	C3 - Baja Calidad	C4 - Anómalo

La clasificación requiere el relevamiento del estado actual de la estructura del edificio que se interviene. En particular se anota el comportamiento de la construcción reflejado en la existencia de daños o desplazamientos anormales y la intensidad sísmica que han

soportado. Esto puede requerir un estudio particular y confrontado del sitio donde se ubica la construcción con recopilación de antecedentes tanto documentales como de comportamiento de otras edificaciones aledañas.

Debe entenderse que “comportamiento estructural anómalo” incluye la inspección del comportamiento de los sistemas y elementos estructurales y la interacción que pudieran tener con elementos no estructurales. Por lo tanto, también deben considerarse anomalías la presencia de columna corta, piso débil, irregularidad en planta o en alzado, falta de sistema sismorresistente completo, etc.

Nótese que la calidad sismorresistente de la obra primitiva se valora por el comportamiento de la construcción y no por el material predominante en ella.

También el Reglamento respeta la intuición e ingenio de los constructores que, aún sin reglamentaciones, construyeron considerando el efecto sísmico con alguna previsión, tal el caso de obras patrimoniales.

C 11.4.3. Capacidad sismorresistente de la obra primitiva

La evaluación de la capacidad sismorresistente implica definir y evaluar los mecanismos de colapso que la construcción puede formar. Cuando esos mecanismos permiten el desarrollo de deformaciones anelásticas se puede incluir la reducción correspondiente de la demanda en las condiciones previstas en el Capítulo 5.

El coeficiente r de la estructura a considerar es el menor de entre todos los componentes, por ello, en muchas construcciones el refuerzo de unos pocos elementos puede mejorar sustancialmente el coeficiente r . En esos casos el objetivo más importante es reforzar los elementos débiles que producen fallas prematuras o frágiles.

Se debe alertar, sin embargo, sobre el peligro de reforzar indiscriminadamente la construcción descuidando la evaluación del mecanismo de colapso, lo que puede trasladar las fallas a zonas inapropiadas o peligrosas y resultar en una construcción más peligrosa que la original. La capacidad nominal se establece en consideración de las particularidades sismorresistentes de los materiales que componen la obra.

Para construcciones hechas con materiales sin reglamentación nacional será necesario acudir a normas y reglamentos extranjeros con preeminencia de aquellos aplicados en zonas sísmicas de riesgo equivalente.

C 11.5. EXCEPCIONES PERMITIDAS

C 11.5.2. Exigencias constructivas

C 11.5.2.3. Construcciones metálicas

Se asume que la obra primitiva ya está consolidada, que los componentes estructurales y sus uniones remachadas o atornilladas de tipo aplastamiento se han deformado y están actuando, se supone en forma segura, para las acciones permanentes. El refuerzo puede realizarse con conexiones más rígidas sean soldadas o de deslizamiento crítico, se puede asignar a estas uniones la transferencia de acciones variables y sísmicas. Se mantiene el criterio establecido en **J.1.9** del Reglamento **CIRSOC 301**.

El aumento de capacidad de las conexiones puede ser resuelto, eventualmente, modificando el tipo estructural utilizado; por ejemplo un sistema primitivo de vigas y columnas cambia a pórtico con tornapuntas, o una estructura de pórtico viene a ser en un plano con diagonales centradas o excéntricas.

C 11.6. EXIGENCIAS Y COMPROBACIONES

En las siguientes Tablas se muestran, para cada calidad definida de la construcción, los requerimientos del Reglamento a tener en cuenta en intervenciones sobre construcciones existentes.

Tabla C 11.2. Requerimientos para intervenciones sobre construcciones: Calidad C1.

Calidad C1				
Se admiten todas las excepciones indicadas en 11.5.				
Seguridad Importancia	S1	S2	S3	S4
I1	Verificación completa de la construcción.	Restitución seguridad de este Reglamento ó Reparación de daños y ampliaciones independientes.	Restitución seguridad de este Reglamento y Reparación de daños.	Restitución seguridad de este Reglamento y Reparación de daños.
I2	Verificación completa de la construcción.	Restitución seguridad de este Reglamento ó Reparación de daños y ampliaciones independientes.	Restitución seguridad de este Reglamento y Reparación de daños.	Restitución seguridad de este Reglamento y Reparación de daños.
I3	Inspección para comprobar estado de construcción. Verificación completa de la construcción.	Restitución seguridad de este Reglamento ó ampliaciones independientes.	Restitución seguridad de este Reglamento y Reparación de daños ó Reparación de daños y Ampliaciones independientes.	Restitución seguridad de este Reglamento y Reparación de daños.

Tabla C 11.3. Requerimientos para intervenciones sobre construcciones: Calidad C2.

Calidad C2				
Se admiten todas las excepciones indicadas en 11.5.				
Seguridad Importancia	S1	S2	S3	S4
I1	La obra NUEVA debe tener la capacidad exigida por este Reglamento, considerando la contribución de la obra subsistente.	La obra NUEVA debe tener la capacidad exigida por este Reglamento, considerando la contribución de la obra subsistente.	La obra NUEVA debe tener la capacidad exigida por este Reglamento, considerando la contribución de la obra subsistente.	La obra NUEVA debe tener la capacidad exigida por este Reglamento, considerando la contribución de la obra subsistente.
I2	La obra NUEVA debe tener la capacidad exigida por este Reglamento, considerando la contribución de la obra subsistente ó Ampliaciones independientes.	La obra NUEVA debe tener la capacidad exigida por este Reglamento, considerando la contribución de la obra subsistente ó Ampliaciones independientes.	Reparación de daños y Restitución seguridad de proyecto original con una capacidad $\geq 80\%$ de la de este Reglamento.	La obra NUEVA debe tener la capacidad exigida por este Reglamento, considerando la contribución de la obra subsistente ó Ampliaciones independientes y Refuerzo de la obra subsistente con una inversión $\geq 25\%$ del monto de la obra y que alcance una capacidad $\geq 60\%$ de la exigida por este Reglamento.
I3	Si aumenta la excentricidad: La obra NUEVA debe tener la capacidad exigida por este Reglamento, considerando la contribución de la obra subsistente ó Ampliaciones independientes. Si no, la obra ACTUAL debe tener la capacidad exigida por este Reglamento.	Si aumenta la excentricidad: La obra NUEVA debe tener la capacidad exigida por este Reglamento, considerando la contribución de la obra subsistente ó Ampliaciones independientes. Si no, la obra ACTUAL debe tener la capacidad exigida por este Reglamento.	Reparación de daños y Restitución seguridad de proyecto original con una capacidad $\geq 80\%$ de la de este Reglamento ó Ampliaciones independientes.	Ampliaciones independientes y Refuerzo de la obra subsistente con una inversión $\geq 25\%$ del monto de la obra y que alcance una capacidad $\geq 60\%$ de la exigida por este Reglamento.

Tabla C 11.4. Requerimientos para intervenciones sobre construcciones: Calidad C3.

Calidad C3				
Se admiten todas las excepciones indicadas en 11.5.2, excepto 11.5.2.2.d). No menos del 25% de la inversión se destinará al refuerzo de la obra subsistente.				
Seguridad Importancia	S1	S2	S3	S4
I1	Reparación de daños y restitución de la capacidad de proyecto.	Reparación de daños y restitución de la capacidad exigida por este Reglamento.	Reparación de daños y restitución de la capacidad exigida por este Reglamento.	Reparación de daños y restitución de la capacidad exigida por este Reglamento.
I2	Reparación de daños y restitución de la capacidad de proyecto ó Reparación de daños y ampliaciones independientes.	Reparación de daños y restitución de la capacidad exigida por este Reglamento.	Reparación de daños y restitución de la capacidad exigida por este Reglamento.	Reparación de daños y Refuerzo que alcance una capacidad $\geq 60\%$ de la exigida por este Reglamento ó Reparación de daños y restitución de la capacidad exigida por este Reglamento.
I3	Reparación de daños y ampliaciones independientes.	Reparación de daños y ampliaciones independientes.	Reparación de daños y ampliaciones independientes.	Reparación de daños y Refuerzo que alcance una capacidad $\geq 60\%$ de la exigida por este Reglamento ó Reparación de daños y restitución de la capacidad exigida por este Reglamento.

C 11.7. PARTES DE LA CONSTRUCCIÓN

Se impone minimizar el riesgo en aquellos sitios donde pueden circular o congregarse personas inmediatamente de ocurrido un evento sísmico. Existen muchos antecedentes de pérdidas de vidas por desplome de partes de la obra sobre circulaciones y sitios de evacuación.

En construcciones de grupos **A_o** y **A** la exigencia se extiende a todas las partes del edificio cualquiera sea su ubicación, puesto que en ellas cualquier sector puede estar ocupado por varias personas o contener elementos valiosos o instalaciones primordiales.

Tabla C 11.5. Requerimientos para intervenciones sobre construcciones: Calidad C4.

Calidad C4				
Se admiten todas las excepciones indicadas en 11.5.2, excepto 11.5.2.2.d). No menos del 40% de la inversión se destinará al refuerzo de la obra subsistente.				
Seguridad Importancia	S1	S2	S3	S4
I1	Reparación de daños y ajuste completo a este Reglamento ó Ampliaciones independientes y programa de sustitución.	Reparación de daños y ajuste completo a este Reglamento, considerando sólo la contribución de elementos no dañados de la obra subsistente.	Reparación de daños y refuerzo hasta alcanzar la capacidad exigida por este Reglamento, considerando sólo la contribución de elementos no dañados de la obra subsistente y programa de sustitución ó Ajuste completo a este Reglamento.	Reparación de daños, refuerzo hasta alcanzar el 80% de la capacidad exigida por este Reglamento, considerando la contribución de elementos no dañados de la obra subsistente y programa de sustitución ó Ajuste completo a este Reglamento.
I2	Ampliaciones independientes y reparación de daños ó Reparación de daños y ajuste completo a este Reglamento ó Ampliaciones independientes y programa de sustitución.	Reparación de daños y ajuste completo a este Reglamento, considerando sólo la contribución de elementos no dañados de la obra subsistente.	Reparación de daños y refuerzo hasta alcanzar el 80% de la capacidad exigida por este Reglamento, considerando sólo la contribución de elementos no dañados de la obra subsistente y programa de sustitución ó Ajuste completo a este Reglamento.	Reparación de daños, refuerzo hasta alcanzar el 80% de la capacidad exigida por este Reglamento, considerando la contribución de elementos no dañados de la obra subsistente y programa de sustitución ó Ajuste completo a este Reglamento.
I3	Ampliaciones independientes y reparación de daños ó Reparación de daños y ajuste completo a este Reglamento ó Ampliaciones independientes y programa de sustitución.	Reparación de daños y ampliaciones independientes ó Reparación de daños y ajuste completo a este Reglamento, considerando sólo la contribución de elementos no dañados de la obra subsistente.	Reparación de daños, programa de sustitución y ampliaciones independientes ó Ajuste completo a este Reglamento.	Ampliaciones SÓLO independientes, Reparación de daños y Refuerzo hasta alcanzar una capacidad ≥60% de la exigida por este Reglamento y programa de sustitución ó Ajuste completo a este Reglamento.

REFERENCIAS:

- 1) NEHRP RECOMMENDED PROVISIONS FOR SEISMIC REGULATIONS FOR NEW BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES (FEMA 450), Part 1: Provisions, 2003 Edition.
- 2) NEHRP RECOMMENDED PROVISIONS FOR SEISMIC REGULATIONS FOR NEW BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES (FEMA 450), Part 2: Commentary, 2003 Edition.
- 3) MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES ASCE/SEI 7-10.



INTI

INSTITUTO NACIONAL DE
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



CIRSOC

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS
REGLAMENTOS NACIONALES DE
SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES