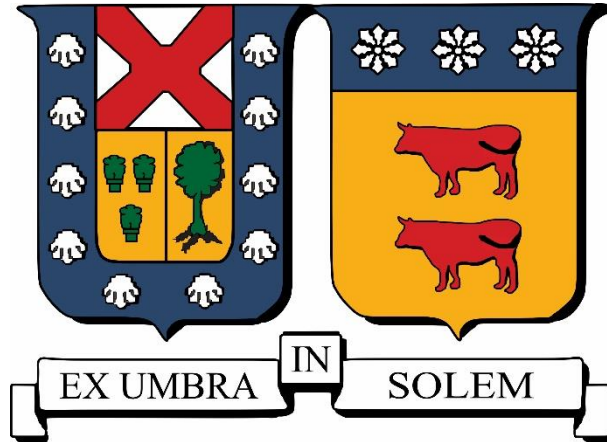


UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

SANTIAGO - CHILE



**DESARROLLO DE UN ANTEPROYECTO DE NORMA PARA
INTERVENCIONES EN ESTRUCTURAS PATRIMONIALES**

ROCÍO URREJOLA SARMIENTO

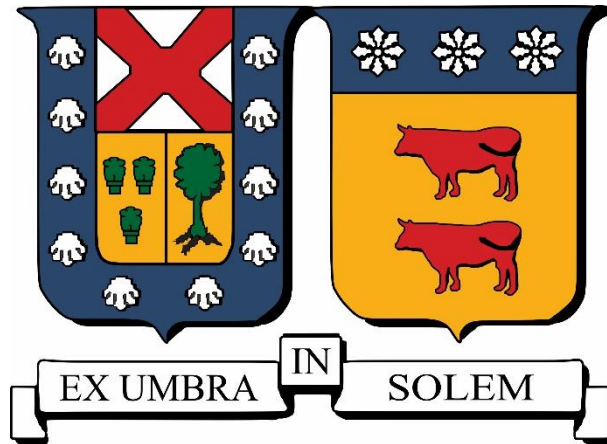
MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

OCTUBRE 2018

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

SANTIAGO - CHILE



**DESARROLLO DE UN ANTEPROYECTO DE NORMA PARA INTERVENCIONES EN
ESTRUCTURAS PATRIMONIALES**

MEMORIA DE TÍTULO PRESENTADA POR:
ROCÍO URREJOLA SARMIENTO

COMO REQUISITO PARCIAL PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PROFESOR GUÍA:
RODRIGO RETAMALES SAAVEDRA

PROFESOR CO-REFERENTE:
GILBERTO LEIVA HENRÍQUEZ

OCTUBRE 2018

RESUMEN

Dadas la particularidades y variabilidad de las construcciones patrimoniales, es que requieren técnicas especializadas para la caracterización estructural. La ausencia de documentación nacional en el área ha dejado en falta el control y cuidado permanente de ellas, causando su deterioro o destrucción, parcial o global, ya sea por causas naturales y ambientales, o por intervenciones tales como demoliciones, reacondicionamientos, o por la transformación de éstas en construcciones modernas. Producto de lo anterior, el presente trabajo se enfoca en el desarrollo de un documento que permita guiar a las autoridades, propietarios, profesionales o usuarios del área de la construcción a intervenir estructuralmente edificaciones patrimoniales. El presente trabajo introduce conceptos de evaluación sísmica por desempeño, a fin de racionalizar los recursos destinados a la rehabilitación sísmica de infraestructura patrimonial.

Este trabajo considera la recolección, análisis, justificación y explicación de las fuentes y referencias utilizadas y criterios finalmente considerados para la generación de un documento adaptado a la realidad sísmica y práctica constructiva nacional. Para lograr aquello, fueron estudiadas las prácticas nacional e internacional en materia de rehabilitación sísmica de estructuras y adecuadas a estructuras históricas o con valor patrimonial. En este contexto, se presentan los ítems más relevantes a evaluar en un proyecto de intervención estructural para las materialidades usuales en estructuras patrimoniales: albañilería, madera, hormigón y acero.

Como resultado de esta memoria, se presenta un Anteproyecto de Norma, documento desarrollado para el Instituto de la Construcción, refrendado por un comité de profesionales especialistas en infraestructura patrimonial, y presentado al Instituto Nacional de Normalización para su proceso sancionatorio. Se espera que la aplicación de la presente norma resulte en una racionalización de los recursos destinados a la rehabilitación de estructuras, mediante los análisis de costo y beneficio en términos del desempeño analizado que explícitamente se permite considerar. De paso, el uso de la norma propuesta permitiría obtener estructuras con un mayor nivel de seguridad para los ocupantes y permitiría brindar protección a los contenidos a la inversión y al patrimonio.

Palabras claves: Análisis estructural, Evaluación sísmica, Construcciones históricas y patrimoniales, Diseño sísmico por desempeño, Patrimonio, Norma Chilena.

ABSTRACT

Due to their particular characteristics and variability, Heritage constructions require specialized techniques for characterization and structural assessment. The absence of national documentation on this area has resulted in a lack of permanent control and care of them, causing their deterioration or destruction, partial or global, either by natural and environmental causes, or by interventions such as demolitions, refits, or by the transformation of these into modern constructions. Because of the above mentioned, this work was focused to develop a document that allows authorities, owners, professionals or users of the construction area to be guided to structurally intervene patrimonial buildings. The present work introduces concepts of performance seismic evaluation, in order to rationalize the resources destined to the seismic rehabilitation of patrimonial infrastructure.

This work includes the collection, analysis, justification, and explanation of the sources, references, and criteria finally considered for the generation of a document adapted to the national seismic and construction practice. In order to achieve this, national and international practices were studied in the field of seismic rehabilitation of historical structures or with heritage value. In this context, the most relevant items to be evaluated in a structural intervention project are presented, for the usual types present in patrimonial structures, such as masonry, wood, concrete and steel.

As a result of this thesis, a draft standard, endorsed by a committee of professionals specialized in heritage infrastructure, will be presented to the Construction Institute, and furtherly to the National Standards Institute for its sanctioning process. It is expected that the application of this standard will result in a rationalization of the resources destined to the rehabilitation of structures, through the cost and benefit analysis in terms of performance analysis that it is explicitly allowed to consider. In summary, the use of the proposed rule would allow to obtain structures with a higher level of security for the occupants and would provide protection to the contents of investment and assets.

Keywords: Structural analysis, Seismic evaluation, Historical and heritage buildings, Seismic design by performance, Heritage, Chilean standard.

AGRADECIMIENTOS

Pucha que ha costado llegar al punto de los agradecimientos, así que aquí van...

En primer lugar, agradecer a mis papás, por la vida que me han permitido tener y elegir, por su apoyo constante, su amor incondicional y su aliento en todo lo que me he propuesto hacer. Sólo decir que los amo.

A mis hermanos, y cuñados, por regalarme tanto, por tenerme tanta fe siempre, por cuidarme; y, lo más importante, por hacerme la tita de esos sobrinos maravillosos.

A mis sobrinos, por todas esas veces que, sin saberlo, me sacaban del estrés y la frustración de este tortuoso proceso. Y por qué no agradecerles también la confianza absoluta que entregan los niños en cada acto de admiración que me han demostrado. Los amo profundamente, son lo más mis MSM + M.

A mi pareja y compañero, Joaquín, por ser mi soporte constante, por quererme y cuidarme. Gracias por la paciencia de escuchar todos mis reclamos y descargas jaja. Sin duda esto habría sido más difícil sin ti, todo mi apoyo y amor.

A mis amigos de la universidad, pucha que son hartos para nombrarlos a todos, espero que sepan que fueron fundamentales en toda la etapa, los buenos recuerdos de la U, y los no tan buenos de la memoria, los quiero. Haré una mención especial a mis partners: Gonzalo, Camilo, Mirko y la Milla, por todos los ramos aprobados juntos, por las veces que rechazaban juntarse a estudiar, y también por todas las ayudas mutuas y los trabajos que siempre se hacían solos, y las traspasadas que conllevaban.

A mis amigas del colegio y de la vida, por darme ánimos cuando lo necesitaba, por juntarnos a comer, reír y copuchar y ahora también a señorear. Son bacanas, las amo siempre.

Por último, a mis profesores de la universidad y a los participantes del comité de construcción patrimonial, por hacerme parte del comité y considerarme una colega más.

¡Se terminó! Por fin.

Rocío.

GLOSARIO

A_g	: Área de sección bruta;
A_s	: Área de refuerzo longitudinal en tracción;
A'_s	: Área de refuerzo longitudinal en compresión;
C_{eq}	: Contenido de carbono equivalente;
C_1	: Factor de modificación de cargas sísmicas;
D	: Cargas permanentes;
DC	: Objetivo de desempeño de daño controlado;
DCR	: Cociente entre demanda y capacidad;
E	: Módulo de elasticidad o módulo de Young; Cargas sísmicas;
E_f	: Módulo de elasticidad en flexión de madera;
F_{cp}	: Tensión admisible para compresión paralela en madera;
F_{cz}	: Tensión admisible para cizalle en madera;
F_f	: Tensión admisible para flexión en madera;
G	: Módulo de corte;
J	: Factor de reducción por traspaso de fuerzas;
L	: Cargas de uso según NCh1537;
OI	: Objetivo de desempeño de ocupación inmediata;
P	: Fuerza axial actuando sobre un elemento;
PC	: Objetivo de desempeño de prevención de colapso;
P_{CL}	: Límite inferior de resistencia a compresión axial para falla por compresión;
Q	: Fuerza generalizada sobre un componente (fuerza axial, corte, momento, torsión, etc.);
Q_{CE}	: Resistencia esperada de un elemento para una acción controlada por deformación;
Q_{CL}	: Límite inferior de resistencia estimada de un elemento, para una acción controlada por fuerza;
Q_{UD}	: Carga sobre componentes controlados por deformación, causado por cargas sísmicas y gravitacionales;
Q_{UF}	: Carga sobre componentes controlados por fuerza, causado por cargas sísmicas y gravitacionales;

R_1	: Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado según DS 61;
SDI	: Sismo de diseño;
SDS	: Sismo de servicio;
SMP	: Sismo máximo;
SV	: Objetivo de desempeño de seguridad de la vida;
S_a	: Aceleración espectral asociada al período fundamental de la estructura;
S_{de}	: Espectro elástico de desplazamientos;
T_{ag}	: Período del modo con mayor masa traslacional en la dirección del análisis, obtenido considerando secciones agrietadas;
V	: Fuerza de corte actuando sobre un elemento;
V_{cv}	: Capacidad de corte esperada de la columna del marco sin relleno en estructuras de albañilería confinada;
V_{inf}	: Capacidad de corte esperada del relleno de albañilería en estructuras de albañilería confinada;
a	: Parámetro usado para definir capacidad de deformación en curvas carga-deformación de un componente;
b	: Parámetro usado para definir capacidad de deformación en curvas carga-deformación de un componente;
	: Ancho de un elemento;
b_w	: Ancho del alma de un elemento de hormigón o acero;
c	: Parámetro usado para definir la resistencia residual en curvas carga-deformación de un componente;
d	: Parámetro usado para definir capacidad de deformación en curvas carga-deformación de un componente;
	: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción en elementos de hormigón armado;
d_a	: Elongación del anclaje en el extremo de un muro de madera dependiente de la carga sobre el elemento;
e	: Parámetro usado para medir capacidad de deformación en curvas carga-deformación de un componente;
f_{ae}	: Esfuerzo de compresión axial esperado en elementos de albañilería causado por cargas gravitacionales;

f_c	: Resistencia a la compresión del hormigón en probetas cúbicas;
f'_c	: Resistencia a la compresión del hormigón en probetas cilíndricas;
f'_m	: Resistencia a la compresión de un paño de albañilería;
f_{me}	: Resistencia esperada a la compresión de un paño de albañilería;
f_u	: Tensión de rotura del acero;
f_y	: Tensión de fluencia mínima especificada del acero;
f_{ye}	: Tensión de fluencia esperada del acero;
h	: Altura de la sección de un elemento;
h_{ef}	: Altura efectiva de un muro de albañilería;
k	: Factor de confianza;
l	: Longitud del muro de albañilería;
l_w	: Longitud del muro de hormigón;
m	: Factor de modificación de la demanda de un componente, asociado al nivel de desempeño objetivo seleccionado;
t_w	: Espesor del muro de hormigón;
β	: Razón de amortiguamiento de la estructura;
Δ	: Desplazamiento o deformación generalizada de un componente;
Δ_y	: Deflexión calculada al momento de fluencia en un elemento de madera;
ε_u	: Elongación de rotura del acero;
δ_u	: Desplazamiento sísmico objetivo en el techo de la estructura;
ρ	: Cuantía de refuerzo longitudinal a tracción;
ρ'	: Cuantía de refuerzo longitudinal a compresión;
ρ_b	: Cuantía de refuerzo longitudinal a tracción que produce la condición balanceada de una sección de hormigón;
ρ_g	: Cuantía total de refuerzo de un muro, considerando refuerzo vertical más horizontal;
τ_0	: Resistencia al corte de albañilería;

ÍNDICE

Resumen.....	i
Abstract.....	ii
Agradecimientos	iii
Glosario	iv
Índice	vii
Índice de figuras	x
Índice de tablas	xii
1 Introducción	14
1.1 Objetivo general.....	14
1.2 Objetivos parciales	15
1.3 Alcance	15
2 Estado del arte	16
3 Construcciones patrimoniales.....	18
3.1 CARACTERÍSTICAS DE LAS CONSTRUCCIONES PATRIMONIALES.....	18
3.2 ¿POR QUÉ INTERVENIRLAS?	20
3.3 CRITERIOS PARA LA INTERVENCIÓN	20
3.3.1 Criterios Generales	21
3.3.2 Criterios de diseño.....	21
3.3.3 Criterios estructurales	22
3.3.4 Criterios patrimoniales	22
3.3.5 Criterios de planificación	22
3.4 DIAGNÓSTICO – LEVANTAMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN.....	23
3.5 OPCIONES DE INTERVENCIÓN.....	24
3.5.1 Modificación local de componentes.....	24

3.5.2	Aumento de rigidez lateral de la estructura	25
3.5.3	Refuerzo de la estructura	25
3.5.4	Reducción de masa.....	25
3.5.5	Implementación de sistemas de aislación sísmica	25
3.5.6	Implementación de sistemas de disipación de energía	26
4	Antecedentes determinantes.....	27
4.1	Tipología.....	27
4.2	Demanda	28
4.2.1	Antecedentes geotécnicos	28
4.2.2	Zona sísmica	29
4.2.3	Intensidad de sismo – espectros de diseño	29
4.3	Capacidad	31
4.3.1	Caracterización de materiales	32
4.3.2	Factor de confianza	36
4.3.3	Comportamiento de componentes	36
5	Desempeño sísmico	40
5.1	Diseño por desempeño	40
5.2	Objetivos definidos	41
6	Análisis estructural	46
6.1	Métodos de análisis estructural	46
6.1.1	Análisis lineal estático	46
6.1.2	Análisis lineal dinámico	46
6.1.3	Análisis no lineal estático	46
6.1.4	Análisis no lineal dinámico	47
6.1.5	Selección método de análisis estructural.....	47
6.2	Combinaciones de carga	49

6.3	Criterios de aceptación	51
6.4	Parámetros de modelación	55
6.4.1	Albañilería	56
6.4.2	Madera	63
6.4.3	Hormigón.....	68
6.4.4	Acero	80
7	Conclusiones.....	84
7.1	Resumen.....	84
7.2	Conclusiones.....	85
7.3	Recomendaciones	85
8	Referencias.....	87
	Anexo A	90
	Diagrama de flujo proceso de evaluación e intervención estructural de infraestructura patrimonial.	90
	Anexo B	92
	Irregularidades estructurales	92
	Irregularidades verticales.....	93
	Irregularidades en planta	94
	Anexo C	95
	Anteproyecto de Norma: Intervención estructural en construcciones de valor patrimonial – Construcciones históricas.	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4-1.- Figura comparativa entre antecedentes del ASCE/SEI 41, NCh433 y lo propuesto en el Anteproyecto.	27
Figura 4-2.- Figura esquemática de antecedentes, y sus documentos base, para obtener demanda sísmica en el Anteproyecto.	28
Figura 4-3.- Espectro base de diseño para zona sísmica 2 y para los cuatro tipos de suelos ($\beta = 0,05$).	31
Figura 4-4.- Figura esquemática de antecedentes, y sus documentos base, para obtener capacidad de componentes en el Anteproyecto.....	32
Figura 4-5.- Figura de propiedades mecánicas mínimas requeridas para cada materialidad propuesto en el Anteproyecto.....	33
Figura 4-6.- Parámetros de modelación y criterios de aceptación en curva de fuerza versus deformación generalizada.....	38
Figura 4-7.- Curvas de fuerza versus deformación generalizadas para describir comportamiento del componente.	38
Figura 5-1.- Diagrama representativo proceso iterativo de diseño por desempeño.	40
Figura 5-2.- Figura comparativa entre antecedentes del ASCE/SEI 41 - 13 y lo propuesto en el Anteproyecto.	42
Figura 5-3.- Curva de comportamiento y nivel de daños para un edificio típico según desempeño sísmico objetivo.....	44
Figura 6-1.- Figura de exigencias propuestas en el Anteproyecto y documentos bases.....	47
Figura 6-2.- Figura de irregularidades, según sus documentos de origen, que limitan el uso de métodos lineales en el Anteproyecto.	48
Figura 6-3.- Curva de comportamiento referencial con deformaciones límites para cada objetivo de desempeño para métodos no lineales.....	54
Figura 6-4.- Curvas de comportamiento generalizadas para representar los parámetros de modelación y criterios de aceptación descritos en cada materialidad.....	55
Figura 6-5.- Comparación entre antecedentes del ASCE/SEI 41 - 13 y requisitos Anteproyecto para albañilería simple.	56
Figura 6-6.- Comparación entre antecedentes del ASCE/SEI 41 - 13 y lo propuesto en el Anteproyecto para albañilería armada.	60

Figura 6-7.- Comparación entre antecedentes del ASCE/SEI 41 - 13 y lo propuesto en el Anteproyecto para albañilería confinada.....	63
Figura 6-8.- Representación gráfica de revestimientos en madera.....	64
Figura 6-9.- Comparación entre antecedentes del ASCE/SEI 41 - 13 y lo propuesto en el Anteproyecto para Madera.....	66
Figura 6-10.- Comparación entre antecedentes del ASCE/SEI 41 - 13 y lo propuesto en el Anteproyecto para todos los elementos de Hormigón Armado.....	69
Figura 6-11.- Deformación inelástica en muros de hormigón y vigas de acople según su comportamiento.	73
Figura 6-12.- Comparación entre antecedentes del ASCE/SEI 41 - 13 y lo propuesto en el Anteproyecto para Acero.....	83
Figura A-1.- Proceso de evaluación y renovación de construcción histórica.	91
Figura A-1.- Representación gráfica de irregularidades verticales propuestas en el Anteproyecto.	93
Figura A-2.- Representación gráfica de irregularidades en planta propuestas en el Anteproyecto.	94

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4-1.- Valores por defecto propuestos en el Anteproyecto para albañilería histórica de ladrillo.	34
Tabla 4-2.- Valores por defecto propuestos en el Anteproyecto para madera.	34
Tabla 4-3.- Valores por defecto propuestos en el Anteproyecto para hormigón.	35
Tabla 4-4.- Valores por defecto propuestos en el Anteproyecto para acero de refuerzo.	35
Tabla 4-5.- Valores por defecto propuestos en el Anteproyecto para acero estructural.	36
Tabla 4-6.- Factor de confianza (k) según recolección de información propuesto en el Anteproyecto.	36
Tabla 5-1.- Descripción cualitativa de daños según el nivel de desempeño.	43
Tabla 5-2.- Nivel de desempeño sísmico mínimo recomendado según categoría de importancia de la edificación patrimonial e intensidad de sismo.	45
Tabla 6-1.- Valores para factor de modificación C_1 .	50
Tabla 6-2.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación presentados en estándar ASCE/SEI 41 – 13 – Albañilería armada.	58
Tabla 6-3.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación propuestos en el Anteproyecto – Albañilería armada.	59
Tabla 6-4.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación presentados en estándar ASCE/SEI 41 – 13 – Albañilería confinada.	61
Tabla 6-5.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación propuestos en el Anteproyecto – Albañilería confinada.	62
Tabla 6-6.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación presentados en estándar ASCE/SEI 41 – 13 – Madera.	65
Tabla 6-7.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación propuestos en el Anteproyecto – Madera.	67
Tabla 6-8.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación presentados en estándar ASCE/SEI 41 – 13 – Vigas hormigón armado.	69
Tabla 6-9.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación propuestos en el Anteproyecto – Vigas hormigón armado.	71
Tabla 6-10.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación presentados en estándar ASCE/SEI 41 – 13 – Columnas hormigón armado.	72

Tabla 6-11.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación propuestos en el Anteproyecto – Columnas hormigón armado.....	74
Tabla 6-12.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación presentados en estándar ASCE/SEI 41 – 13 – Muros y Vigas de acople controladas por flexión - Hormigón armado.....	75
Tabla 6-13.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación propuestos en el Anteproyecto – Muros y Vigas de acople controladas por flexión - Hormigón armado.	76
Tabla 6-14.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación presentados en estándar ASCE/SEI 41 – 13 – Muros y Vigas de acople controladas por corte - Hormigón armado.	78
Tabla 6-15.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación propuestos en el Anteproyecto – Muros y Vigas de acople controladas por corte - Hormigón armado.	79
Tabla 6-16.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación presentados en estándar ASCE/SEI 41 – 13 – Acero.....	80
Tabla 6-17.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación propuestos en el Anteproyecto – Acero.	82

1 INTRODUCCIÓN

En Chile no existe normativa oficial para la intervención estructural de estructuras patrimoniales. Esta situación complica permanentemente las actividades de las especialidades del rubro de la construcción, incluyendo a autoridades, propietarios, arquitectos, ingenieros, contratistas y abogados, entre otros. Por esta razón, resulta fundamental el desarrollo de una normativa que permita a los profesionales del sector llevar a cabo los procesos de intervención de estructuras históricas o con alto valor patrimonial.

El proceso para generar nuevas normativas en Chile consta de dos etapas principalmente. La primera corresponde a la generación de una propuesta de Anteproyecto de Norma desarrollada a través del trabajo de un comité de especialistas, la que luego es llevada a una segunda etapa de discusión al interior del Instituto Nacional de Normalización, organización que tiene como misión coordinar una consulta pública, constituir un comité técnico para la evaluación de las observaciones recibidas y finalmente sancionar la norma definitiva.

El presente trabajo presenta las bases conceptuales del documento final de Anteproyecto de Norma *Intervención Estructural en Construcciones de Valor Patrimonial – Construcciones Históricas*, desarrollado por la autora, entre los años 2015 y 2018, para el Instituto de la Construcción como participante activa del comité de Construcciones patrimoniales, encargada de recolectar, redactar y presentar la información al resto de los participantes para el proceso de discusión. Esta memoria describe los fundamentos técnicos del Anteproyecto, a efectos de conocer, entender y complementar los capítulos propuestos como resultado final. Se presentan explicaciones y justificación de los requisitos del Anteproyecto de Norma.

1.1 OBJETIVO GENERAL

Desarrollar un Anteproyecto de Norma a presentar en el Instituto Nacional de Normalización, para el desarrollo de proyectos de intervenciones estructurales en edificaciones patrimoniales que no fueron diseñadas ni construidas bajo los conceptos actuales de la normativa vigente en Chile. El documento se genera a partir de una recolección de la información disponible en trabajos, normativas y estándares internacionales, adaptados a la práctica profesional y sismicidad chilenas.

1.2 OBJETIVOS PARCIALES

- Formar parte de un comité de profesionales expertos del área de infraestructura patrimonial, que integra las diferentes áreas relacionadas con los procesos de intervención de estructuras patrimoniales.
- Recopilar antecedentes de normativas e investigaciones internacionales para adaptarlas a la realidad nacional.
- Generar un Anteproyecto de Norma que incorpore conceptos de diseño sísmico actuales, implementando procedimientos para la evaluación de estructuras a través del análisis de su desempeño sísmico.

1.3 ALCANCE

El presente estudio considera estructuras de valor patrimonial que cuenten con tipologías constructivas de albañilería, madera, hormigón y/o acero, y que, dado su año de construcción, no estén cubiertas por las normativas nacionales vigentes.

Este proyecto está orientado a estructuras en las que se busca racionalizar los costos de rehabilitación atendiendo explícitamente objetivos de desempeño sísmico

Este trabajo está destinado a los profesionales, autoridades y propietarios que busquen profundizar los fundamentos de cada capítulo del Anteproyecto de Norma: *Intervención estructural en construcciones de valor patrimonial – construcciones históricas*.

2 ESTADO DEL ARTE

El envejecimiento y deterioro constante de las estructuras genera la necesidad de establecer herramientas para la evaluación de su estado de conservación estructural. Las técnicas constructivas han evolucionado con el avance de la tecnología y el desarrollo de nuevos materiales. Esta situación dificulta el mantenimiento de las edificaciones antiguas, ya que las exigencias y conocimientos se han ido adecuando a los materiales modernos, dejando fuera de alcance a las técnicas anteriores.

En este contexto, Chile no cuenta con normativas que permitan a las entidades reguladoras el correcto control de las intervenciones estructurales que se realizan sobre las construcciones históricas, excepto para las construcciones de adobe, que cuentan con la Norma Chilena *NCh3332.Of2017* (INN, 2017). Esta situación, también dificulta a los profesionales del área que buscan realizar proyectos que mantengan un nivel de seguridad apropiado, sin interferir en el valor histórico del inmueble. Si bien el Consejo de Monumentos Nacionales ha desarrollado instructivos con recomendaciones y un documento regulatorio como la Ley N°17.288 (CNM, 2016), y en conjunto con la Dirección de Arquitectura del Ministerio de Obras Públicas, han aumentado el control y las exigencias para los proyectos de intervención estructural, sigue siendo indispensable contar con un documento normativo técnico que sirva de guía para los profesionales del sector.

En el ámbito internacional, son pocos los países que han adecuado normativas o guías para mantener construcciones patrimoniales en óptimo estado, y aquellos que lo han hecho, no han sido enfocadas en la mantención en términos de ingeniería civil, sino más bien, en términos arquitectónicos, para mantener su valor histórico, social y cultural, entre otros.

Dentro de los países con mayor avance en el cuidado de su patrimonio se encuentran Francia e Italia en Europa; Nueva Zelanda en Oceanía; Perú en América Latina y Estados Unidos en América del norte. Mundialmente, el cuidado del patrimonio está a cargo de la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO), a través del Centro del Patrimonio Mundial (WHC), asesorado por el Consejo Internacional de Monumentos y Sitios (ICOMOS). Esta organización está ubicada en París y ha sido la autora de documentos básicos para el trabajo con construcciones históricas como *La carta para interpretación y presentación de sitios de patrimonio cultural* (ICOMOS, 2008) y *Recomendaciones para el análisis, conservación y restauración estructural de patrimonio arquitectónico* (ICOMOS - ISCARSAH, 2003).

Algunos documentos que rigen el tema son la norma italiana *Guía para la evaluación y reducción del riesgo sísmico del patrimonio cultural referida a la norma técnica para la construcción* (Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2006) y el código internacional *ISO 13.822 – Bases para el diseño de estructuras – Evaluación de estructuras existentes* (ISO/TC 98/SC 2, 2010).

Sin embargo, los estándares más relevantes y utilizados en la evaluación y rehabilitación estructural de estructuras existentes corresponden a los estadounidenses, como el estándar *ASCE/SEI 41-13: Evaluación sísmica y reacondicionamiento de estructuras existentes* (ASCE/SEI, 2014), la guía *FEMA 273: NEHRP Guía para la rehabilitación sísmica de edificios* (FEMA, 1997) y el manual *FEMA 310: Manual para la evaluación sísmica de edificios* (FEMA, 1998).

Resulta primordial que ninguna de las normativas internacionales, excepto la italiana, está enfocada en la rehabilitación de estructuras patrimoniales, sino más bien en la evaluación de cualquier edificación existente. Lo anterior genera diferencias en términos de exigencias, diseños, criterios de aceptación y principalmente, en el mantenimiento y cuidado del inmueble.

Dados los antecedentes descritos, y la falta de documentos nacionales que aborden el tema, es que, a partir de la literatura nacional e internacional de evaluación e intervención de estructuras existentes, es necesario generar un documento guía para la evaluación estructural de edificaciones consideradas patrimonio por y para la comunidad.

3 CONSTRUCCIONES PATRIMONIALES

En el presente capítulo se desarrollan las características especiales que tiene trabajar con construcciones patrimoniales, cómo identificarlas, diagnosticarlas e intervenirlas.

3.1 CARACTERÍSTICAS DE LAS CONSTRUCCIONES PATRIMONIALES

Dado que el presente trabajo está enfocado en la intervención de construcciones históricas de valor patrimonial, es necesario aclarar qué se está incluyendo al hablar de ellas.

No es posible encontrar una definición única y exacta para el término patrimonio, por lo que tampoco resulta evidente la categorización de construcciones patrimoniales. Sin embargo, es posible recolectar visiones de distintos organismos nacionales e internacionales para generar una idea de lo que convierte una construcción en una construcción con valor patrimonial.

La definición de construcción dada por la Real Academia Española corresponde a “obra construida o edificada” (RAE, 2018) y el verbo construir lo definen como “Hacer de nueva planta una obra de arquitectura o ingeniería, un monumento o en general cualquier obra pública” (RAE, 2018).

Dada la amplitud que conlleva el término construcción, éste abarca cualquier edificación, inmueble, u obra de infraestructura existente.

La definición de patrimonio, en términos históricos, dada por la Real Academia Española, corresponde a “Conjunto de bienes de una nación acumulado a lo largo de los siglos, que, por su significado artístico, arqueológico, etc., son objeto de protección especial por la legislación” (RAE, 2018).

Sin embargo, la definición anterior no refleja de manera apropiada lo que de verdad encierra la palabra patrimonio, según los profesionales del área. La Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO) señala que “el patrimonio cultural no se limita a monumentos y colecciones de objetos, sino que comprende también tradiciones o expresiones vivas heredadas de nuestros antepasados y transmitidas a nuestros descendientes, como tradiciones orales, artes del espectáculo, usos sociales, rituales, actos festivos, conocimientos y prácticas relativos a la naturaleza y el universo, y saberes y técnicas vinculados a la artesanía tradicional” (Ilustre municipalidad de Viña del Mar, 2018). Entonces el patrimonio, en términos culturales, está formado por los bienes que la historia ha legado a una nación, a los cuales un grupo humano les

otorga una especial importancia histórica, científica, simbólica o estética. Es el conjunto de bienes materiales o inmateriales, testigos o testimonios, vinculados a hechos, episodios, personajes, formas de vida, religión, trabajo, usos y costumbres que ilustran el pasado y que de una u otra forma aclaran o gratifican la identidad de una nación.

Según lo descrito anteriormente, y en términos amplios, una construcción patrimonial corresponde a cualquier edificación o inmueble que genere un aporte a la sociedad que la rodea, ya sea en aspectos históricos, religiosos, sociales, arquitectónicos, etc.

En la realidad nacional, el Consejo de Monumentos define en su documento *Ley N° 17.288 de Monumentos nacionales* y normas relacionadas (CNM, 2016) que un Inmueble de Interés Histórico tiene características arquitectónicas formales y espaciales que lo destacan. Entre ellas, es posible observar armonía en la composición de sus fachadas, elementos ornamentales refinados, materialidad y técnicas constructivas sobresalientes y tipología estructural.

En el artículo 2.1.43 de la *Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones* (MINVU, 2015) se establece lo siguiente: Para declarar un inmueble o zona como de “conservación histórica” conforme lo señalado en el inciso segundo del artículo 60 de la Ley General de Urbanismo y Construcciones, será condición que se cumplan, en cada caso, cualquiera de las siguientes características:

1. Zonas de conservación histórica:

- a) Que se trate de sectores cuya expresión urbanística represente valores culturales de una localidad y cuyas construcciones puedan ser objeto de acciones de rehabilitación o conservación.
- b) Que se trate de sectores urbanísticamente relevantes en que la eventual demolición de una o más de sus edificaciones genere un grave menoscabo a la zona o conjunto.
- c) Que se trate de sectores relacionados con uno o más Monumentos Nacionales en la categoría de Monumento Histórico o Zona Típica. En estos casos deberán identificarse los inmuebles declarados Monumento Nacional, los que se registrarán por las disposiciones de la Ley N° 17.288.

2. Inmuebles de conservación histórica:

- a) Que se trate de inmuebles que representen valores culturales que sea necesario proteger o preservar, sean éstos arquitectónicos o históricos, y que no hubieren sido declarados Monumento Nacional, en la categoría de Monumento Histórico.

b) Que se trate de inmuebles urbanísticamente relevantes cuya eventual demolición genere un grave menoscabo a las condiciones urbanísticas de la Comuna o localidad.

c) Que se trate de una obra arquitectónica que constituya un hito de significación urbana, que establece una relación armónica con el resto y mantiene predominantemente su forma y materialidad original.

Finalmente, y por tanto, cada vez que en este documento se refiera a construcción histórica o patrimonial se estará refiriendo a un inmueble o edificación que tenga valor cultural para la sociedad que lo rodea en cualquiera de los ámbitos citados anteriormente; y que corresponda a una edificación con las materialidades incluidas en el alcance del Anteproyecto de Norma anexo.

3.2 ¿POR QUÉ INTERVENIRLAS?

Dada la importancia social y cultural de las construcciones históricas resulta esencial que éstas sean mantenidas y mejoradas a lo largo de los años. Es por lo anterior, que se presentan dos problemas principales al enfrentarse con construcciones históricas. El primero de ellos consiste en el escaso conocimiento estructural de la construcción, ya sea porque no se tiene información del momento en que ésta se construyó, incluyendo estructuración e información de los materiales utilizados y/o alteraciones que haya sufrido desde su creación a la fecha del estudio. El segundo problema consiste en la gran cantidad de edificios históricos con daños, ya sean originados por el desgaste natural de los materiales producto de las condiciones ambientales y/o uso normal, o producido por acciones eventuales más allá de la capacidad de la estructura, como es el caso de los sismos que ocurren en Chile. Esta situación genera preocupación por la pérdida cultural asociada a la construcción en mal estado, y también por el peligro que presenta a los usuarios la incerteza del estado de conservación estructural del edificio.

Dadas estas situaciones, la intervención en construcciones históricas es una necesidad. Sin embargo, ésta debe ser acorde a las exigencias reales del edificio, respetando y manteniendo su valor patrimonial.

3.3 CRITERIOS PARA LA INTERVENCIÓN

Al trabajar con construcciones históricas se presentan distintos tópicos de importancia que definen los criterios que hay que considerar en cualquier proyecto de intervención de edificaciones de índole patrimonial. Para lo anterior, se establecen cinco categorías de criterios: generales, de diseño, estructurales, patrimoniales y de planificación. Esta recolección se obtiene a través de la experiencia

y el interés de los diferentes profesionales que integran el comité de construcción patrimonial del Instituto de la Construcción, buscando plasmar sus preocupaciones en los proyectos de intervención.

3.3.1 Criterios Generales

Los criterios generales definen la visión y misión que debe tener un proyecto de intervención en una edificación histórica – patrimonial. En este contexto, los más relevantes son los siguientes:

- a) La intervención de estructuras no es un fin en sí misma, sino un medio para la conservación del edificio en su conjunto, donde el estudio, diagnóstico y evaluación de la construcción puede dar lugar a diferentes tipos de intervención, tales como: preventivas, correctivas, de reparación o de refuerzo.
- b) Las intervenciones en construcciones patrimoniales se deben realizar en fiel cumplimiento de todos los requisitos necesarios y reglamentarios que permitan alcanzar tanto la seguridad estructural como la integridad del valor patrimonial de la obra y la seguridad de sus ocupantes.
- c) Dados los requisitos del ítem anterior es que el enfoque de la intervención siempre debe ser multidisciplinar, es decir, deben involucrarse las especialidades y competencias profesionales necesarias que permitan abordar la complejidad técnica del proyecto de manera integral.
- d) Es importante considerar los costos y riesgos asociados, así como las medidas de prevención y mitigación requeridas, antes de optar por una estrategia de intervención. Del mismo modo, se deben considerar intervenciones de carácter temporal con el objeto de proporcionar la seguridad necesaria de los ocupantes del inmueble, antes y durante la ejecución de las obras.

3.3.2 Criterios de diseño

Los criterios de diseño buscan sentar las bases del proyecto de intervención, definiendo los cumplimientos mínimos que debe tener la estructura durante y después de la intervención.

- a) Deben quedar claramente identificados los objetivos de comportamiento estructural de la intervención, así como también la metodología a implementar para alcanzarlos.
- b) Para obtener lo descrito en el ítem anterior debe quedar claro que el diseño de la intervención propuesta es un proceso iterativo, que debe verificarse teniendo en cuenta los criterios arquitectónicos y patrimoniales de la obra original, además de las consideraciones estructurales. A menudo es necesario comparar las distintas opciones de intervención sobre la base de un análisis costo-beneficio sobre la vida útil proyectada para la estructura.

- c) Sin importar el objetivo de desempeño sísmico definido en el primer ítem, siempre se debe evaluar explícitamente los niveles de desempeño sísmico que se alcanzan para cada intensidad de sismo, de manera de prevenir el daño para sismos frecuentes, y alcanzar condiciones de mínimo daño para sismos de intensidad moderada y de protección de la vida para sismos de intensidad excepcionalmente severa. Esta decisión permite mantener las exigencias mínimas establecidas a nivel nacional por la normativa nacional vigente, *NCh433.Of96.Mod2009 – Diseño sísmico de Edificios* (INN, 2012).

3.3.3 Criterios estructurales

Los criterios estructurales permiten definir el propósito, en términos de ingeniería civil, de la intervención, y así definir el mejor método para alcanzar los objetivos definidos previamente:

- a) Destinados a restituir o mejorar la capacidad estructural de la construcción.
- b) Destinados a mejorar o mantener las condiciones de servicio de la construcción.
- c) Destinados a compensar el daño existente de la construcción, previniendo repetición de éste a futuro.

Todos estos criterios conllevan a una modificación en el desempeño sísmico de la estructura, ya sea alterando los componentes existentes, las acciones que llegan a ellos u otra distribución estructural, entre otros.

3.3.4 Criterios patrimoniales

Los criterios patrimoniales buscan asegurar el mantenimiento del valor cultural, en términos históricos, arquitectónicos o los que se desprendan del estudio de la construcción, luego del proyecto de intervención. La esencia de estos criterios queda representada en los ítems a continuación.

- a) Es necesario mantener la esencia de la construcción existente, dando énfasis al cuidado del sistema constructivo y la materialidad original.
- b) Se debe procurar cumplir el objetivo del proyecto con la mínima intervención posible, y arquitectónicamente compatible con la construcción original. En términos prácticos, esto no significa que la intervención deba ser parecida a la construcción original, si no, más bien, mantener sus valores y principios constructivos.

3.3.5 Criterios de planificación

Los criterios de planificación definen el proceso previo, actual y posterior a una intervención. Resultan relevantes dado que el comportamiento de un edificio existente puede resultar

impredecible, generando altos niveles de incerteza y poniendo en riesgo tanto la construcción como a los trabajadores involucrados.

- a) La planificación, puesta en marcha y control de las obras de intervención debe llevarse a cabo en coordinación con todas las partes involucradas en el proceso, de modo de asegurar la estabilidad de la estructura durante las fases de construcción, identificando los momentos más riesgosos en términos de seguridad para/con el edificio y sus trabajadores.
- b) Se considera importante la implementación de un sistema de monitoreo instrumental como medio de control del proceso de intervención.

3.4 DIAGNÓSTICO – LEVANTAMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN

Dado que el presente trabajo busca proponer un proceso de intervención estructural de construcciones existentes, resulta necesario conocer el estado actual de ellas. Para lograr esto se exige la elaboración de un diagnóstico, que deben definir los requerimientos básicos tanto para el estudio de ingeniería civil, como para el estudio histórico - patrimonial sobre la construcción.

De esta manera, queda acotado un informe de diagnóstico a cuatro ítems de mínima exigencia, que busca unir los intereses de los diferentes profesionales que desarrollan proyectos de intervención de construcciones históricas, detallados a continuación:

- a) Información obtenida a través de un estudio histórico–constructivo, incluyendo época y/o fecha de construcción, consignando, además, los cambios y transformaciones de la construcción desde su origen. Lo anterior resulta necesario en el ámbito ingenieril para conocer la edad de los materiales y sus propiedades mecánicas, acorde a la época de construcción. Por otro lado, dado que se trata de construcciones patrimoniales, es relevante la comprensión de la historia de la obra, sus transformaciones constructivas o de uso, de manera de establecer el tipo y grado de intervención que requiere.
- b) Levantamiento crítico de la construcción patrimonial, que debe considerar a lo menos el levantamiento arquitectónico, geométrico y de los materiales que la constituyen. Para una detallada descripción de lo que conlleva el levantamiento estructural en una construcción patrimonial se adjunta al Anteproyecto de Norma un anexo que describe los métodos para obtener la información relevante. Este análisis resulta fundamental en un proyecto de intervención patrimonial ya que permite encontrar las primeras deficiencias en el sistema estructural y definir los procesos patológicos sobre la edificación. De este proceso también se

obtiene la planimetría de la edificación, la descripción de los sistemas constructivos y el detalle de sus materiales constituyentes.

- c) Origen y posibles causas del proceso patológico observado. Dado que las estructuras bajo análisis suelen ser construcciones antiguas, resulta lógico que éstas presenten altos niveles de desgaste y envejecimiento en sus materiales constructivos. Lo anterior sumado a todas las cargas a las que han sido sometidas a lo largo de su vida, generarán procesos patológicos que son convenientes de estudiar para definir el tipo de intervención a realizar, y las posibles medidas de protección a futuro.
- d) La condición estructural de la construcción antes de la intervención considerando sus riesgos de estabilidad y durabilidad. Esta información es fundamental para la planificación del proyecto, donde se deben incluir medidas de seguridad, procesos críticos y prioridades en la intervención.

Las bases de requerimientos propuestos en el diagnóstico corresponden a las exigencias presentadas en la *NCh3332.Of2017: Estructuras – Intervención de construcciones patrimoniales de tierra cruda – Requisitos del proyecto estructural* (INN, 2017) y adaptadas en consenso con los profesionales del comité de construcciones patrimoniales.

3.5 OPCIONES DE INTERVENCIÓN

A modo de proponer opciones de intervención para mejorar el comportamiento sísmico de la edificación se desarrolla un capítulo que enumera los procesos de intervención más útiles y utilizados. Este listado contiene los métodos de reparación estructural presentadas en la norma *NCh433.Of96.Mod2009 – Diseño sísmico de Edificios* (INN, 2012), y complementado con las propuestas del estándar *ASCE/SEI 41 – 13* (ASCE/SEI, 2014).

3.5.1 Modificación local de componentes

Esta intervención es recomendada cuando la estructura globalmente presenta rigidez y resistencia suficientes, pero algunos componentes no son suficientemente resistentes o dúctiles para alcanzar el comportamiento definido en los objetivos.

Es la primera opción de intervención, por ser la más simple, menos invasiva y de menor costo. Dentro de las modificaciones locales de componentes se encuentran la mejora de conexiones, aumento de resistencia, aumento de capacidad de deformación o una mezcla de los tres.

3.5.2 Aumento de rigidez lateral de la estructura

Esta intervención es recomendada cuando la evaluación de la estructura en su condición actual muestra deficiencias asociadas a deformaciones laterales excesivas y los componentes sismorresistentes críticos no poseen adecuada ductilidad para absorber dichas deformaciones.

Esta intervención puede ser la más común en estructuras de marcos que presentan poca rigidez lateral. En edificaciones con alta densidad de muros no se presentan estos problemas.

3.5.3 Refuerzo de la estructura

Esta intervención es recomendada cuando la evaluación de la estructura en su condición actual muestra un comportamiento inaceptable asociado a falta de resistencia de los componentes estructurales. Lo anterior se observa cuando se presentan comportamientos inelásticos en sismos de baja magnitud.

También puede ser útil su aplicación cuando se observan demandas de deformación plástica por el sismo de diseño a lo largo y alto de toda la estructura.

3.5.4 Reducción de masa

Esta intervención se recomienda si la evaluación de la estructura en su condición actual muestra deficiencias atribuibles al exceso de masa, o limitada resistencia global de la estructura.

Esta intervención resulta útil dado que la masa y la rigidez del edificio controlan la fuerza y deformación inducidas por el sismo. Por lo tanto, una disminución de masa produce, en general, una reducción en los niveles de demanda sísmica actuando sobre la edificación.

3.5.5 Implementación de sistemas de aislación sísmica

Esta intervención se recomienda en estructuras de alto valor patrimonial donde la evaluación de la edificación en su condición actual muestra deficiencias atribuibles al exceso de acciones sísmicas o demandas de deformación. También resulta necesaria cuando se requiere proteger contenidos de gran valor patrimonial, o elementos arquitectónicos y no estructurales. La implementación de este sistema debe efectuarse de acuerdo con lo expresado en la norma chilena *NCh2745:2013 – Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica* (INN, 2013).

Esta intervención resulta muy conveniente cuando busca minimizar la intervención de la edificación, a fin de mantener sus propiedades arquitectónicas. De esta manera, se reduce la demanda sobre la estructura, pudiendo no ser necesario modificar su capacidad.

3.5.6 Implementación de sistemas de disipación de energía

Esta intervención se recomienda cuando la evaluación muestre deficiencias atribuibles a la deformación excesiva producto de la flexibilidad del edificio. La implementación de este sistema debe efectuarse de acuerdo con lo expresado en la norma chilena *NCh3411 – Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía – Requisitos y métodos de ensayo* (INN, 2017).

4 ANTECEDENTES DETERMINANTES

Para el proyecto de intervención de una edificación es necesario el conocimiento profundo y certero del sistema estructural existente en su totalidad, es por esto que se definen antecedentes básicos que son competentes a la ingeniería civil.

4.1 TIPOLOGÍA

Para la selección de tipologías a incluir en el Anteproyecto se recurrió a la opinión de diversos profesionales, de modo de abarcar los tipos de construcción más utilizados en la realidad nacional.

En este contexto, la experiencia de los profesionales especializados en intervenciones participantes del comité es de suma importancia, adoptando el formato propuesto por el estándar *ASCE/SEI 41 – 13* (ASCE/SEI, 2014) y acotando las tipologías que abarca él mismo. Con esta revisión, se modifican las tipologías elegidas para complementarlas con las presentes en la norma chilena *NCh433.Of96.Mod2009* (INN, 2012).

Las tipologías desarrolladas e incluidas en el documento abarcan cuatro materialidades: Albañilería, Madera, Hormigón y Acero. Estas clases y sus subdivisiones se muestran en la **Figura 4-1**, la que incluye las propuestas de los documentos bases nombrados anteriormente.

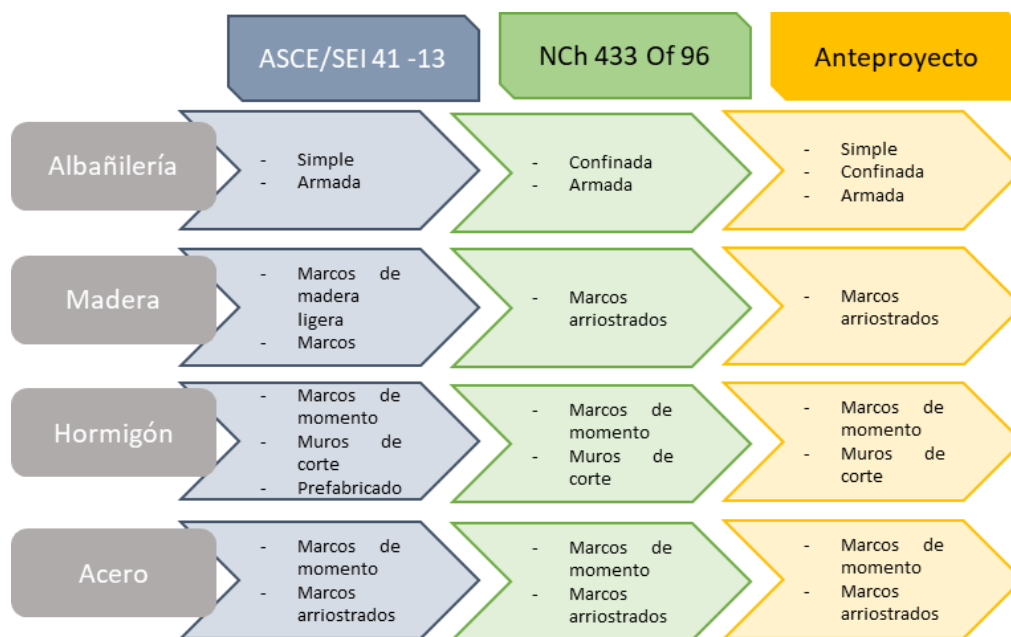


Figura 4-1.- Figura comparativa entre antecedentes del ASCE/SEI 41, NCh433 y lo propuesto en el Anteproyecto.

Dado que las edificaciones históricas reciben intervenciones y modificaciones constantemente, es evidente que habrá tipologías mixtas y configuraciones estructurales modificadas. Es por lo anterior que se propone dar énfasis al desarrollo de un exhaustivo estudio histórico, incluyendo un levantamiento geométrico y análisis de la estructuración del sistema sismorresistente.

A través de la identificación de la configuración estructural del edificio se pueden determinar las primeras deficiencias del sistema estructural, las que podrían incluir discontinuidades en la transferencia de cargas, uniones débiles, irregularidades geométricas en planta y elevación, resistencias insuficientes y/o limitadas capacidades de deformación, entre otras.

4.2 DEMANDA

La obtención de la demanda sísmica sobre la estructura se divide en la recopilación de antecedentes en tres ítems, tal como se muestra en **Figura 4-2**, y se desarrollan a continuación.

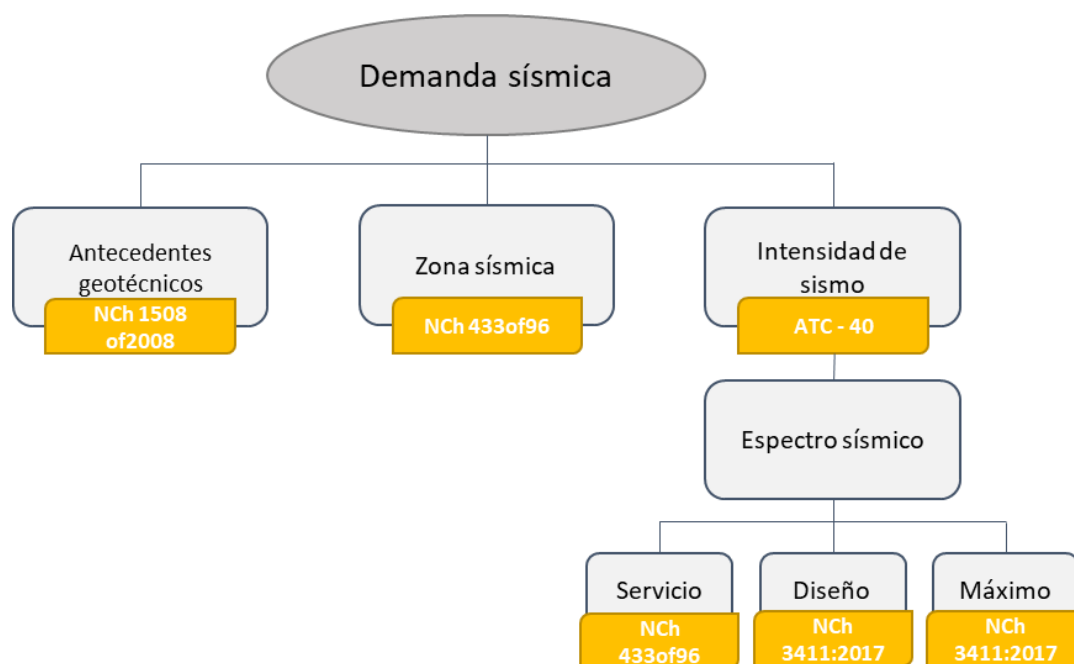


Figura 4-2.- Figura esquemática de antecedentes, y sus documentos base, para obtener demanda sísmica en el Anteproyecto.

4.2.1 Antecedentes geotécnicos

Corresponde a los requerimientos relacionados con la mecánica de suelos, acorde con la práctica nacional actual, derivando la recopilación de antecedentes geotécnicos a la norma chilena *NCh1508.Of2008 – Geotecnia – Estudio de mecánica de suelos* (INN, 2008).

4.2.2 Zona sísmica

Debido a la ubicación geográfica de Chile sobre la zona de subducción de la Placa Sudamericana con la Placa de Nazca, el territorio nacional queda afectado, fundamentalmente, según su distancia al plano de Benioff. Por lo anterior, en la práctica nacional actual se utiliza la división geográfica en términos de zonas sísmicas presentada en la cláusula 4.1 de la norma chilena *NCh433.Of96.Mod2009* (INN, 2012).

4.2.3 Intensidad de sismo – espectros de diseño

Definir la intensidad de un sismo ha sido una larga discusión entre profesionales del área por mucho tiempo, por tanto, va modificándose constantemente y se opta por tomar la definición matemática, en términos estadísticos y probabilísticos, presentada por el *Applied Technology Council* (ATC - 40, 1996), que define lo siguiente:

“Sismo de servicio (SS); correspondiente a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 72 años, de manera que puede llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de una edificación. En base a los resultados de peligrosidad típicos de un emplazamiento determinando, este movimiento representa aproximadamente la mitad del nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menos severidad.

Sismo de Diseño (SD); correspondiente a movimientos de intensidad moderada a severa, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados a un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 475 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de una edificación.

Sismo Máximo (SM); correspondiente a movimientos de intensidad entre severa muy severa, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 975 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por los códigos de diseño para edificaciones esenciales y representa cerca de 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificados en los códigos, de allí que la mayoría asocian esta

relación al factor de importancia de las edificaciones esenciales, por tratarse de sismos menos frecuentes de mayor severidad.” (Safina Malone, 2003).

Lo citado anteriormente presenta un resumen teórico y práctico de lo utilizado actualmente en el diseño sísmico, aterrizado a los códigos de diseño y la práctica de cada país. Es por esto que los espectros de diseño propuestos en el Anteproyecto corresponden a los usados y exigidos en Chile.

4.2.3.1 Sismo de servicio

Se propone que el espectro de aceleración para sismos de servicio se defina a través de la norma chilena *NCh433.Of96.Mod2009* (INN, 2012) modificado por el *Decreto Supremo N°61* (MINVU, 2011). Sin embargo, dado que las combinaciones de carga usadas en ambos documentos son diferentes a las combinaciones de carga usadas en el Anteproyecto, es necesario adaptar el espectro de aceleración. De manera simplificada, esto se logra aplicando un factor de ajuste (1,4), relacionado a la diferencia en los factores de las combinaciones de carga, al factor de reducción espectral (R_1) obtenido a través del Decreto Supremo N°61, de modo que el factor de modificación de respuesta efectivo resulte en lo presentado en Ec – 1.

$$R^{**} = \frac{R_1}{1,4} \quad (\text{Ec} - 1)$$

4.2.3.2 Sismo de diseño

El espectro de aceleraciones de diseño propuesto por el Anteproyecto corresponde al utilizado en las normativas chilenas *NCh3411:2017* (INN, 2017) y *NCh2745:2013* (INN, 2013). Este da como resultado demandas sísmicas más altas que las derivadas del espectro de la norma chilena *NCh433.Of96.Mod2009* (INN, 2012). Sin embargo, esto es necesario ya que en la evaluación de desempeño de estructuras patrimoniales se requiere considerar valores de demandas más precisos y realistas que los exigidos en los diseños por resistencia.

El espectro de diseño queda definido en función del tipo de suelo y la zonificación sísmica correspondiente. Gráficamente, se muestra para una zona 2 en **Figura 4-3**. Para zonas sísmicas tipo 1, el espectro deberá ser simplificado en tres cuartas partes del espectro base, y en el caso de zonas sísmicas tipo 3, éste deberá ser amplificado en cinco cuartas partes.

4.2.3.3 Sismo máximo

Para representar las exigencias del sismo máximo se propone amplificar el espectro de diseño en un 20%, tal como se propone en las normativas chilenas *NCh3411:2017* (INN, 2017) y *NCh2745:2013* (INN, 2013). Por lo tanto, la curva del espectro de diseño que le corresponda por tipo de suelo y zona sísmica debe ser multiplicada por 1.2.

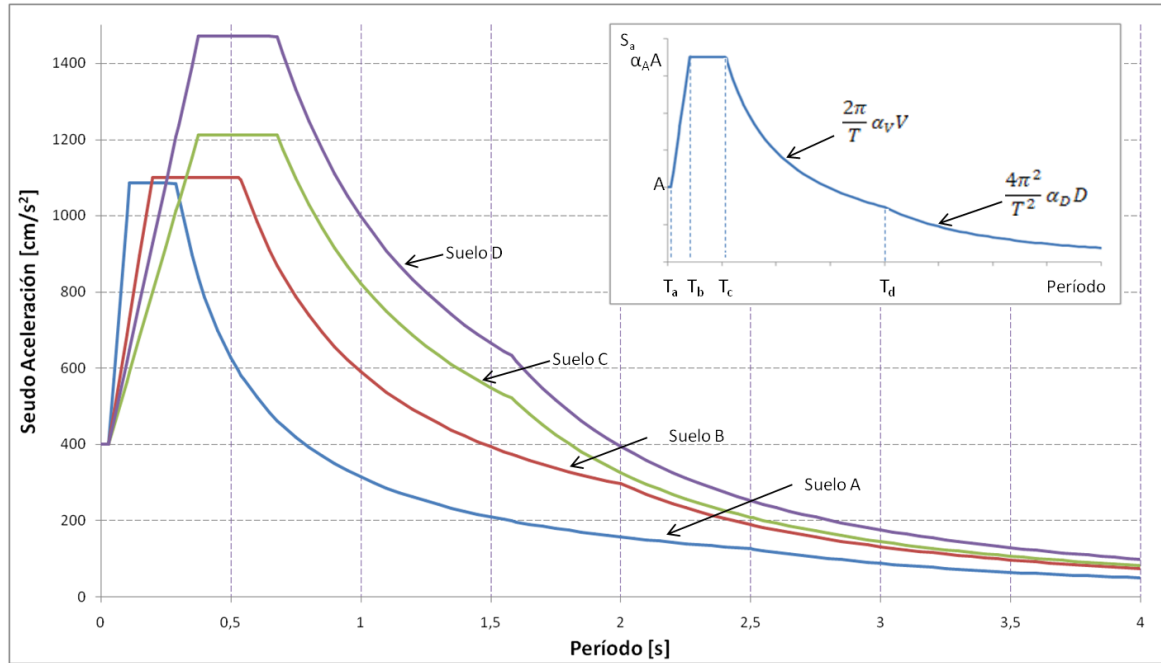


Figura 4-3.- Espectro base de diseño para zona sísmica 2 y para los cuatro tipos de suelos ($\beta = 0,05$).

Fuente: NCh2745:2013.

4.3 CAPACIDAD

La capacidad resistente del sistema estará determinada por la capacidad de cada uno de los elementos que lo componen. Para obtener aquello, se definen tres ítems a considerar, tal como se muestra en **Figura 4-4**, y se detallan a continuación de ella. El resultado de estos ítems se puede observar desarrollado en las ecuaciones Ec – 5, Ec – 6, Ec – 7 ó Ec – 8, según sean los métodos de análisis utilizados.

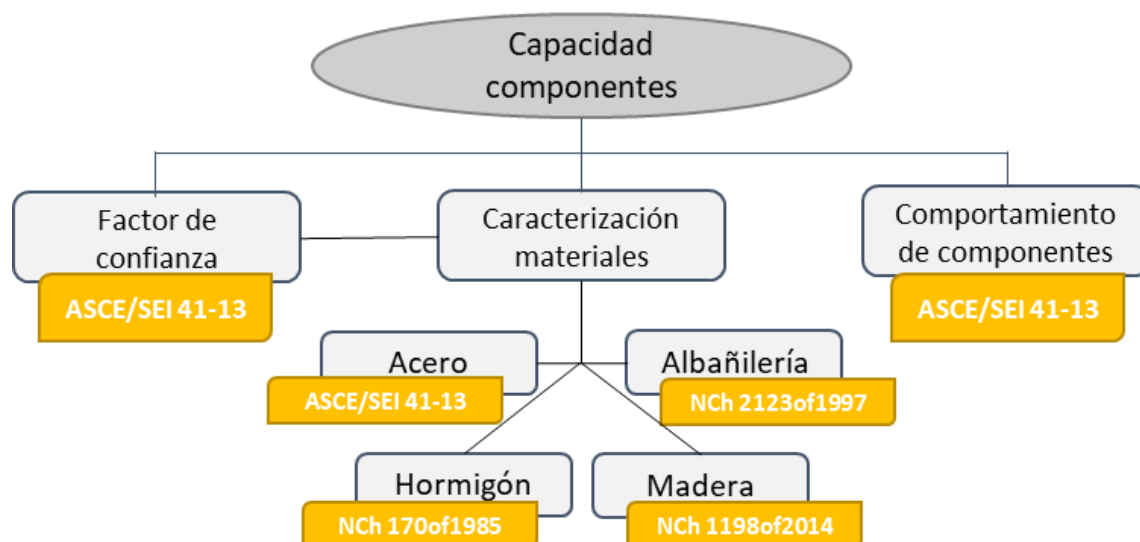


Figura 4-4.- Figura esquemática de antecedentes, y sus documentos base, para obtener capacidad de componentes en el Anteproyecto.

4.3.1 Caracterización de materiales

Una de las principales dificultades al momento de trabajar con edificios históricos corresponde a la correcta caracterización de los materiales que constituyen la estructura. Esto, dado que la historia completa del edificio no siempre es conocida y puede que los documentos de construcción no se encuentren disponibles.

Dado lo anterior, la única forma de obtener información certera de los materiales constituyentes es a través de ensayos. Sin embargo, esto es un conflicto porque para que sean un aporte, los elementos ensayados deben ser intervenidos, dañando la estructura original y, por ende, su valor patrimonial.

Como uno de los objetivos de este documento es promover intervenciones con el mínimo daño a la edificación, se prioriza el uso de ensayos no destructivos para la caracterización de materiales, en conjunto con la propuesta de valores conservadores de propiedades mecánicas para los materiales abarcados en las tipologías previamente descritas.

Se exige justificar toda la información obtenida, ya sea a través de los valores conservadores entregados por el Anteproyecto, en conjunto con ensayos de tipo destructivo y/o no destructivo. Para esto, se propone una exigencia mínima de la cantidad de ensayos, mecánicos y/o físicos, a realizar, a fin de generar correlaciones entre los distintos componentes sin tener que ensayarlos todos.

Los ensayos deben ser realizados idealmente en elementos que no generen pérdidas de valor patrimonial, sino que en elementos que puedan ser fácilmente reemplazados, reconstruidos, o sometidos a otra intervención que los recupere.

Los valores de las propiedades mecánicas propuestas fueron discutidos en variadas sesiones del comité y fueron revisados por profesionales especialistas en cada materialidad. Esto se agrega para evitar daños innecesarios en las edificaciones e incluyen los mínimos datos que se deben obtener para caracterizar un material. Además, es necesario tener claro si el valor de la propiedad que se está considerando corresponde a valores nominales o probables del material. Para efectos del documento propuesto, los valores nominales corresponden a las propiedades en el límite inferior de un material; y, por otro lado, los valores probables son llamados propiedad esperada. Las propiedades mecánicas mínimas según materialidad y los factores de conversión propuestos para convertir valores mínimos nominales en probables son presentados en la **Figura 4-5**.

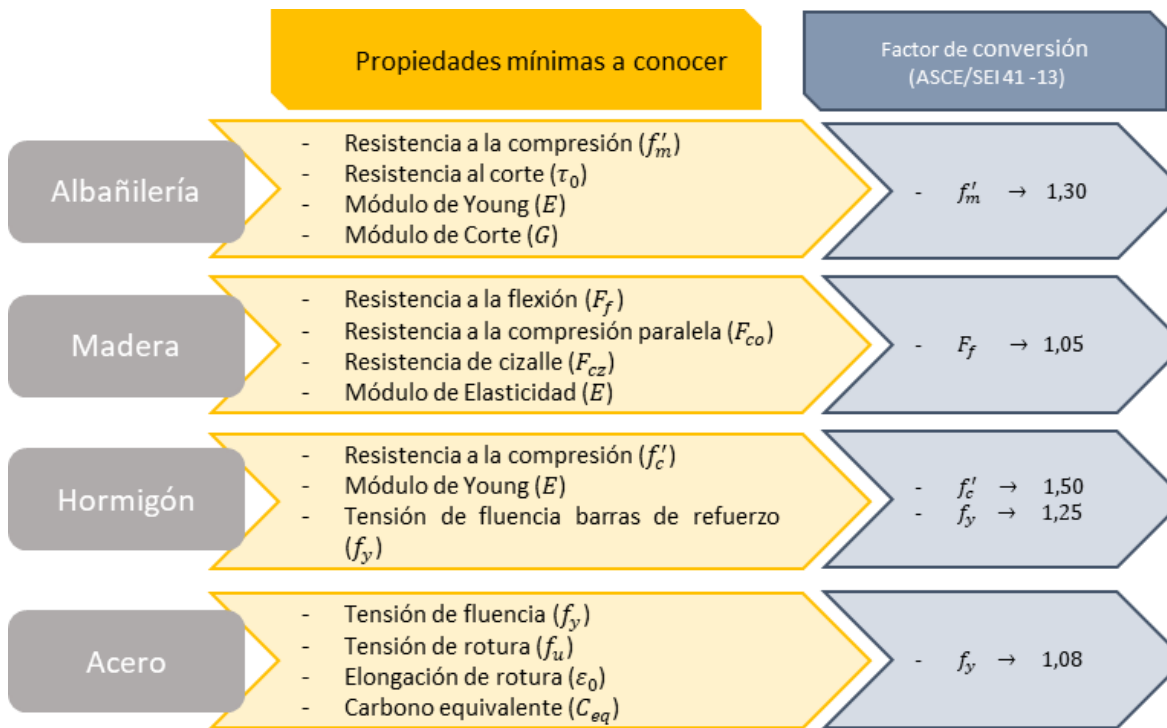


Figura 4-5.- Figura de propiedades mecánicas mínimas requeridas para cada materialidad propuesto en el Anteproyecto.

4.3.1.1 Albañilería

Para el caso de albañilería, se considera como referencia fundamental el artículo *Seismic Safety Analysis of the Old Portuguese Cathedral in Safi, Morocco* (Ramos & Sturm, 2014), que en conjunto con los valores establecidos en las normativas nacionales *NCh2123.Of1997.Mod2003 – Albañilería confinada- Requisitos de diseño y cálculo* (INN, 2003) y *NCh1928.Of1993.Mod2003 – Albañilería armada – Requisitos de diseño y cálculo* (INN, 2003) arrojan lo presentado en la **Tabla 4-1**.

Tabla 4-1.-Valores por defecto propuestos en el Anteproyecto para albañilería histórica de ladrillo.

Propiedad		Valor (MPa)
Resistencia a Compresión	f'_m	1.0
Módulo de elasticidad	E	$600f'_m$
Resistencia al Corte	τ_0	0.025
Módulo elástico de corte	G	$0.25E$

4.3.1.2 Madera

Para el caso de madera, se reducen los valores de tensiones admisibles establecidos en la norma chilena *NCh1198.Of2014 – Madera – Construcciones en madera – Cálculo* (INN, 2014), a las clases más típicas de madera utilizadas y las propiedades más relevantes para el material. Esto arroja lo presentado en **Tabla 4-2**.

Tabla 4-2.- Valores por defecto propuestos en el Anteproyecto para madera.

Especies	Tensión admisible		Estado seco [MPa]
Pino Radiata	Resistencia a la flexión	F_f	8.60
	Resistencia a la compresión paralela	F_{cp}	6.60
	Resistencia de cizalle	F_{cz}	0.86
	Módulo elasticidad Flexión	E_f	6900
Roble	Resistencia a la flexión	F_f	14.0
	Resistencia a la compresión paralela	F_{cp}	10.5
	Resistencia de cizalle	F_{cz}	1.25
	Módulo elasticidad Flexión	E_f	9100
Pino Oregón	Resistencia a la flexión	F_f	11.0
	Resistencia a la compresión paralela	F_{cp}	8.30

Especies	Tensión admisible		Estado seco [MPa]
	Resistencia de cizalle	F_{cz}	
	Módulo elasticidad Flexión	E_f	
			1.05
			7900

4.3.1.3 Hormigón

Para el caso de hormigón, se adoptan los valores dados en el anexo de la norma chilena de hormigón del año 1985, *NCh170.Of1985 – Hormigón – Requisitos generales* (INN, 1985), los cuales corresponden a una adaptación de los valores de los hormigones más utilizados en los años 50', subdivididos en cinco clases. Esto arroja lo mostrado en la **Tabla 4-3**. Para los valores de acero de refuerzo, se presenta la **Tabla 4-4**.

Tabla 4-3.- Valores por defecto propuestos en el Anteproyecto para hormigón.

Clases de hormigón	Resistencia característica probeta cúbica (f_c) [MPa]
A	10,0
B	12,8
C	15,2
D	18,8
E	24,0

Fuente: Adaptación propia de NCh170.Of85.

Tabla 4-4.- Valores por defecto propuestos en el Anteproyecto para acero de refuerzo.

Grado	Tensión de Fluencia (f_y) [MPa]	Resistencia a la tracción (f_u) [MPa]
A37 - 24H	240	370

4.3.1.4 Acero

Para el caso de acero, se adoptan los valores más bajos del estándar *ASCE/SEI 41 – 13* (ASCE/SEI, 2014) y se categorizan según año de construcción. Esto arroja los valores presentados en **Tabla 4-5**. Además, resulta relevante en la discusión conocer el contenido de carbono del material presente en la construcción. Por lo tanto, se exige una prueba química. En el caso que la prueba química determine que el material tiene un comportamiento de hierro más que acero, los valores de resistencia propuestos en **Tabla 4-5** deben ser reducidos en un 20%.

Tabla 4-5.- Valores por defecto propuestos en el Anteproyecto para acero estructural.

Año	Tensión admisible (F_f) [MPa]
Antes de 1900	100
1900 - 1960	120
1960 en adelante	140

4.3.2 Factor de confianza

Debido a la libertad entregada en el Anteproyecto para la recolección de propiedades mecánicas de los materiales, se considera necesaria la inclusión de un factor de seguridad asociado a la confianza que se tiene de las propiedades de los materiales utilizados. De este modo, si las propiedades fueron obtenidas a través de mediciones y ensayos, en conjunto con una evaluación exhaustiva y detallada de la estructuración del edificio, no se exige castigar los valores. Por otro lado, si esto no fue así, y los valores utilizados son los referenciales, la capacidad debe ser castigada y no puede superar el 75% de la estimada. Lo anterior se representa en el Anteproyecto como muestra la **Tabla 4-6**.

Tabla 4-6.- Factor de confianza (k) según recolección de información propuesto en el Anteproyecto.

	Sin ensayos ^(a)	Con ensayos ^(b)
Evaluación de condición ^(c)	Visual	Exhaustiva
Descripción de la estructura	Descripción general	Descripción detallada de elementos y uniones
Factor de confianza, k	0,75	1,00

^(a) Propiedades de materiales se obtienen de valores por defecto presentados en Anteproyecto.

^(b) Propiedades de materiales se obtienen a través de ensayos, ya sea destructivos, no destructivos o una combinación de ellos.

^(c) La evaluación de condición corresponde a la observación y análisis del estado actual, incluyendo deficiencias y mecanismos de deterioro de la edificación.

4.3.3 Comportamiento de componentes

La visión del Anteproyecto propuesto es que las intervenciones que se realicen en estructuras históricas sean diseñadas a través de los resultados de una evaluación sísmica por desempeño

efectuada a la construcción existente. Dado esto, para estudiar el comportamiento esperado de una construcción, frente a un determinado nivel de demanda sísmica, es necesario conocer y/o estimar el comportamiento de cada elemento presente en el sistema sismorresistente.

La selección de la curva de comportamiento y del nivel de desempeño sísmico objetivo permite definir los criterios de aceptación a considerar durante la evaluación de una estructura. Es por esto que resulta fundamental la clasificación del comportamiento del componente, que puede ser controlado por fuerza o controlado por deformación, y no se debe efectuar a criterio del diseñador. Por lo anterior, se presentan curvas de comportamiento típicas y, en el caso que no se encuentren los criterios de aceptación o los factores de modificación de demanda por capacidad de deformación no lineal en los capítulos de análisis, será necesario considerar el elemento como controlado por fuerzas.

La **Figura 4-6** muestra una curva genérica de fuerza versus deformación considerada en el modelo de análisis, y los criterios de aceptación de los componentes. Los conceptos ilustrados en la figura aplican a cualquiera de las materialidades básicas. El rango lineal se encuentra entre el punto A (elemento descargado) y el punto B (límite elástico efectivo). La pendiente entre los puntos B y C es generalmente un 10% de la pendiente elástica y es incluida para representar los fenómenos de endurecimiento por deformación post fluencia. En el punto C se inicia la degradación significativa de resistencia (línea C – D). Más allá del punto D, la resistencia del elemento es limitada, hasta llegar al punto E, donde la resistencia del componente es igual a cero.

Los límites de deformaciones aceptadas quedan supeditados a los niveles de desempeño sísmico escogidos (descritos en capítulo siguiente – Desempeño sísmico): Ocupación Inmediata (OI), Seguridad de la Vida (SV) y Prevención de Colapso (PC); y del nivel de sismo evaluado (descritos en capítulo anterior – Demanda): servicio (SDS), diseño (SDI) o máximo (SMP).

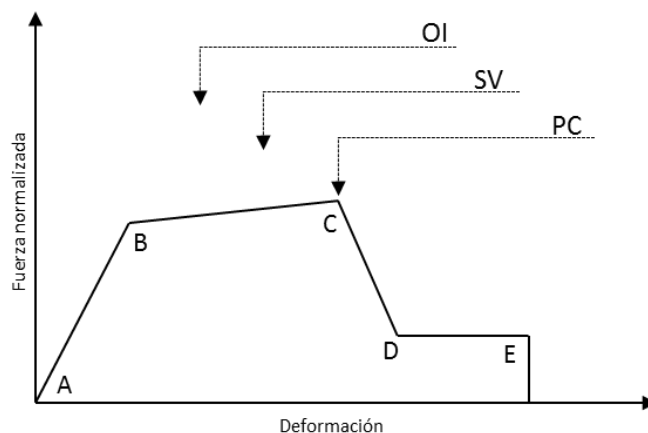


Figura 4-6.- Parámetros de modelación y criterios de aceptación en curva de fuerza versus deformación generalizada.

Fuente: Adaptado de ASCE/SEI 41 – 13.

Para la selección del comportamiento se trabaja con las curvas de clasificación presentes en el estándar ASCE/SEI 41 – 13 (ASCE/SEI, 2014). Las curvas de cada opción se presentan en **Figura 4-7**, y corresponden a curvas representativas de fuerza versus deformación, con los puntos de inflexión característicos de cada una. Las dos primeras presentan características de comportamiento dúctil, y la última, características de comportamiento frágil. Un mismo componente puede tener una combinación de comportamientos, según la respuesta que se esté evaluando (a flexión, corte, esfuerzo axial y/o torsión).

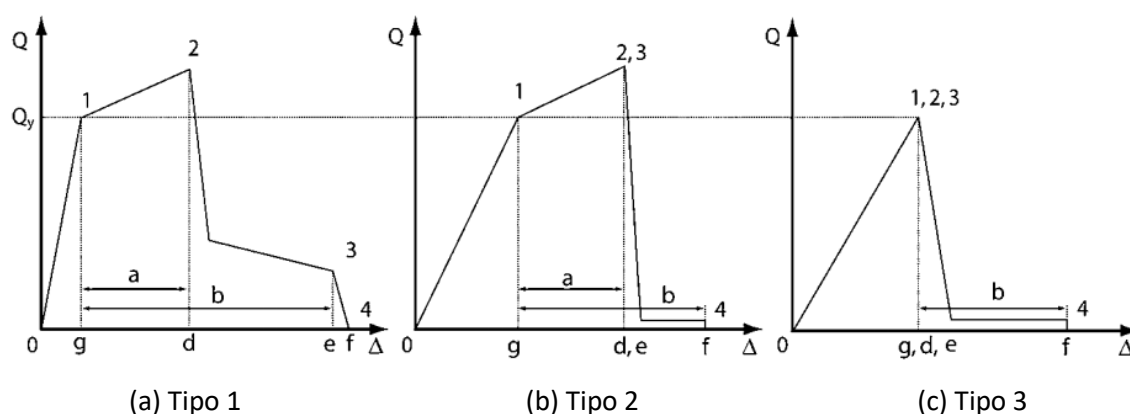


Figura 4-7.- Curvas de fuerza versus deformación generalizadas para describir comportamiento del componente.

Fuente: ASCE/SEI 41 – 13.

Para componentes que presenten comportamientos Tipo 1 y 2, se consideran criterios de aceptación basados en deformaciones, que se pueden encontrar en el rango elástico o plástico (entre puntos 0 y 2) según el nivel de desempeño alcanzado.

Para componentes que presenten comportamientos Tipo 3, se consideran criterios de aceptación basados en resistencias, y sus deformaciones se deben encontrar dentro del rango elástico.

Para la selección se proponen las siguientes descripciones según tipo presentado en la **Figura 4-7**:

(a) Tipo 1: Es representativa del comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (entre puntos 0-1) y un rango plástico (entre puntos 1-3), seguido por una pérdida de la capacidad de resistencia sísmica en el punto 3 y una pérdida de la capacidad de resistencia gravitacional en el punto 4. El rango plástico puede tener una pendiente post elástica positiva o negativa (entre puntos 1-2) y una región degradada por la fuerza con una resistencia residual no despreciable para resistir fuerzas sísmicas y cargas de gravedad (entre puntos 2-3). Componentes estructurales que presenten este comportamiento deben ser clasificados como controlados por deformación si el rango plástico es tal que $d \geq 2g$. De otro modo, el componente debe ser considerado como controlado por fuerzas.

(b) Tipo 2: Es representativa del comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (entre puntos 0-1) y un rango plástico (entre puntos 1-3). El rango plástico puede tener una pendiente post elástica positiva o negativa (entre puntos 1-3) seguido por una pérdida sustancial de capacidad de resistencia sísmica en el punto 3. La pérdida de la habilidad para soportar cargas gravitacionales ocurre con la deformación asociada al punto 4. Componentes estructurales que presenten este comportamiento deben ser clasificados como controlados por deformación si el rango plástico es tal que $e \geq 2g$. De otro modo, el componente debe ser considerado como controlado por fuerzas.

(c) Tipo 3: Es representativa del comportamiento frágil o no dúctil donde hay un rango elástico (entre puntos 0-1) seguido por una pérdida de resistencia para soportar las cargas sísmicas en el punto 3 y la habilidad para soportar las cargas gravitacionales más allá del punto 4. Elementos estructurales que presenten este comportamiento deben ser considerados como controlados por fuerzas.

5 DESEMPEÑO SÍSMICO

Para abordar lo propuesto en el Anteproyecto de Norma respecto al desempeño sísmico, se entregan una pequeña introducción al procedimiento de diseño por desempeño y una descripción de los objetivos de desempeño propuestos.

5.1 DISEÑO POR DESEMPEÑO

El diseño por desempeño corresponde a una filosofía de diseño que basa su resultado en el análisis del comportamiento esperado de una estructura frente a una determinada sollicitación. La diferencia con el diseño tradicional radica en que en el método de diseño por desempeño se plantean los criterios de aceptación haciendo énfasis en el control de daños estructurales y no estructurales, según los niveles de seguridad establecidos, y en la implicancia de estos daños en el uso posterior de la estructura.

El diseño por desempeño nace como herramienta de evaluación de estructuras existentes, dado que para realizar una evaluación de comportamiento se requiere como dato inicial una estructura ya definida. Luego esto evoluciona como método general de diseño, que consiste en un proceso iterativo de análisis, evaluaciones y modificaciones hasta obtener el diseño óptimo según exigencias estructurales y/o económicas. Lo anterior queda ilustrado esquemáticamente en **Figura 5-1**.

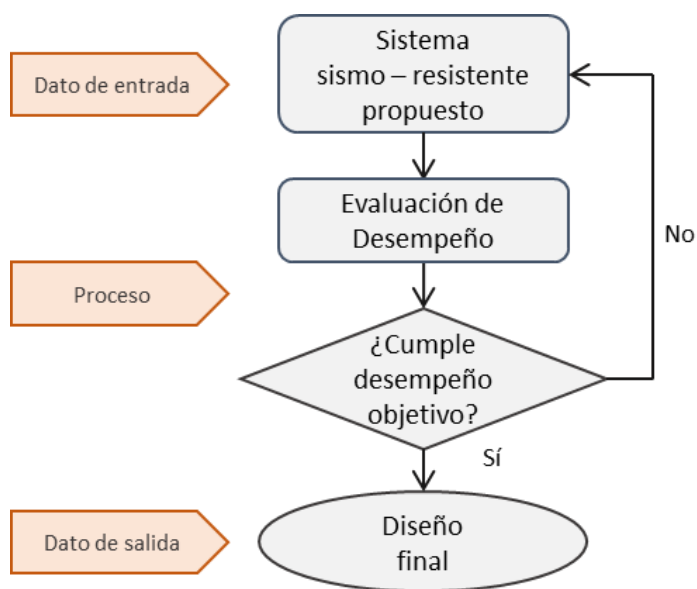


Figura 5-1.- Diagrama representativo proceso iterativo de diseño por desempeño.

La necesidad de incluir esta metodología de diseño resulta cada vez más imprescindible, por el desconocimiento del comportamiento esperado de las construcciones diseñadas con las metodologías tradicionales, frente a los diferentes escenarios de movimientos sísmicos que pueden afectar una estructura: “La experiencia de sismos recientes ha puesto en evidencia una importante limitación del enfoque implícito en los códigos de diseño sísmico hasta ahora empleados; el desempeño de una edificación durante un sismo no está dado de manera explícita en estos códigos y los enfoques empleados no conducen a un eficiente control de los daños ni a una plena satisfacción de la filosofía de diseño sismorresistente” (Safina Malone, 2003).

Dado que el diseño por desempeño responde a una determinada evaluación sísmica, puede ser utilizado para mejorar el comportamiento y extender la vida útil de los edificios existentes que presenten un aporte a la sociedad, en cualquier ámbito social. Además, genera aportes al avance del conocimiento de la ingeniería civil, incluyendo nuevos estudios y análisis de estructuras complejas.

En el diseño por desempeño sísmico se compara la demanda y la capacidad esperadas de los componentes del sistema estructural para identificar el punto de desempeño que se alcanza, esto se evalúa en términos de parámetros estructurales, como lo son los desplazamientos laterales o ángulos de rotación de los elementos. Para lograr esta comparación es necesario compatibilizar las curvas de demanda y capacidad de cada componente. Actualmente, los programas computacionales de análisis estructural son capaces de incluir las curvas de comportamiento de los elementos y determinar la demanda en términos de la deformación de los componentes de la estructura.

5.2 OBJETIVOS DEFINIDOS

Para definir los objetivos del documento se considera el estándar *ASCE/SEI 41 – 13*. En este estándar se presentan seis niveles de objetivo de comportamiento a considerar al momento de evaluar una estructura, que son determinados a partir de combinaciones entre los desempeños sísmicos esperados para el sistema estructural y los componentes no estructurales de la edificación. Para lograr aquello, el estándar trabaja con categorías de componentes, clasificándolos como primarios o secundarios. Dado que en general las estructuras patrimoniales contienen componentes no estructurales tan importantes como el sistema estructural, la propuesta en el Anteproyecto de Norma es que estas combinaciones no existan, y todos los componentes del sistema sean analizados como componentes primarios.

En términos prácticos, el estándar *ASCE/SEI 41 - 13* propone tres categorías para definir parámetros y criterios de evaluación de desempeño: Prevención de colapso, seguridad de la vida y ocupación inmediata. Dado que la diferencia en comportamiento y nivel de daños esperados entre los niveles de seguridad de la vida y ocupación inmediata es muy alta, para el Anteproyecto de Norma se agrega un cuarto nivel entre ellos, denominado daño controlado. Este nuevo nivel se define como un término medio entre los niveles adyacentes, pero numéricamente más cercano a ocupación inmediata, atendiendo a las expectativas de propietarios, autoridades e inversionistas, y a la luz de la experiencia sísmica nacional en materia de desempeño sísmico de estructuras. La comparación entre documentos se muestra de manera gráfica en la **Figura 5-2**.

La decisión de considerar cuatro niveles objetivo de desempeño se explica y justifica en términos de uso del proyecto, ya que, es altamente probable que, en caso de considerar tres opciones, los usuarios tiendan a escoger la del medio, quedando como resultado que la mayoría de las estructuras se evalúen para seguridad de la vida, siendo éste un nivel de exigencia relativamente bajo para los propósitos del comité y del documento propuesto, así como también de las expectativas de las autoridades y propietarios. Finalmente, al contar con cuatro opciones, las evaluaciones tenderán a concentrarse en los dos del centro, mejorando las expectativas del grupo. Asimismo, se espera que el último objetivo, de prevención de colapso, constituya un resguardo legal, pero sin uso para diseño de las intervenciones.

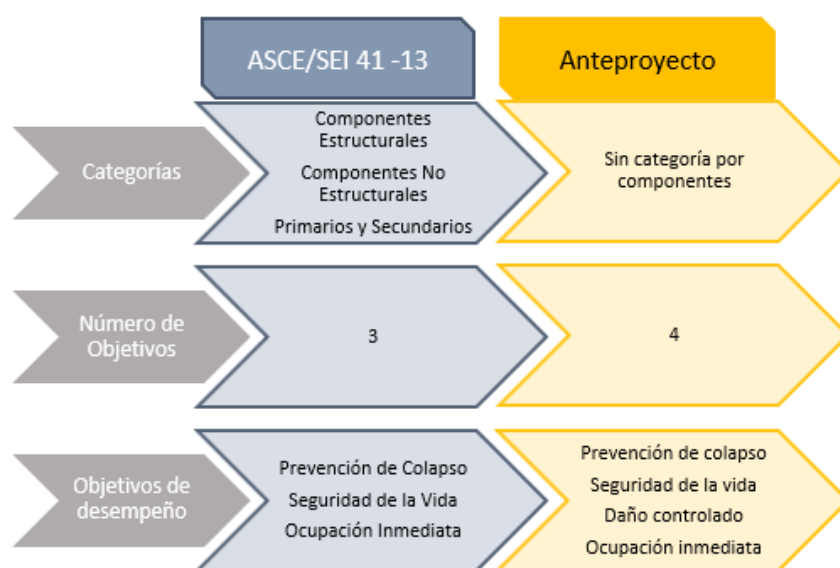


Figura 5-2.- Figura comparativa entre antecedentes del ASCE/SEI 41 - 13 y lo propuesto en el Anteproyecto.

A fin de explicar a los usuarios del proyecto lo que conlleva la elección de cada nivel objetivo, se presenta un cuadro, en **Tabla 5-1**, y un esquema gráfico, en **Figura 5-3**, que ilustran los posibles comportamientos, deformaciones y daños estimados para una edificación dada.

Tabla 5-1.- Descripción cualitativa de daños según el nivel de desempeño.

	Niveles de desempeño			
	Prevención de Colapso (PC)	Seguridad de la Vida (SV)	Daño Controlado (DC)	Ocupación Inmediata (OI)
Nivel general de daño	Severo/Total	Moderado/Severo	Leve/Moderado	Leve/Sin Daño
Generales	Edificio con pérdidas totales, completamente inoperativo. Requiere demolición.	Edificio inoperativo, pero salvaguarda vida de ocupantes. Requiere demolición o reparaciones globales.	Edificio podrá quedar inoperativo por un período corto de tiempo. Requiere reparaciones locales.	Edificio en operación normal y funcional. Los daños, de producirse, serán superficiales. En este nivel se protege la inversión, función y valor histórico y cultural.
Estructurales	Estructura permanecerá con capacidad de soporte de cargas gravitacionales, pero en muy mal estado.	Daños severos y permanentes en edificio.	Algunos daños locales se presentarán en el sistema estructural.	Sólo se generarán daños superficiales en el sistema estructural.
No Estructurales	Daño total de componentes y sistemas no estructurales.	Daño extenso en componentes y sistemas no estructurales. Servicios básicos se encuentran sin funcionamiento.	Daño puntual (localizado) en componentes y sistemas no estructurales. Pueden existir fallas en servicios básicos, restituibles por fuentes de reserva.	Daño menor. Servicios básicos se mantienen disponibles o mediante fuentes de reserva.

Fuente: Adaptación propia de ASCE/SEI 41 -13.

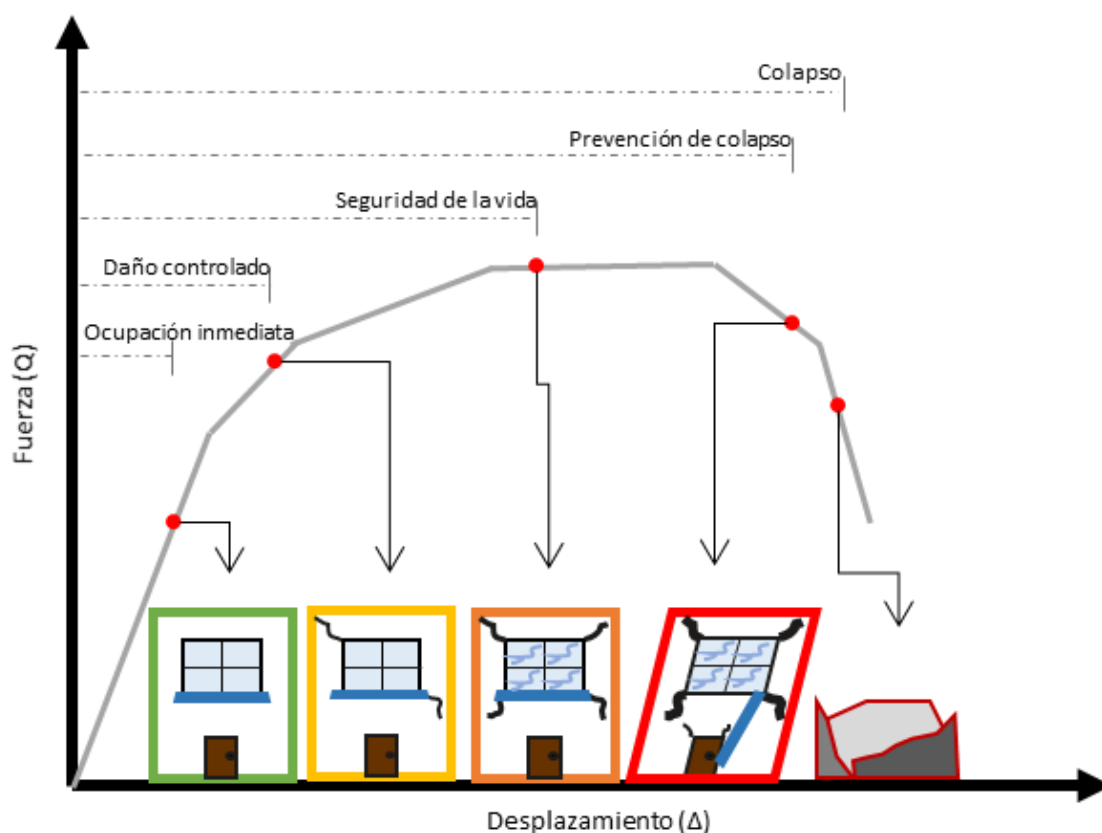


Figura 5-3.- Curva de comportamiento y nivel de daños para un edificio típico según desempeño sísmico objetivo.

La selección del objetivo de desempeño debe ser efectuada por el mandante, propietario o diseñador, de acuerdo con los requerimientos mínimos de comportamiento exigidos por las normativas actuales. Sin embargo, se entregan, a modo de comentario, las recomendaciones de objetivos de desempeño mínimos a alcanzar según la categoría de importancia de la edificación y la intensidad del sismo que se esté evaluando. Esto queda plasmado en la matriz de decisión mostrada en **Tabla 5-2**.

Además, dentro de la información disponible para guiar al mandante, se adjunta una tabla para orientar la definición de las categorías de importancia de un edificio patrimonial, que corresponde a una mínima adaptación de la información que se encuentra en la norma chilena *NCh433.Of96.Mod2009* (INN, 2012). La categorización propuesta en el Anteproyecto es solo referencial para ser utilizadas en el mismo documento, y no deben relacionarse de ninguna manera con las categorías de importancia de la norma *NCh433.Of96.Mod2009* (INN, 2012).

Tabla 5-2.- Nivel de desempeño sísmico mínimo recomendado según categoría de importancia de la edificación patrimonial e intensidad de sismo.

<i>Sismo</i>	<i>Categoría de importancia construcción patrimonial</i>		
	<i>Alta</i>	<i>Media</i>	<i>Baja</i>
<i>Servicio</i>	OI	OI	OI
<i>Diseño</i>	OI	DC	SV
<i>Máximo</i>	DC	SV	PC

A pesar de la libertad en la selección del objetivo de desempeño, se exigen mínimos requerimientos para mantener el mismo nivel de exigencia que el resto de las normativas sísmicas nacionales. Es por lo anterior que, para los sismos extremos, de servicio y máximo, se debe verificar que la estructura cumpla con ocupación inmediata y prevención de colapso como mínimo, respectivamente.

6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para la sección de cálculo estructural del Anteproyecto, se utilizó principalmente el estándar *ASCE/SEI 41-13* (ASCE/SEI, 2014) como base, puesto que, en el avance del diseño por desempeño y evaluación de estructuras, es el documento más completo y utilizado. Por otro lado, la normativa italiana (Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2006), tiende a ser subjetiva, sin presentar procesos definidos.

Los métodos de análisis, parámetros de modelación y criterios de aceptación descritos en la normativa internacional de referencia fueron adaptados a la realidad nacional en la medida de lo posible, en particular compatibilizando los procesos locales y las normativas nacionales vigentes.

6.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se proponen cuatro métodos de análisis en el Anteproyecto, que se obtienen como resultado de las combinaciones entre análisis estático o dinámico, y la decisión o necesidad de modelar el comportamiento elástico o inelástico de los componentes del sistema sismorresistente. Estos se presentan a continuación, y sus requerimientos básicos se resumen en la **Figura 6-1**.

6.1.1 Análisis lineal estático

Para realizar un análisis estático es necesario definir la fuerza lateral a aplicar y su distribución a lo alto de la estructura. Para ello se utiliza el mismo esfuerzo de corte basal y la distribución en altura presentada en la norma chilena *NCh433.Of96.Mod2009* (INN, 2012).

6.1.2 Análisis lineal dinámico

Para realizar un análisis lineal dinámico o modal espectral es necesario definir el porcentaje de participación modal requerido para el análisis, además del amortiguamiento de la estructura. Estas exigencias son definidas iguales a lo requerido por la norma chilena *NCh433.Of96.Mod2009* (INN, 2012).

6.1.3 Análisis no lineal estático

Para realizar un análisis no lineal estático se necesita definir el desplazamiento de techo objetivo de la estructura. Para ello se utiliza el valor exigido en las normativas nacionales vigentes, específicamente en el *Decreto Supremo N°61* (MINVU, 2011). Además, en el modelo deben quedar

explícitamente definidas todas las curvas de comportamiento no lineal para las distintas acciones sobre los elementos.

6.1.4 Análisis no lineal dinámico

Este tipo de análisis requiere que cada una de las hipótesis consideradas en el modelo físico y numérico queden explícitas y debidamente justificadas mediante ensayo de laboratorio. Ninguna norma chilena oficial exige este método de análisis, sin embargo, la última propuesta de la norma chilena *NCh3411:2017* (INN, 2017) considera y norma este procedimiento.

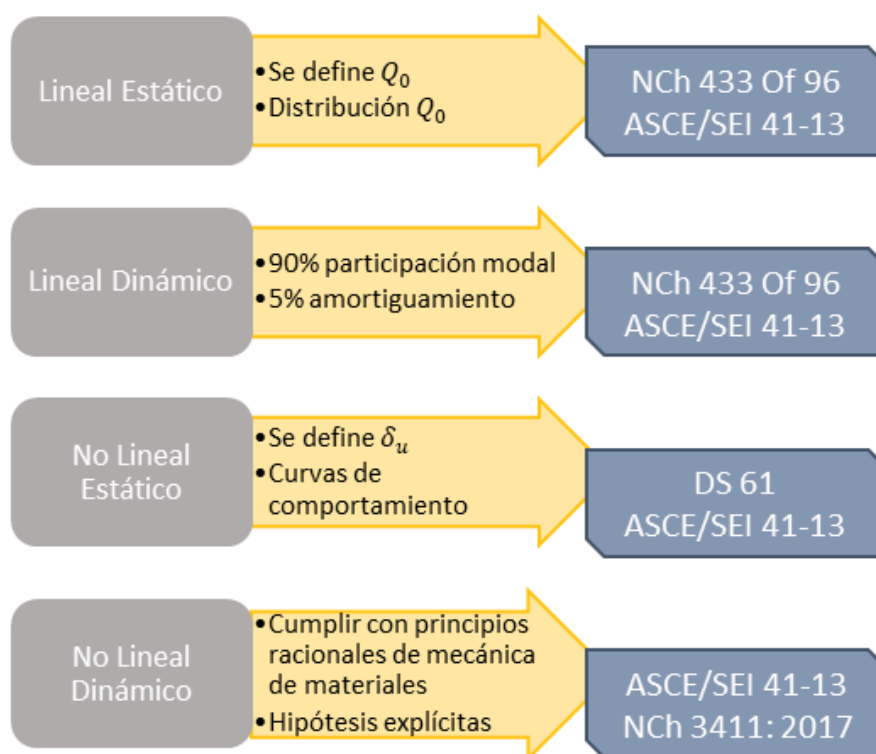


Figura 6-1.- Figura de exigencias propuestas en el Anteproyecto y documentos bases.

6.1.5 Selección método de análisis estructural

La complejidad en la selección del método de análisis estructural radica en encontrar un equilibrio entre el nivel de análisis necesario y las características de la estructura. Si bien en la teoría todas las estructuras pueden ser analizadas a través de análisis no lineal de respuesta en el tiempo, no todos los profesionales estarían dispuestos a desarrollarlo, ni todas las construcciones lo necesitan. Por lo anterior, se propone comenzar con el método más simple en tanto el edificio cumpla las condiciones mínimas de estructuración requeridas, e ir avanzando en complejidad en la medida que la estructuración del edificio lo haga también.

Para limitar el uso de los métodos de análisis, se ha mezclado y adaptado la práctica de distintas normativas. Del estándar *ASCE/SEI 41-13* (ASCE/SEI, 2014) se ha extraído un listado de irregularidades y la definición y el uso de un cociente entre demanda y capacidad que permite identificar la magnitud y distribución de las demandas inelásticas sobre cada componente. De la norma chilena *NCh433.Of96.Mod2009* (INN, 2012) se han obtenido las limitaciones máximas de altura para el uso de métodos estáticos. Finalmente, con la norma chilena *NCh2745:2013* (INN, 2013) se complementa la lista de irregularidades que definen los límites de aplicación de los análisis estructurales de tipo lineal.

De manera esquemática y resumida, en la **Figura 6-2** se muestran las irregularidades a considerar en la selección del método de análisis y los documentos originales considerados. Además, en el Anexo B se presentan las irregularidades verticales y en planta de manera gráfica.

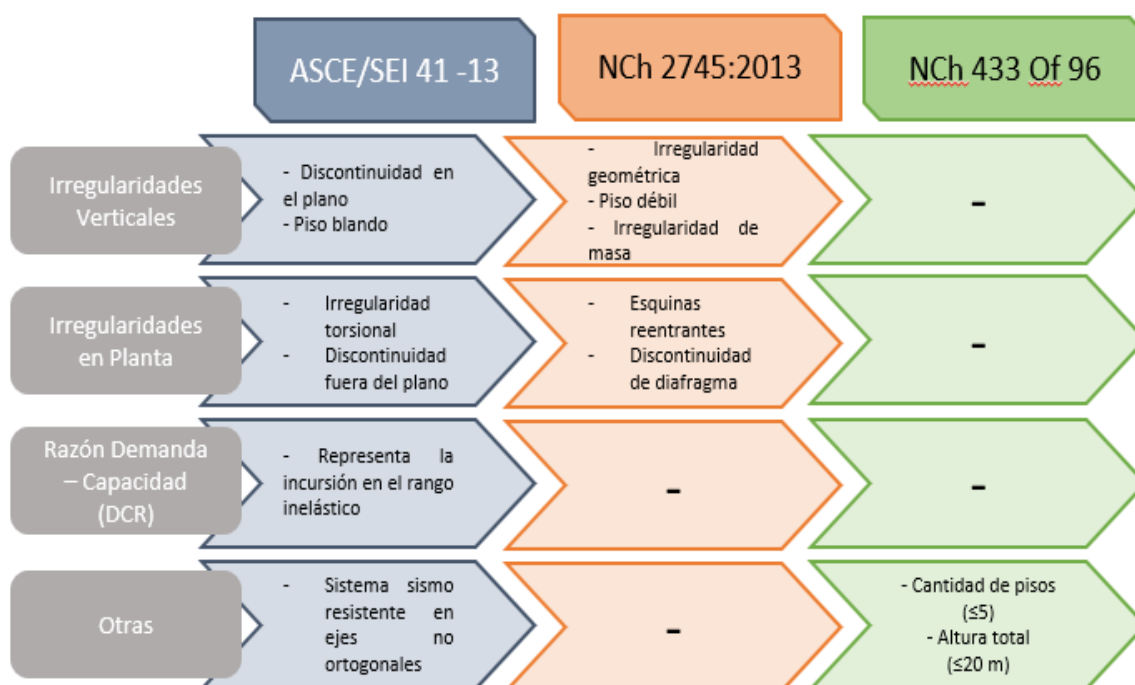


Figura 6-2.- Figura de irregularidades, según sus documentos de origen, que limitan el uso de métodos lineales en el Anteproyecto.

6.2 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de cargas resultan ser un punto importante y distintivo del resto de las normativas nacionales actuales, ya que en ellas, el diseño y evaluación de las estructuras se efectúa a partir del análisis de resistencia requerida y capacidad y no del desempeño de ésta.

Es por lo anterior que los procedimientos de diseño consideran combinaciones de cargas, con sus correspondientes factores de mayoración, según sea el método de diseño: tensiones admisibles o factores de carga y resistencia. En cambio, el documento normativo propuesto busca realizar un análisis y diseño basado en desempeño, a través de la evaluación explícita del desempeño sísmico de la estructura y su intervención. Por lo tanto, las combinaciones de cargas deben ser acorde a este método, y por ello, difieren del resto de las normativas nacionales vigentes, basándose en las combinaciones de carga definidas por el estándar *ASCE/SEI 41 – 13* (ASCE/SEI, 2014), de manera de coincidir con los criterios de aceptación que se proponen en la sección 6.3.

En caso de considerar métodos de análisis lineales para el diseño de la intervención y evaluación de desempeño sísmico, las combinaciones de cargas quedan definidas en función del comportamiento que controla la respuesta del componente, ya sea fuerza o deformación. Las combinaciones de carga aplicables en cada caso se definen en las ecuaciones Ec – 2 y Ec – 3.

Para ambos casos se requiere de las mismas combinaciones entre cargas permanentes y de uso. Sin embargo, para las solicitaciones controladas por deformación se aplica la carga sísmica sin modificación y, en el caso de las solicitaciones controladas por fuerzas, la carga sísmica se verá afectada por dos factores, uno de ellos depende de los cocientes entre demanda y capacidad (DCR's) y otro que representa la degradación de la resistencia en conjunto con la diferencia entre los desplazamientos máximos esperados y obtenidos en el rango lineal.

Solicitaciones controladas por deformación

$$Q_{UD} = 1.1 (D + L) \pm E \quad (\text{Ec} - 2a)$$

$$Q_{UD} = 0.9 (D) \pm E \quad (\text{Ec} - 2b)$$

Solicitaciones controladas por fuerzas

$$Q_{UF} = 1.1 (D + L) \pm \frac{E}{C_1 \cdot J} \quad (\text{Ec} - 3a)$$

$$Q_{UF} = 0.9 (D) \pm \frac{E}{C_1 \cdot J} \quad (\text{Ec} - 3b)$$

donde:

Q_{UD} : Carga última sobre componentes controlados por deformación.

Q_{UF} : Carga última sobre componentes controlados por fuerzas.

D : Cargas permanentes.

L : Cargas de uso.

E : Cargas sísmicas.

C_1 : Factor de modificación de cargas sísmicas según **Tabla 6-1**.

J : Factor de reducción por traspaso de fuerzas, con valor igual o mayor que 1, tomado como el menor de los cocientes demanda capacidad (DCR) entre todos los componentes que traspasan cargas al componente en análisis. En el caso que no se calculen los DCR's, se puede considerar igual a 2 para cualquier objetivo de desempeño considerado, excepto para ocupación inmediata, que debe considerarse igual a 1.

Tabla 6-1.- Valores para factor de modificación C_1 .

Período fundamental	Factor de modificación C_1		
	$m_{m\acute{a}x} < 2^{(a)}$	$2 \leq m_{m\acute{a}x} < 6^{(a)}$	$m_{m\acute{a}x} \geq 6^{(a)}$
$T \leq 0.3 \text{ s}$	1.1	1.4	1.8
$0.3 \text{ s} < T \leq 1.0 \text{ s}$	1.0	1.1	1.2
$T \geq 1.0 \text{ s}$	1.0	1.0	1.1

^(a) $m_{m\acute{a}x}$ corresponde al mayor factor m de todos los elementos del sistema sismorresistente del edificio en la dirección análisis. Los factores m deben ser obtenidos según lo representado en cláusula 6.4 de este documento.

Fuente: Adaptación ASCE/SEI 41 -13.

La diferencia entre el comportamiento controlado por deformación y el comportamiento controlado por fuerzas es que el segundo no permite deformaciones más allá del rango elástico, es por esto, que la demanda en estos componentes no puede superar la capacidad (resistencia) de los mismos. Idealmente, se debiese identificar el mecanismo inelástico del edificio, y las solicitaciones controladas por fuerza determinadas a través de un análisis de estado límite utilizando ese mecanismo. Este enfoque genera una estimación conservadora de las solicitaciones, incluso si se escoge un mecanismo incorrecto.

En caso de considerar métodos de análisis no lineales, las cargas gravitacionales y sísmicas deben ser aplicadas sin factores de modificación, utilizando la ecuación descrita en Ec – 4.

$$Q_{UD} = (D + L) \pm E \quad (\text{Ec} - 4)$$

donde:

Q_{UD} : Carga última sobre componentes para todas las sollicitaciones.

D : Cargas permanentes.

L : Cargas de uso.

E : Cargas sísmicas.

6.3 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

Los criterios de aceptación son el medio de evaluación del desempeño sísmico de la estructura y dependen del tipo de análisis estructural desarrollado y del comportamiento del componente, ya sea controlado por deformación o por fuerzas.

En el caso de los métodos lineales, el criterio de aceptación se define en función de las fuerzas en los elementos. Numéricamente, esto queda representado en las ecuaciones Ec – 5 y Ec – 6. El análisis consiste en una comparación entre las capacidades resistentes de los elementos del sistema y las demandas a las que son sometidos.

Cuando el comportamiento de la estructura es controlado por deformaciones, se permite que la capacidad sea modificada a su favor, a través de factores (m) presentados en el capítulo 6.4 de este documento. Por otro lado, cuando el comportamiento de la estructura es controlado por fuerzas, los criterios de aceptación quedan definidos por una comparación de resistencias, donde la capacidad resistente debe ser mayor o igual que la demanda a la que el componente es sometido.

La capacidad de un componente debe ser diferente cuando se considera controlado por deformación o por fuerzas. En el primer caso, es necesario utilizar los valores de resistencia que realmente alcanza la estructura, correspondiente al valor medio de las propiedades del material. Esto será considerado como las propiedades esperadas. Sin embargo, a modo de seguridad, para el segundo caso, se deben considerar valores más conservadores, correspondientes al valor medio de las propiedades del material menos una desviación estándar. Esto será considerado como el límite inferior de las propiedades del material. Sin importar el tipo de comportamiento que presenta el

componente, debe aplicarse un factor de confianza (k), que se determina en función de la incertidumbre respecto de las propiedades utilizadas, tal como se muestra en capítulo 4.3.2 de este documento.

Solicitaciones controladas por deformación

$$m \cdot k \cdot Q_{CE} > Q_{UD} \quad (\text{Ec} - 5)$$

Solicitaciones controladas por fuerzas

$$k \cdot Q_{CL} > Q_{UF} \quad (\text{Ec} - 6)$$

donde:

- m : Factores de modificación de capacidad.
- k : Factor de confianza.
- Q_{CE} : Resistencia esperada de un elemento para una acción controlada por deformación.
- Q_{UD} : Carga última sobre componentes controlados por deformación.
- Q_{CL} : Límite inferior de resistencia estimada para una acción controlada por fuerzas.
- Q_{UF} : Carga última sobre componentes controlados por fuerzas.

Cuando se realizan análisis lineales, se requiere de una verificación de los momentos sobre los elementos horizontales producto de las cargas gravitacionales, estableciendo que no deben superar el 75% de la capacidad. Lo anterior con el fin de evitar que, al momento del sismo, estos elementos incurran en el rango lineal con mecanismos de daño que no fueron estudiados en la evaluación.

En el caso del método no lineal estático, el criterio de aceptación es a través de la comparación de las deformaciones relativas o totales de cada elemento del sistema sismorresistente cuando la estructura es sometida a un desplazamiento de techo objetivo. Numéricamente, esto queda definido en las ecuaciones Ec – 7 y Ec – 8. Cuando la sollicitación genera un comportamiento controlado por deformación, se debe comparar que la deformación del elemento sea menor al indicado por el criterio de aceptación al objetivo de desempeño definido, gráficamente mostrado en la **Figura 6-3**. Por otro lado, cuando la sollicitación genera un comportamiento que está controlado por fuerzas, se debe verificar que las fuerzas que afectan al elemento, obtenidas mediante análisis no lineal (estático o de respuesta en el tiempo), sean menores que la capacidad

del elemento, considerando los valores más conservadores a alcanzar (valor medio propiedades del material menos una desviación estándar). En ambos casos, y al igual que para los métodos lineales, la capacidad debe ser castigada por el factor de confianza (k), según sea el caso.

Solicitaciones controladas por deformación

$$k \cdot \delta_b < \delta_{\text{Objetivo desempeño}} \quad (\text{Ec} - 7)$$

Solicitaciones controladas por fuerzas

$$k \cdot Q_{CL} > Q_{\text{máxima de análisis}} \quad (\text{Ec} - 8)$$

donde:

- δ_b : Deformación del componente para una acción controlada por deformación.
- $\delta_{\text{Objetivo desempeño}}$: Deformación máxima del componente para una acción controlada por deformación, según el objetivo de desempeño definido.
- Q_{CL} : Límite inferior de resistencia estimada de un elemento, para una acción controlada por fuerzas.
- $Q_{\text{máxima de análisis}}$: Carga máxima estimada sobre un elemento mediante análisis no lineal (estático o de respuesta en el tiempo).

Al igual que para los métodos lineales, sin importar si las solicitaciones son controladas por deformación o por fuerzas, al momento de realizar un análisis no lineal se deben identificar los sectores de la estructura donde se espera la formación de las rótulas plásticas. Lo anterior se considera a fin de obligar el estudio del mecanismo de colapso de la estructura, incentivando la formación de rótulas plásticas en los extremos de los elementos horizontales, y previniendo que la estructura colapse por la acción de cargas gravitacionales.

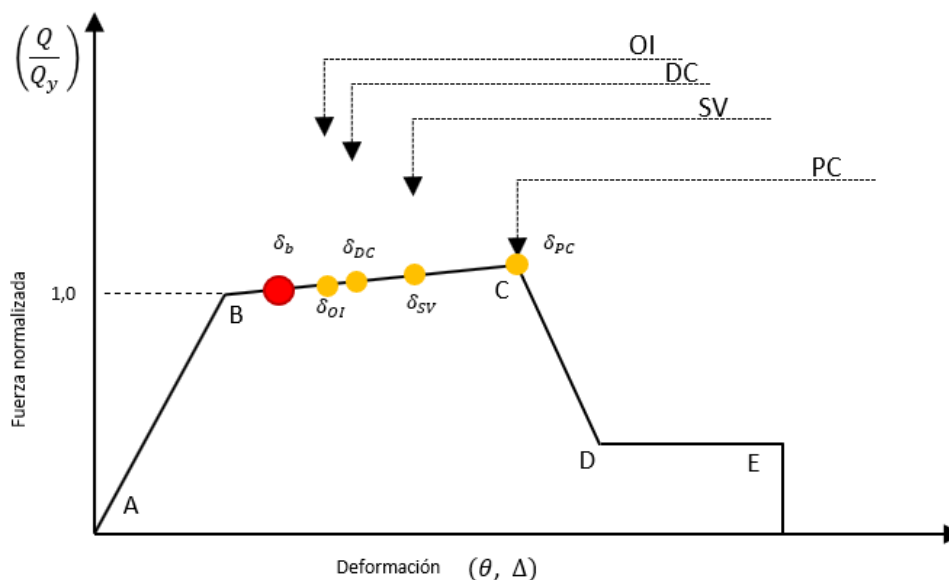


Figura 6-3.- Curva de comportamiento referencial con deformaciones límites para cada objetivo de desempeño para métodos no lineales.

Fuente: Adaptación ASCE/SEI 41-13.

Para el objetivo de desempeño de daño controlado (DC), se consideran criterios de aceptación definidos a partir de una interpolación lineal entre ocupación inmediata (OI) y seguridad de la vida (SV), en una relación como la que se muestra en ecuación Ec – 9:

$$\delta_{DC} = \left(\frac{\delta_{SV} - \delta_{OI}}{3} \right) + \delta_{OI} \quad (\text{Ec} - 9)$$

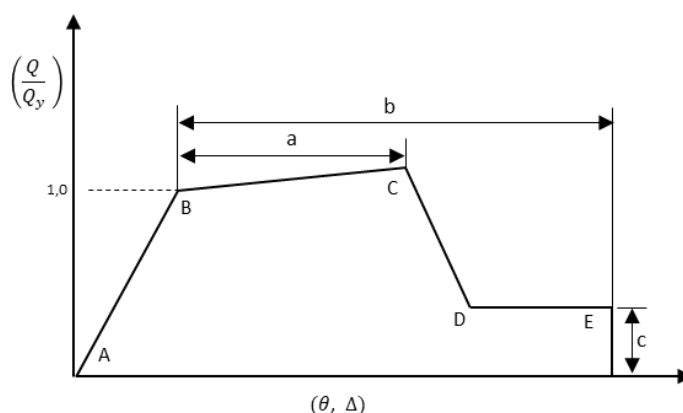
donde:

- δ_{DC} : Deformación máxima del componente para una acción controlada por deformación, para el objetivo de desempeño de daño controlado.
- δ_{SV} : Deformación máxima del componente para una acción controlada por deformación, para el objetivo de desempeño de seguridad de la vida.
- δ_{OI} : Deformación máxima del componente para una acción controlada por deformación, para el objetivo de desempeño de ocupación inmediata.

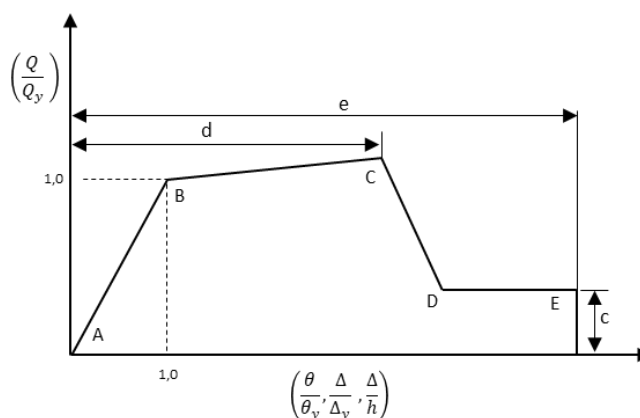
6.4 PARÁMETROS DE MODELACIÓN

Como se ha indicado anteriormente, el estándar *ASCE/SEI 41 – 13* (ASCE/SEI, 2014) es un documento de evaluación y rehabilitación de estructuras existentes, no enfocado estrictamente en estructuras históricas o patrimoniales. Por lo tanto, en el estándar se tratan más tipologías y sistemas constructivos que los necesarios en el Anteproyecto. Junto con esto, las parametrizaciones propuestas en el Anteproyecto son una selección de las existentes en el estándar, escogiendo las opciones que aplican de mejor manera a la condición y comportamiento de las construcciones históricas nacionales.

En los capítulos siguientes se presentan tablas con parámetros de modelación para generar una curva de comportamiento que relaciona fuerza con deformación. Estas curvas y sus parámetros son representadas en la **Figura 6-4**.



(a) Curva de comportamiento fuerza normalizada versus deformación.



(b) Curva de comportamiento fuerza normalizada versus deformación normalizada.

Figura 6-4.- Curvas de comportamiento generalizadas para representar los parámetros de modelación y criterios de aceptación descritos en cada materialidad.

6.4.1 Albañilería

Para albañilería, se consideran tres tipologías: albañilería simple, armada y confinada. Dado que, en las normas sísmicas nacionales como la norma *NCh433.Of96.Mod2009* (INN, 2012) se incluyen sistemas sismorresistentes de albañilería armada y confinada, es necesario normar el uso y definir parámetros de evaluación para albañilería simple.

6.4.1.1 Albañilería simple

Se norma el comportamiento de la albañilería simple fijando todas sus sollicitaciones como controladas por fuerzas. Dado que no existe normativa nacional que aplique a esta tipología constructiva, se definen los procedimientos de cálculo de resistencias para sus mecanismos de falla más típicos: Aplastamiento, tensión diagonal y compresión vertical. Esto resulta sumamente importante debido a que esta materialidad puede presentar fallas frágiles, que podrían resultar en daños severos repentinos y peligrosos.

En la **Figura 6-5** se ilustra la comparación entre el estándar *ASCE/SEI 41 – 13* y los requisitos del Anteproyecto para esta tipología.



Figura 6-5.- Comparación entre antecedentes del ASCE/SEI 41 - 13 y requisitos Anteproyecto para albañilería simple.

6.4.1.2 Albañilería armada

Para la albañilería armada se exige que se obtenga la resistencia y rigidez según se especifica en la normativa vigente *NCh1928.Of93.Mod2003 – Albañilería armada - Requisitos para el diseño y cálculo* (INN, 2003), de modo de mantener la práctica nacional actual.

En albañilería armada se permite el comportamiento controlado por deformación, puesto que la presencia de barras de acero proporciona ductilidad y permite el desarrollo de mayores deformaciones, aumentando la estabilidad estructural del sistema.

En el estándar *ASCE/SEI 41-13* (ASCE/SEI, 2014) se presentan parámetros de modelación de curvas de comportamiento para muros de albañilería armada con distintas relaciones de esbeltez, cuantías de armadura y carga axial. Primero, el estándar distingue entre muros controlados por flexión y muros controlados por corte. Para este último, el estándar *ASCE/SEI 41-13* entrega una curva de comportamiento con sus criterios de aceptación. Sin embargo, para muros controlados por flexión se presentan las siguientes relaciones: i) cociente entre esfuerzo y resistencia esperados de compresión axial; ii) relación de longitud de muro sobre altura efectiva; y iii) cociente entre la tensión de fluencia de las barras de acero amplificada por la cuantía de acero de refuerzo y la resistencia esperada de compresión. Lo anterior resulta en las veintiocho opciones de curvas de comportamiento para albañilería armada mostradas en la **Tabla 6-2**. Sin embargo, a modo de simplificar la elección y adaptarla a la realidad local, se definen relaciones entre la longitud del muro y su altura efectiva igual a la unidad, asumiendo que los edificios patrimoniales suelen ser antiguos, teniendo alturas de piso mayores a los actuales, pero con pocos pisos. Esto permite reducir la cantidad de curvas a un total de diez, mostradas en la **Tabla 6-3**. La **Figura 6-6** muestra la comparación entre los requisitos del estándar *ASCE/SEI 41-13* y el Anteproyecto de Norma para esta tipología.

Tabla 6-2.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación presentados en estándar ASCE/SEI 41 – 13 – Albañilería armada.

Métodos no lineales												
						Deformación entre piso (%)						
						Objetivo de desempeño						
$\frac{f_{ae}}{f_{me}}$	$\frac{L}{h_{ef}}$	$\frac{\rho_g f_{ye(b)}}{f_{me}}$	Razón de resistencia residual			d (%)	e (%)	OI	SV	PC		
						c						
Componentes de muro controlados por flexión												
0,000	≤0,5	≤0,01			0,5	2,6	5,3	1,0	3,9	5,3		
		0,05			0,6	1,1	2,2	0,4	1,6	2,2		
		≥0,20			0,7	0,5	1,0	0,2	0,7	1,0		
	1,0	≤0,01			0,5	2,1	4,1	0,8	3,1	4,1		
		0,05			0,6	0,8	1,6	0,3	1,2	1,6		
		≥0,20			0,7	0,3	0,6	0,1	0,5	0,6		
	≥2,0	≤0,01			0,5	1,6	3,3	0,6	2,5	3,3		
		0,05			0,6	0,6	1,3	0,2	0,9	1,3		
		≥0,20			0,7	0,2	0,4	0,1	0,3	0,4		
	0,038	≤0,5	≤0,01			0,4	1,0	2,0	0,4	1,5	2,0	
			0,05			0,5	0,7	1,4	0,3	1,0	1,4	
			≥0,20			0,6	0,4	0,9	0,2	0,7	0,9	
1,0		≤0,01			0,4	0,8	1,5	0,3	1,1	1,5		
		0,05			0,5	0,5	1,0	0,2	0,7	1,0		
		≥0,20			0,6	0,3	0,6	0,1	0,4	0,6		
0,075	≥2,0	≤0,01			0,4	0,6	1,2	0,2	0,9	1,2		
		0,05			0,5	0,4	0,7	0,1	0,5	0,7		
		≥0,20			0,6	0,2	0,4	0,1	0,3	0,4		
	≤0,5	≤0,01			0,3	0,6	1,2	0,2	0,9	1,2		
		0,05			0,4	0,5	1,0	0,2	0,5	1,0		
		≥0,20			0,5	0,4	0,8	0,1	0,3	0,8		
	1,0	≤0,01			0,3	0,4	0,9	0,2	0,7	0,9		
		0,05			0,4	0,4	0,7	0,1	0,5	0,7		
		≥0,20			0,5	0,2	0,5	0,1	0,4	0,5		
	≥2,0	≤0,01			0,3	0,3	0,7	0,1	0,5	0,7		
		0,05			0,4	0,3	0,5	0,1	0,4	0,5		
		≥0,20			0,5	0,2	0,3	0,1	0,2	0,3		
Componentes de muro controlados por corte												
Todos los casos ^(c)	Todos los casos ^(c)	Todos los casos ^(c)	los		0,4	0,75	2,0	0,4	0,75	1,5		
Métodos lineales												
						Factores m ^(a)						
						Objetivo de desempeño						
$\frac{f_{ae}}{f_{me}}$	$\frac{L}{h_{ef}}$	$\frac{\rho_g f_{ye(b)}}{f_{me}}$				OI	SV	PC				
Componentes de muro controlados por flexión												
0,000	≤0,5	≤0,01				4,0	7,0	8,0				
		0,05				2,5	5,0	6,5				
		≥0,20				1,5	2,0	2,5				
	1,0	≤0,01				4,0	7,0	8,0				
		0,05				3,5	6,5	7,5				
		≥0,20				1,5	3,0	4,0				
≥2,0	≤0,01				4,0	7,0	8,0					

0,038	≤0,5	0,05	3,5	6,5	8,0
		≥0,20	2,0	3,5	7,0
		≤0,01	3,0	6,0	7,5
		0,05	2,0	3,5	4,5
		≥0,20	1,5	2,0	2,5
		≤0,01	4,0	7,0	8,0
	1,0	0,05	2,5	5,0	6,5
		≥0,20	1,5	2,5	3,5
		≤0,01	4,0	7,0	8,0
		0,05	3,5	6,5	7,5
		≥0,20	1,5	3,0	4,0
		≤0,01	2,0	3,5	4,5
0,075	≤0,5	0,05	1,5	3,0	4,0
		≥0,20	1,0	2,0	2,5
		≤0,01	2,5	5,0	6,5
		0,05	2,0	3,5	4,5
		≥0,20	1,5	2,5	3,5
		≤0,01	4,0	7,0	8,0
	1,0	0,05	2,5	5,0	6,5
		≥0,20	1,5	2,5	3,5
		≤0,01	4,0	7,0	8,0
		0,05	2,5	5,0	6,5
		≥0,20	1,5	3,0	4,0
		≤0,01	2,0	3,5	4,5
Componentes de muro controlados por corte					
Todos los casos ^(c)		Todos los casos ^(c)		Todos los casos ^(c)	
		2,0	2,0	3,0	

(a) Debe utilizarse interpolación lineal para valores intermedios de la tabla.

(b) $\rho_g = \rho_v + \rho_h$, donde ρ_v corresponde a la cuantía de refuerzo vertical y ρ_h a la cuantía de refuerzo horizontal.

(c) Para componentes controlados por corte, el esfuerzo axial f_{ae} debe ser menor o igual a $0.15f_{me}$. De otra manera, éste debe ser analizado como controlado por fuerzas.

Fuente: Extracto traducido ASCE/SEI 41 – 13, p.243 (ASCE/SEI, 2014).

Tabla 6-3.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación propuestos en el Anteproyecto – Albañilería armada.

<i>Métodos no lineales</i>									
Condiciones			Parámetros de modelación			Criterio de aceptación ^{(a) (g)}			
			Razón de resistencia residual	Deformación entre piso (%)		Deformación entre piso (%)			
						Objetivo de desempeño			
Clase ^(b)	$\frac{f_{ae(c)}}{f_{me}}$	$\frac{\rho_g f_{ye(d)}}{f_{me}}$	c	d (%)	e (%)	OI	DC ^(e)	SV	PC
I	0,000	≤0,01	0,5	2,1	4,1	0,8	1,60	3,1	4,1
		0,05	0,6	0,8	1,6	0,3	0,60	1,2	1,6
		≥0,2	0,7	0,3	0,6	0,1	0,20	0,5	0,6
I	0,038	≤0,01	0,4	0,8	1,5	0,3	0,60	1,1	1,5
		0,05	0,5	0,5	1,0	0,2	0,40	0,7	1,0
		≥0,2	0,6	0,3	0,6	0,1	0,20	0,4	0,6
I	0,075	≤0,01	0,3	0,4	0,9	0,2	0,40	0,7	0,9
		0,05	0,4	0,4	0,7	0,1	0,20	0,5	0,7
		≥0,2	0,5	0,2	0,5	0,1	0,20	0,4	0,5
II ^(f)	-	-	0,4	0,75	2,0	0,4	0,50	0,75	1,5
<i>Métodos lineales</i>									
Condiciones			Factores m ^{(a)(g)}						
			Objetivo de desempeño						
Clase ^(b)	$\frac{f_{ae(c)}}{f_{me}}$	$\frac{\rho_g f_{ye(d)}}{f_{me}}$	OI	DC ^(e)	SV	PC			

I	0,000	≤0,01 0,05 ≥0,2	4,0 3,5 1,5	5,0 4,5 2,0	7,0 6,5 3,0	8,0 7,5 4,0
I	0,038	≤0,01 0,05 ≥0,2	4,0 2,5 1,5	5,0 3,3 1,8	7,0 5,0 2,5	8,0 6,5 3,5
I	0,075	≤0,01 0,05 ≥0,2	2,5 2,0 1,5	3,3 2,5 1,8	5,0 3,5 2,5	6,5 4,5 3,5
II ^(f)	-	-	2,0	2,0	2,0	3,0

- (a) Valores intermedios deben ser obtenidos mediante interpolación lineal.
(b) Clase I se asocia a muros controlados por flexión y Clase II se asocia a muros controlados por corte.
(c) f_{ae}/f_{me} debe obtenerse basado en las fuerzas de compresión producto de las cargas gravitacionales según las combinaciones de carga.
(d) $\rho_g = \rho_v + \rho_h$; donde ρ_v corresponde a la cuantía de refuerzo vertical y ρ_h a la cuantía de refuerzo horizontal.
(e) Los criterios de aceptación del objetivo de desempeño de DC representan una interpolación entre OI y SV.
(f) Para componentes controlados por corte, el esfuerzo axial f_{ae} debe ser menor o igual a $0.15f_{me}$. De otra manera, éste debe ser analizado como controlado por fuerzas.
(g) Valores asociados a una relación de $l/h_{ef} = 1 \pm 0.5$. En el caso de tener otra relación, se debe obtener la curva de comportamiento y justificar criterios de aceptación.

Fuente: Extracto adaptado ASCE/SEI 41 - 13.



Figura 6-6.- Comparación entre antecedentes del ASCE/SEI 41 - 13 y lo propuesto en el Anteproyecto para albañilería armada.

6.4.1.3 Albañilería confinada

En albañilería confinada se exige que se obtenga la resistencia y rigidez según se especifica en la normativa vigente *NCh2123.Of97.Mod2003 – Albañilería confinada – Requisitos de diseño y cálculo* (INN, 2003), de modo de mantener la práctica nacional actual.

En albañilería confinada se permite el comportamiento controlado por deformación, puesto que la presencia de un marco de confinamiento proporciona resistencia, rigidez y ductilidad, favoreciendo el desarrollo de deformaciones, aumentando también la estabilidad del sistema estructural.

En el estándar *ASCE/SEI 41-13* (ASCE/SEI, 2014) se presentan parámetros de modelación de curvas de comportamiento para muros de albañilería confinada dependientes de dos parámetros: i) cociente entre la capacidad de corte esperada de las columnas y la capacidad de corte esperada del paño de albañilería; y ii) relación entre la longitud del muro y su altura efectiva. Lo anterior entrega las nueve opciones de curvas de comportamiento para la albañilería confinada mostradas en la **Tabla 6-4**. Sin embargo, y a fin de simplificar la elección y adaptarla a la realidad chilena, se consideran relaciones entre la longitud del muro y su altura efectiva igual a la unidad, dado que los edificios patrimoniales suelen ser antiguos, teniendo alturas de piso mayores a los actuales y pocos pisos. Este supuesto permite reducir la cantidad de curvas a un total de tres, mostradas en la **Tabla 6-5**. La **Figura 6-7** muestra una comparación entre los requisitos del estándar *ASCE/SEI 41-13* y del Anteproyecto para esta tipología constructiva.

Tabla 6-4.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación presentados en estándar *ASCE/SEI 41 – 13 – Albañilería confinada*.

<i>Métodos no lineales</i>						
$\beta = \frac{V_{cv}}{V_{inf}}$	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	Razón de resistencia residual c	d (%)	e (%) ^(b)	Criterio aceptación ^(a)	
					SV	PC
$\beta < 0,7$	0,5	ND	0,5	ND	0,4	ND
	1,0	ND	0,4	ND	0,3	ND
	2,0	ND	0,3	ND	0,2	ND
$0,7 \leq \beta < 1,3$	0,5	ND	1,0	ND	0,8	ND
	1,0	ND	0,8	ND	0,6	ND
	2,0	ND	0,6	ND	0,4	ND
$\beta \geq 1,3$	0,5	ND	1,5	ND	1,1	ND
	1,0	ND	1,2	ND	0,9	ND
	2,0	ND	0,9	ND	0,7	ND
<i>Métodos lineales</i>						
$\beta = \frac{V_{cv}}{V_{inf}}$	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	Factores $m^{(a)}$				
		OI	SV	PC		

$\beta < 0,7$	0,5	1,0	4,0	ND
	1,0	1,0	3,5	ND
	2,0	1,0	3,0	ND
$0,7 \leq \beta < 1,3$	0,5	1,5	6,0	ND
	1,0	1,2	5,2	ND
	2,0	1,0	4,5	ND
$\beta \geq 1,3$	0,5	1,5	8,0	ND
	1,0	1,2	7,0	ND
	2,0	1,0	6,0	ND

(a) Debe utilizarse interpolación lineal para valores intermedios de la tabla. En esta tabla, ND significa no disponible.

(b) Se permite considerar e igual a d.

Fuente: Extracto traducido ASCE/SEI 41 – 13, p.247 (ASCE/SEI, 2014).

En albañilería confinada resulta importante la estructuración del muro, es por esto que se acompaña el capítulo con una figura que representa los elementos de confinamiento y el paño de albañilería que queda confinado. También se presenta una ecuación para determinar la rigidez lateral equivalente de un muro confinado.

Tabla 6-5.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación propuestos en el Anteproyecto – Albañilería confinada.

<i>Métodos no lineales</i>							
Condiciones	Parámetros de modelación			Criterio de aceptación ^{(a)(d)}			
	Razón de resistencia residual	Deformación entre piso (%)		Deformación entre piso (%)			
				Objetivo de desempeño			
$\beta = \frac{V_{cv}(b)}{V_{inf}}$	c	d (%)	e (%) ^(c)	OI	DC	SV	PC
$\beta < 0,7$	-	0,4	-	-	-	0,3	-
$0,7 \leq \beta < 1,3$	-	0,8	-	-	-	0,6	-
$\beta \geq 1,3$	-	1,2	-	-	-	0,9	-
<i>Métodos lineales</i>							
Condiciones	Factores $m^{(a)(d)}$						
	Objetivo de desempeño						
	OI	DC ^(c)	SV	PC			
$\beta = \frac{V_{cv}(b)}{V_{inf}}$							
$\beta < 0,7$	1,0	1,8	3,5	-			
$0,7 \leq \beta < 1,3$	1,2	2,5	5,2	-			
$\beta \geq 1,3$	1,2	3,1	7,0	-			

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación lineal. Solo hay valores para seguridad de la vida.

(b) V_{cv} corresponde a la capacidad de corte esperada de las columnas. V_{inf} corresponde a la capacidad de corte esperada del paño de albañilería.

(c) Se permite considerar e igual a d.

(d) Valores asociados a una relación de $l/h_{ef} = 1 \pm 0.5$. Para otras relaciones de aspecto, se deben considerar los elementos controlados por fuerzas o bien justificar otros valores.

Fuente: Extracto adaptado ASCE/SEI 41 - 13.

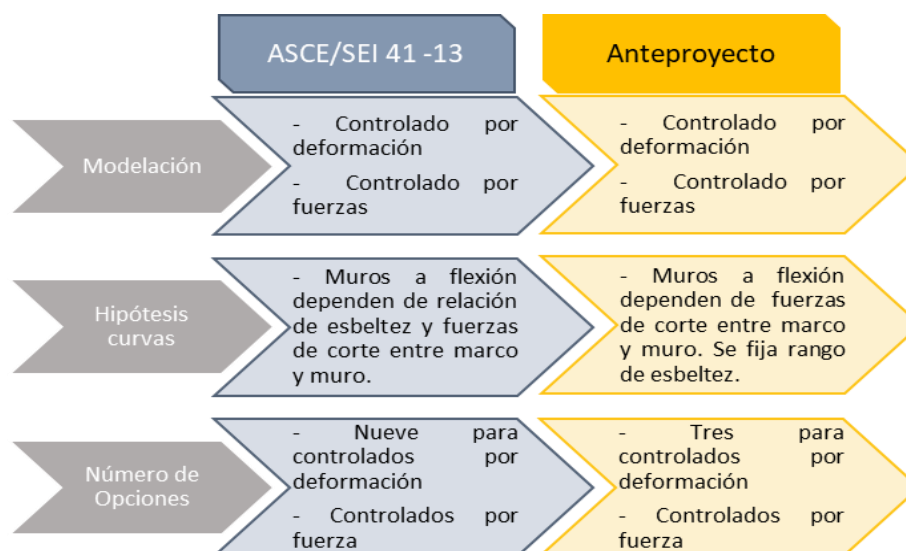


Figura 6-7.- Comparación entre antecedentes del ASCE/SEI 41 - 13 y lo propuesto en el Anteproyecto para albañilería confinada.

6.4.2 Madera

En Chile, principalmente al sur de la región metropolitana, el uso de la madera como tipología constructiva es sumamente importante. El sistema constructivo propuesto corresponde a marcos livianos, formados mediante entramados de vigas y columnas de madera equidistantes, que luego son revestidas con elementos en dirección horizontal o diagonal, de modo de disminuir deformaciones y aumentar rigidez.

Las normas nacionales de madera abarcan sistemas constructivos que no han cambiado en los últimos 50 años, por lo que siguen vigentes. En el Anteproyecto se exige que las capacidades sean obtenidas a partir de lo especificado en la norma *NCh1198:2014 – Construcciones en madera – Cálculo* (INN, 2014).

Para obtener la rigidez de corte de muros de madera es incluida una tabla en el Anteproyecto, a modo de comentario, que es una adaptación de lo propuesto en el capítulo 12, *Tabla 12 – 2* del estándar *ASCE/SEI 41 – 13*. El Anteproyecto de Norma presenta una ecuación, mostrada en Ec – 9, para estimar la deformación de fluencia de los muros de madera. Las curvas de comportamiento consideradas para las solicitaciones controladas por deformación están normalizadas por la deformación de fluencia.

$$\Delta_y = \frac{v_y h}{G_d} + \left(\frac{h}{b}\right) d_a \quad (\text{Ec} - 9)$$

donde:

h	:	Altura del muro de madera.
v_y	:	Corte por unidad de longitud en fluencia en la dirección bajo consideración.
G_d	:	Rigidez a corte del muro.
b	:	Ancho del muro de madera.
d_a	:	Elongación del anclaje en el extremo de un muro de madera dependiente de la carga sobre el elemento.

Para los parámetros de modelación se seleccionan los revestimientos más típicos utilizados por la práctica nacional: entramados de madera con revestimientos diagonales u horizontales (véase **Figura 6-8**), aglomerado y yeso; junto con los elementos de marco y las conexiones de clavos o tornillos. El estándar *ASCE/SEI 41 – 13* (ASCE/SEI, 2014) presenta subclases para cada tipo, mostradas en la **Tabla 6-6**, la que contiene los elementos verticales y conexiones, ya que no se incluyen los parámetros de modelación para los diafragmas horizontales de madera. Finalmente, se considera solo una cuarta parte de las curvas disponibles en el estándar de referencia y los valores medios de las curvas seleccionadas, a fin de facilitar su aplicación. Los valores considerados en el Anteproyecto de Norma se presentan en la **Tabla 6-7**. La **Figura 6-9** muestra una comparación entre los requisitos del estándar de referencia y el Anteproyecto de Norma.

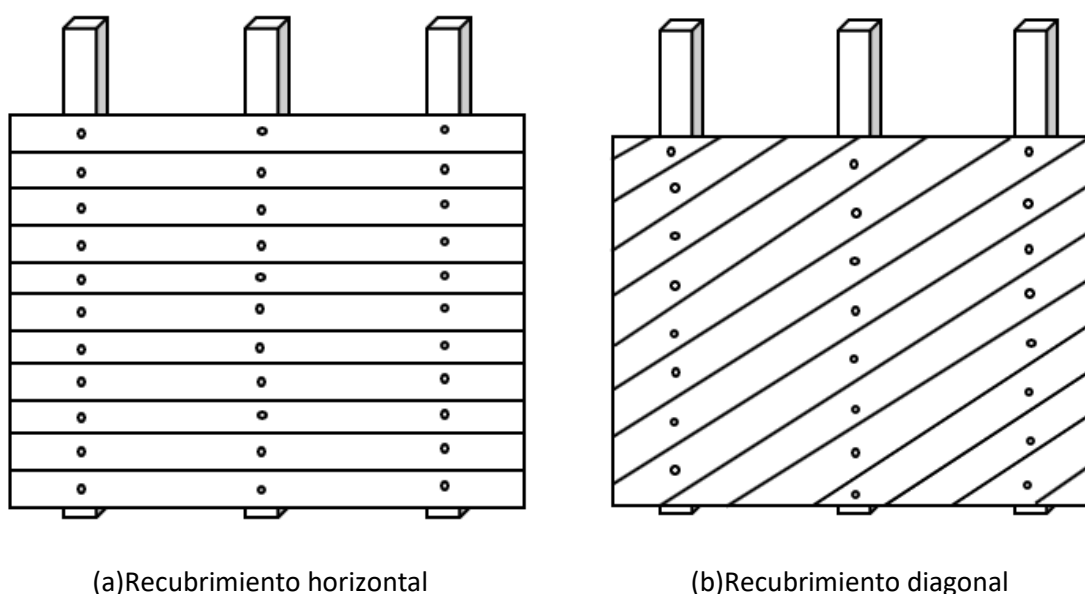


Figura 6-8.- Representación gráfica de revestimientos en madera.

Tabla 6-6.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación presentados en estándar ASCE/SEI 41 – 13 – Madera.

Métodos no lineales							
	$\frac{h_{(a)}}{b}$	Parámetros de modelación			Criterio aceptación		
		$\frac{\Delta}{\Delta_y}$	Razón de resistencia residual	c	Razón de deformación aceptable Δ/Δ_y		
					Objetivo de desempeño		
		d	e		OI	SV	PC
Muros de corte marcos de madera ^(b)							
Recubrimiento horizontal	≤1,0	4,0	5,0	0,3	1,8	4,0	5,0
Listones con recubrimiento horizontal	≤1,5	2,6	3,6	0,2	1,4	2,6	3,6
Recubrimiento diagonal	≤1,5	3,1	4,0	0,2	1,5	3,1	4,0
Listones con recubrimiento diagonal	≤2,0	2,3	3,0	0,2	1,3	2,3	3,0
Doble recubrimiento diagonal	≤2,0	2,0	2,5	0,2	1,3	2,0	2,5
Panel de madera estructural recubierta	≤3,5	4,5	5,5	0,3	1,9	4,5	5,5
Estuco sobre marcos	≤1,0	3,6	4,0	0,2	1,7	3,6	4,0
	≤2,0	2,5	3,0	0,2	1,4	2,5	3,0
Estuco sobre recubrimiento horizontal	≤2,0	3,5	4,0	0,2	1,6	3,5	4,0
Yeso sobre listón de madera	≤2,0	4,6	5,0	0,2	1,9	4,6	5,0
Yeso sobre listón de yeso	≤2,0	5,0	6,0	0,2	2,0	5,0	6,0
Yeso sobre listón de metal	≤2,0	4,4	5,0	0,2	1,9	4,4	5,0
Recubrimiento de yeso	≤2,0	5,7	6,3	0,2	2,2	5,7	6,3
Panel de yeso	≤1,0	5,7	6,3	0,2	2,2	5,7	6,3
	≤2,0	4,0	5,0	0,2	1,8	4,0	5,0
Recubrimiento de aglomerado	≤1,5	3,8	4,0	0,2	1,7	3,8	4,0
Conexiones ^(c)							
Clavos – Madera con madera		7,0	8,0	0,2	2,5	7,0	8,0
Clavos – Metal con madera		5,5	7,0	0,2	2,1	5,5	7,0
Tornillos – Madera con madera		2,5	3,0	0,2	1,4	2,5	3,0
Tornillos – Metal con madera		2,3	2,8	0,2	1,3	2,3	2,8
Pernos tirafondo – Madera con madera		2,8	3,2	0,2	1,5	2,8	3,2
Pernos tirafondo – Metal con madera		2,5	3,0	0,2	1,4	2,5	3,0
Pernos – Madera con madera		3,0	3,5	0,2	1,5	3,0	3,5
Pernos – Metal con madera		2,8	3,3	0,2	1,5	2,8	3,3

Métodos lineales				
	$\frac{h_{(a)}}{b}$	Factores m		
		OI	SV	PC
Muros de corte marcos de madera ^(b)				
Recubrimiento horizontal	≤1,0	1,6	3,4	4,0
Listones con recubrimiento horizontal	≤1,5	1,3	2,3	2,6
Recubrimiento diagonal	≤1,5	1,4	2,7	3,1
Listones con recubrimiento diagonal	≤2,0	1,3	2,0	2,3
Doble recubrimiento diagonal	≤2,0	1,2	1,7	1,9
Panel de madera estructural recubierta	≤3,5	1,7	3,8	4,5
Estuco sobre marcos	≤1,0	1,5	3,1	3,6
	≤2,0	1,3	2,2	2,5
Estuco sobre recubrimiento horizontal	≤2,0	1,5	3,0	3,5
Yeso sobre listón de madera	≤2,0	1,7	3,9	4,6
Yeso sobre listón de yeso	≤2,0	1,8	4,2	5,0
Yeso sobre listón de metal	≤2,0	1,7	3,7	4,4
Recubrimiento de yeso	≤2,0	1,9	4,7	5,7

Panel de yeso	≤1,0	1,9	4,7	5,7
	≤2,0	1,6	3,4	4,0
Recubrimiento de aglomerado	≤1,5	1,6	3,2	3,8
Componentes/Elementos				
Componentes de marco sujetos a tensión axial o flexión		1,0	2,5	3,0
Componentes de marco sujetos a compresión axial		Controlado por Fuerzas		
Pilas de madera, flexión y axial		1,2	2,5	3,0
Estructuras de postes voladizos, flexión y axial		1,2	3,0	3,5
Estructuras de postes con diagonales		1,0	2,5	3,0
Conexiones^(c)				
Clavos – Madera con madera		2,0	6,0	8,0
Clavos – Metal con madera		2,0	4,0	6,0
Tornillos – Madera con madera		1,2	2,0	2,2
Tornillos – Metal con madera		1,1	1,8	3,0
Pernos tirafondo – Madera con madera		1,4	2,5	2,5
Pernos tirafondo – Metal con madera		1,3	2,3	3,5
Pernos – Madera con madera		1,3	3,0	3,3
Pernos – Metal con madera		1,4	2,8	2,5

(a) Razones de altura h sobre ancho b que excedan el máximo listado deben quedar fuera del sistema sismorresistente.

(b) Interpolación lineal es permitida para valores intermedios de razones de altura sobre ancho.

(c) Acciones o conexiones que no estén listados deben ser consideradas como controladas por fuerzas.

Fuente: Extracto traducido ASCE/SEI 41 – 13, p.263-264 (ASCE/SEI, 2014).

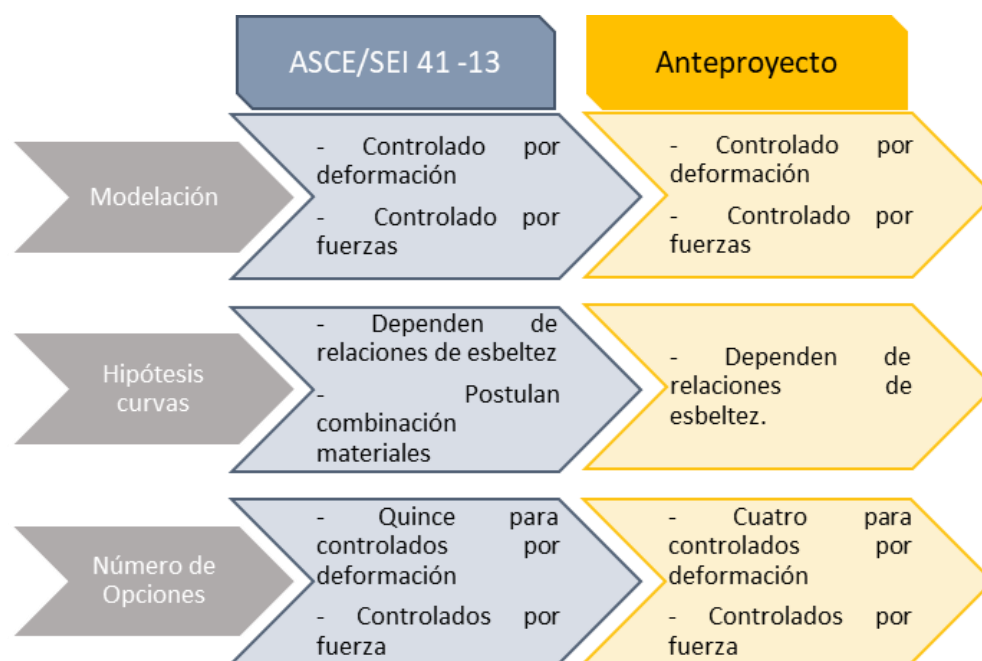


Figura 6-9.- Comparación entre antecedentes del ASCE/SEI 41 - 13 y lo propuesto en el Anteproyecto para Madera.

Tabla 6-7.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación propuestos en el Anteproyecto – Madera.

Métodos no lineales								
Condiciones		Parámetros de modelación			Criterio de aceptación			
		$\frac{\Delta}{\Delta_y}$	Razón de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)				
				Objetivo de desempeño				
Tipo Componente	$\frac{h_{(a)}}{b}$	d	e	c	OI	DC ^(c)	SV	PC
Muros ^(b)								
Recubrimiento horizontal	≤1,5	2,6	3,6	0,2	1,4	1,8	2,6	3,6
Recubrimiento diagonal	≤2,0	2,3	3,0	0,2	1,3	1,6	2,3	3,0
Recubrimiento de yeso sobre listones de madera	≤2,0	4,6	5,0	0,2	1,9	2,8	4,6	5,0
Recubrimiento de aglomerado	≤1,5	3,8	4,0	0,2	1,7	2,4	3,8	4,0
Marcos								
Sujetos a tracción axial o flexión	-	Controlado por fuerzas						
Sujetos a compresión axial	-	Controlado por fuerzas						
Conexiones ^(d)								
Clavos	-	5,5	7,0	0,2	2,1	3,2	5,5	7,0
Tornillos	-	2,5	3,0	0,2	1,4	1,8	2,5	3,0

Métodos lineales					
		Factores <i>m</i>			
Condiciones		Objetivo de desempeño			
Tipo Componente	$\frac{h_{(a)}}{b}$	OI	DC ^(c)	SV	PC
Muros ^(b)					
Recubrimiento horizontal	≤1,5	1,3	1,6	2,3	2,6
Recubrimiento diagonal	≤2,0	1,3	1,5	2	2,3
Recubrimiento de yeso sobre listones de madera	≤2,0	1,7	2,4	3,9	4,6
Recubrimiento de aglomerado	≤1,5	1,6	2,1	3,2	3,8
Marcos					
Sujetos a tracción axial o flexión	-	1,0	1,5	2,5	3,0
Sujetos a compresión axial	-	Controlado por fuerzas			
Conexiones ^(d)					
Clavos	-	2,0	2,7	4,0	6,0
Tornillos	-	1,2	1,5	2,0	2,2

(a) Razones de altura *h* sobre ancho *b* que excedan el máximo listado deben quedar fuera del sistema sismorresistente.

(b) Actúan como muros de madera aquellos que tienen viguetas de madera recubiertas con los elementos listados.

(c) Los criterios de aceptación del objetivo de desempeño de DC se obtienen mediante interpolación entre OI y SV.

(d) El resto de las conexiones que no estén listadas deben ser consideradas como controladas por fuerzas.

Fuente: Extracto adaptado ASCE/SEI 41 - 13.

6.4.3 Hormigón

Para el caso de construcciones históricas de hormigón, el Anteproyecto de Norma atiende los avances observados a lo largo del último siglo en relación a la metodología constructiva, adoptando dos tipologías presentes en las construcciones patrimoniales: hormigón simple y hormigón armado.

6.4.3.1 *Hormigón simple*

Dado que en la primera mitad del siglo XX la presencia de acero de refuerzo en las construcciones de hormigón no era constante y raramente fiscalizada, se considera como tipología representativa de esa época el hormigón simple, cuyo comportamiento se encuentra controlado por fuerzas, contando con limitada resistencia y alta fragilidad. Esta tipología no es considerada como una opción válida de rehabilitación, por lo que solo es considerada para la evaluación de construcciones existentes y no tiene un símil con el estándar *ASCE/SEI 41 - 13* (ASCE/SEI, 2014).

6.4.3.2 *Hormigón armado*

El hormigón armado es sin duda la tecnología constructiva más usada, analizada y estudiada actualmente en el país, es por esto que las normativas vigentes se encuentran actualizadas y alineadas con las prácticas internacionales. Lo anterior simplifica la selección de parámetros, pero al mismo tiempo, obliga a incorporar mucha más información. El Anteproyecto de Norma exige que las capacidades sean obtenidas a partir de las especificaciones de la norma *NCh430.Of2007 – Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo* (INN, 2007).

Cada elemento de hormigón armado presenta un comportamiento diferente, por lo que se cuenta con parámetros de modelación distintos para vigas, columnas y muros, donde cada uno de ellos puede tener su resistencia controlada por acciones de corte, flexión u otra.

En estructuras modernas se espera que el comportamiento sísmico de los elementos de hormigón armado que han sido detallados en conformidad con la normativa vigente se encuentre controlado por flexión, ya que su capacidad al corte debiera responder a principios de diseño por capacidad. Sin embargo, en estructuras patrimoniales es común encontrar elementos con detallamiento y resistencia sísmica inadecuados, pudiendo presentar un comportamiento frágil controlado por corte. Por tanto, ya que el Anteproyecto está enfocado en construcciones históricas, se asume que por su antigüedad ninguna de estas estructuras cumple con los requisitos de detallamiento sísmico de las normativas actuales. Las principales diferencias entre el estándar y el documento propuesto para las construcciones de hormigón se pueden observar de manera ilustrativa en la **Figura 6-10**.

Para los elementos de hormigón que deban ser parametrizados con métodos lineales, el estándar ASCE/SEI 41-13 exige tener el valor de la fuerza de corte que actuará sobre el elemento obtenida mediante métodos no lineales, para simplificar eso, y de manera conservadora, se permite asumir que la demanda de corte será igual a la capacidad del elemento.

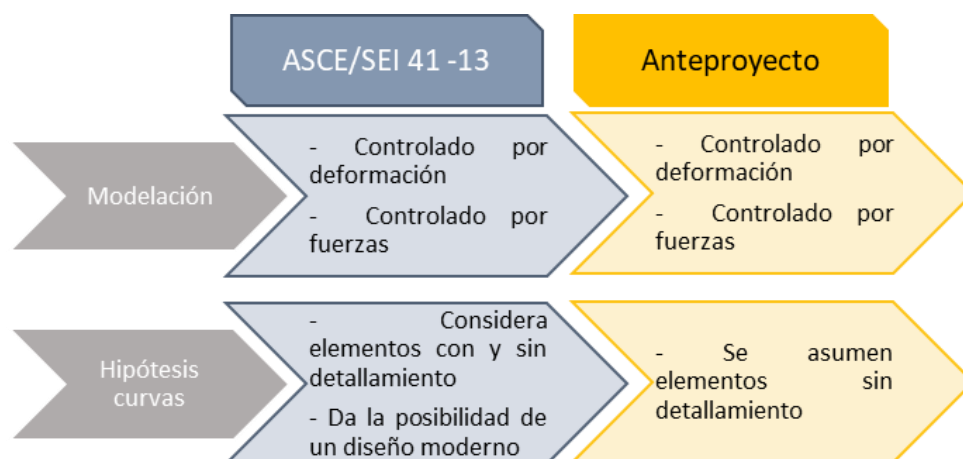


Figura 6-10.- Comparación entre antecedentes del ASCE/SEI 41 - 13 y lo propuesto en el Anteproyecto para todos los elementos de Hormigón Armado.

En el caso de las vigas, el estándar *ASCE/SEI 41 - 13* (ASCE/SEI, 2014) considera elementos controlados por flexión que cuenten o no con refuerzo transversal suficiente, y cuantías de refuerzo en tracción y/o compresión, así como también elementos controlados por corte. Esto queda mostrado en la **Tabla 6-8**. Para el Anteproyecto, se seleccionan los casos con cuantías de refuerzo en tracción en zonas de momento negativo, sin armadura de confinamiento, y casos controlados por corte e inadecuado desarrollo de barras de refuerzo. Esto conlleva a que se presenten tres opciones de curvas de comportamiento, que pueden observarse en la **Tabla 6-9**, versus trece del documento de referencia.

Tabla 6-8.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación presentados en estándar ASCE/SEI 41 – 13 – Vigas hormigón armado.

Métodos no lineales						
Condiciones	Parámetros de modelación ^(a)			Criterio de aceptación ^(a)		
	Ángulo de rotación plástica (radianes)		Razón de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)		
	Objetivo de desempeño					
	a	b	c	OI	SV	PC
Condición i, Vigas controladas por flexión ^(b)						

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Refuerzo transversal ^(c)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^(d)						
≤0,0	C	≤0,25	0,025	0,050	0,2	0,0100	0,025	0,050
≤0,0	C	≥0,50	0,020	0,040	0,2	0,0050	0,020	0,040
≥0,5	C	≤0,25	0,020	0,030	0,2	0,0050	0,020	0,030
≥0,5	C	≥0,50	0,015	0,020	0,2	0,0050	0,015	0,020
≤0,0	NC	≤0,25	0,020	0,030	0,2	0,0050	0,020	0,030
≤0,0	NC	≥0,50	0,010	0,015	0,2	0,0015	0,010	0,015
≥0,5	NC	≤0,25	0,010	0,015	0,2	0,0050	0,010	0,015
≥0,5	NC	≥0,50	0,005	0,010	0,2	0,0015	0,005	0,010
Condición ii, Vigas controladas por corte ^(b)								
Espaciamiento de estribos ≤ d/2			0,003	0,020	0,2	0,0015	0,010	0,020
Espaciamiento de estribos ≥ d/2			0,003	0,010	0,2	0,0015	0,005	0,010
Condición iii, Vigas controladas por inadecuado desarrollo de barras o empalme ^(b)								
Espaciamiento de estribos ≤ d/2			0,003	0,020	0,0	0,0015	0,010	0,020
Espaciamiento de estribos ≥ d/2			0,003	0,010	0,0	0,0015	0,005	0,010
Condición iv, Vigas controladas por inadecuado empotramiento en unión viga - columna ^(b)								
			0,015	0,030	0,2	0,0100	0,020	0,030

Métodos lineales

			Factores $m^{(a)}$		
			Objetivo de desempeño		
Condiciones			OI	SV	PC
Condición i, Vigas controladas por flexión ^(b)					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Refuerzo transversal ^(c)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^(d)			
≤0,0	C	≤0,25	3,00	6,00	7,00
≤0,0	C	≥0,5	2,00	3,00	4,00
≥0,5	C	≤0,25	2,00	3,00	4,00
≥0,5	C	≥0,5	2,00	2,00	3,00
≤0,0	NC	≤0,25	2,00	3,00	4,00
≤0,0	NC	≥0,5	1,25	2,00	3,00
≥0,5	NC	≤0,25	2,00	3,00	3,00
≥0,5	NC	≥0,5	1,25	2,00	2,00
Condición ii, Vigas controladas por corte ^(b)					
Espaciamiento de estribos ≤ d/2			1,25	1,50	1,75
Espaciamiento de estribos ≥ d/2			1,25	1,50	1,75
Condición iii, Vigas controladas por inadecuado desarrollo de barras o empalme ^(b)					
Espaciamiento de estribos ≤ d/2			1,25	1,50	1,75
Espaciamiento de estribos ≥ d/2			1,25	1,50	1,75
Condición iv, Vigas controladas por inadecuado empotramiento en unión viga - columna ^(b)					
			2,00	2,00	3,00

(a) Debe utilizarse interpolación lineal para valores intermedios de la tabla.

(b) Cuando más de una condición i, ii, iii y iv ocurra para un componente dado, use los mínimos valores numéricos apropiados de la tabla.

(c) "C" y "NC" son abreviaciones para cumplimiento o no cumplimiento de refuerzo trasversal, respectivamente. Refuerzo trasversal cumple si, en la región de rótula plástica a flexión, los estribos están espaciados a ≤ d/3, y si, para componentes de moderada o alta demanda, la resistencia provista por los estribos es al menos ¾ del corte de diseño. De otro modo, el refuerzo trasversal se considera que no cumple.

(d) V es la fuerza de diseño de análisis no lineal estático o no lineal dinámico.

Fuente: Extracto traducido ASCE/SEI 41 – 13, p.192, 199 (ASCE/SEI, 2014).

Tabla 6-9.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación propuestos en el Anteproyecto – Vigas hormigón armado.

Métodos no lineales								
Condiciones		Parámetros de modelación ^(a)			Criterio de aceptación ^(a)			
		Ángulo de rotación plástica (radianes)		Razón de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)			
					Objetivo de desempeño			
Clase ^(b)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}^{(c)}$	a	b	c	OI	DC ^(d)	SV	PC
I ^(e)	≤0,25	0,020	0,0300	0,2	0,0050	0,010	0,020	0,030
I ^(e)	≥0,5	0,010	0,0150	0,2	0,0015	0,004	0,010	0,015
II ^(f)	-	0,003	0,0100	0,0	0,0015	0,003	0,005	0,010

Métodos lineales					
Condiciones		Factores <i>m</i> ^(a)			
		Objetivo de desempeño			
		OI	DC ^(d)	SV	PC
Clase ^(b)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}^{(c)}$				
I ^(e)	≤0,25	2,00	2,30	3,00	4,00
I ^(e)	≥0,50	1,25	1,50	2,00	3,00
II ^(f)	-	1.25	1.30	1.50	1.75

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos mediante interpolación lineal.

(b) Clase I se asocia a vigas controladas por flexión y Clase II se asocia a vigas controladas por corte o mal desarrollo de barras de refuerzo.

(c) Expresión y resultados en sistema internacional de unidades. V corresponde a la fuerza de corte obtenida utilizando métodos de análisis no lineal. Se permite considerar, conservadoramente, V igual a la capacidad de corte del componente.

(d) Los criterios de aceptación del objetivo de desempeño de DC corresponden a una interpolación entre OI y SV.

(e) Valores asociados a una cuantía de refuerzo longitudinal que cumple con $\rho - \rho' / \rho_b \leq 0$ y con refuerzo transversal que no cumple con NCh430. Para otras condiciones, se deben considerar los elementos controlados por fuerzas o justificar otros valores.

(f) Valores asociados a vigas con espaciamiento de estribos $\geq d/2$. Para otras condiciones, se debe considerar elementos controlados por fuerzas o justificar otros valores.

Fuente: Extracto adaptado ASCE/SEI 41 - 13.

Para las columnas, en el estándar *ASCE/SEI 41 - 13* (ASCE/SEI, 2014) se presentan cuatro condiciones, que representan los posibles modos de falla: Por flexión, flexión – corte (este considera que ocurrirá la fluencia antes que la falla de corte), corte y mal desarrollo de barras. Y en cada una de ellas, rangos de carga axial sobre el elemento y relaciones de cuantía transversal. Estas opciones están mostradas en la **Tabla 6-10**. Para el documento propuesto, se consideran dos de las cuatro condiciones explicadas anteriormente, flexión – corte y corte. En la primera, se incluyen los parámetros más restrictivos dado que se espera que no cumplan con la cuantía transversal correspondiente y en la segunda condición se incluye las columnas controladas por corte o por mal desarrollo de barras. Además, si una columna toma mucha carga axial, se exige que sea considerado como un elemento

controlado por fuerzas. Lo anterior conlleva a qué de veinte opciones de curvas originales, se reduzcan a las cuatro mostradas en la **Tabla 6-11**.

Tabla 6-10.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación presentados en estándar ASCE/SEI 41 – 13 – Columnas hormigón armado.

Métodos no lineales								
Condiciones			Parámetros de modelación ^(a)		Criterio de aceptación ^(a)			
			Ángulo de rotación plástica (radianes)	Razón de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)			
					Objetivo de desempeño			
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^(c)	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^(d)	a	b	C	OI	SV	PC
Condición i ^(b)								
≤0,1	≥0,006		0,035	0,060	0,2	0,005	0,045	0,060
≥0,6	≥0,006		0,010	0,010	0,0	0,003	0,009	0,010
≤0,1	≤0,0005		0,027	0,034	0,2	0,005	0,027	0,034
≥0,6	≤0,0005		0,005	0,005	0,0	0,002	0,004	0,005
Condición ii ^(b)								
≤0,1	≥0,006	≤0,25	0,032	0,060	0,2	0,005	0,045	0,060
≤0,1	≥0,006	≥0,50	0,025	0,010	0,2	0,005	0,045	0,060
≥0,6	≥0,006	≤0,25	0,010	0,008	0,0	0,003	0,009	0,010
≥0,6	≥0,006	≥0,50	0,008	0,012	0,0	0,003	0,007	0,008
≤0,1	≤0,0005	≤0,25	0,012	0,020	0,2	0,005	0,010	0,012
≤0,1	≤0,0005	≥0,50	0,006	0,006	0,2	0,004	0,005	0,006
≥0,6	≤0,0005	≤0,25	0,004	0,004	0,0	0,002	0,003	0,004
≥0,6	≤0,0005	≥0,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,000
Condición iii ^(b)								
≤0,1	≥0,006		0,000	0,060	0,0	0,000	0,045	0,060
≥0,6	≥0,006		0,000	0,008	0,0	0,000	0,007	0,008
≤0,1	≤0,0005		0,000	0,006	0,0	0,000	0,005	0,006
≥0,6	≤0,0005		0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,000
Condición iv, Columnas controladas por inadecuado desarrollo de empalmes a lo largo de altura libre ^(b)								
≤0,1	≥0,006		0,000	0,060	0,4	0,000	0,045	0,060
≥0,6	≥0,006		0,000	0,008	0,4	0,000	0,007	0,008
≤0,1	≤0,0005		0,000	0,006	0,2	0,000	0,005	0,006
≥0,6	≤0,0005		0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,000

Métodos lineales					
Condiciones			Factores <i>m</i> ^(a)		
			Objetivo de desempeño		
			OI	SV	PC
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^(c)	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^(d)			
Condición i ^(b)					
≤0,1	≥0,006		2,00	2,5	3,0
≥0,6	≥0,006		1,25	1,8	1,9
≤0,1	≤0,0005		2,00	2,0	2,6
≥0,6	≤0,0005		1,10	1,1	1,2
Condición ii ^(b)					
≤0,1	≥0,006	≤0,25	2,00	2,5	3,0
≤0,1	≥0,006	≥0,50	2,00	2,0	2,5
≥0,6	≥0,006	≤0,25	1,25	1,8	1,9

$\geq 0,6$	$\geq 0,006$	$\geq 0,50$	1,25	1,5	1,6
$\leq 0,1$	$\leq 0,0005$	$\leq 0,25$	1,20	1,3	1,4
$\leq 0,1$	$\leq 0,0005$	$\geq 0,50$	1,00	1,0	1,1
$\geq 0,6$	$\leq 0,0005$	$\leq 0,25$	1,00	1,0	1,1
$\geq 0,6$	$\leq 0,0005$	$\geq 0,50$	1,00	1,0	1,0
Condición iii ^(b)					
$\leq 0,1$	$\geq 0,006$		1,00	1,0	1,0
$\geq 0,6$	$\geq 0,006$		1,00	1,0	1,0
$\leq 0,1$	$\leq 0,0005$		1,00	1,0	1,0
$\geq 0,6$	$\leq 0,0005$		1,00	1,0	1,0
Condición iv, Columnas controladas por inadecuado desarrollo de empalmes a lo largo de altura libre ^(b)					
$\leq 0,1$	$\geq 0,006$		1,00	1,0	1,0
$\geq 0,6$	$\geq 0,006$		1,00	1,0	1,0
$\leq 0,1$	$\leq 0,0005$		1,00	1,0	1,0
$\geq 0,6$	$\leq 0,0005$		1,00	1,0	1,0

(a) Valores intermedios a los de la tabla deben ser obtenidos por interpolación lineal.

(b) Para la definición de condiciones referirse a sección 10.4.2.2.2. Cuando más de una condición i, ii, iii y iv ocurra para un componente dado, use los mínimos valores numéricos apropiados de la tabla.

(c) Cuando $P > 0.7A_g f'_c$, los ángulos de rotación plástica deben considerarse igual a cero para todos los niveles de desempeño, a menos que la columna tenga refuerzo transversal consistente en estribos con ganchos de 135° espaciados a $\leq d/3$ y la resistencia provista por los estribos sea al menos $\frac{1}{4}$ del corte de diseño. Carga axial P debe obtenerse según las máximas cargas axiales causadas por gravedad y cargas sísmicas.

(d) Expresión y resultados en sistema internacional de unidades. V corresponde a la fuerza de corte obtenida utilizando métodos de análisis no lineal. Se permite considerar, conservadoramente, V igual a la capacidad de corte del componente.

Fuente: Extracto traducido ASCE/SEI 41 – 13, p.193 - 194 (ASCE/SEI, 2014).

Para el caso de muros y vigas de acople, en el estándar y en documento propuesto se presentan curvas de comportamiento distintas según sean estos controlados por corte o por flexión. En el primer caso, la curva de comportamiento está definida por la rotación del muro; y en el segundo, se debe considerar el desplazamiento relativo entrepisos del muro. Esto queda representado en la **Figura 6-11.**

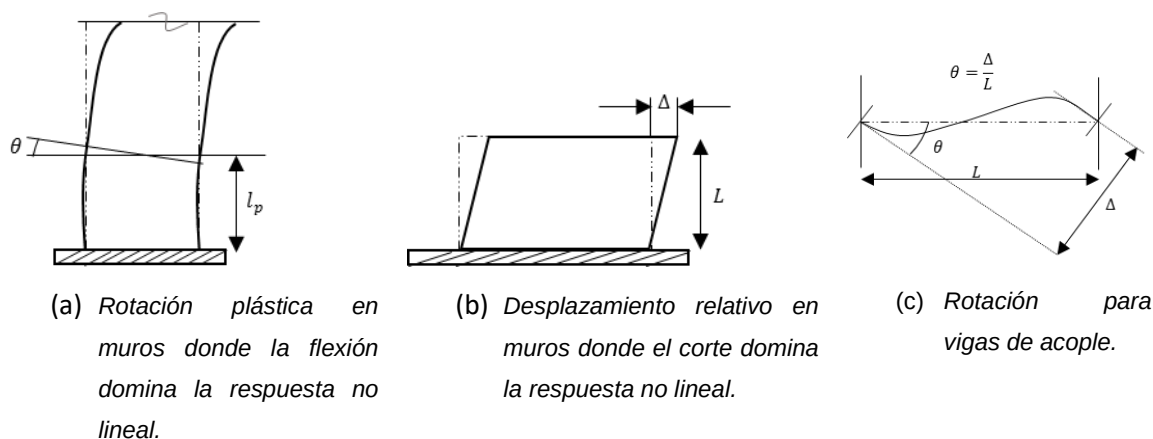


Figura 6-11.- Deformación inelástica en muros de hormigón y vigas de acople según su comportamiento.

Fuente: Extracto traducido ASCE/SEI 41 – 13, p.212 - 213 (ASCE/SEI, 2014).

Tabla 6-11.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación propuestos en el Anteproyecto – Columnas hormigón armado.

Métodos no lineales								
Condiciones		Parámetros de modelación ^{(a)(e)(f)}			Criterio de aceptación ^{(a)(e)(f)}			
		Ángulo de rotación plástica (radianes)		Razón de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)			
					Objetivo de desempeño			
$\frac{P}{A_g f_c'}^{(b)}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}}^{(c)}$	a	b	c	OI	DC ^(d)	SV	PC
≤0,1	≤0,25	0,012	0,020	0,2	0,005	0,007	0,010	0,012
≤0,1	≥0,50	0,006	0,006	0,2	0,004	0,004	0,005	0,006
≥0,6	≤0,25	0,004	0,004	0,0	0,002	0,002	0,003	0,004
≥0,6	≥0,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,000	0,000

Métodos lineales					
Condiciones		Factores $m^{(a)(e)(f)}$			
		Objetivo de desempeño			
$\frac{P}{A_g f_c'}^{(b)}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}}^{(c)}$	OI	DC ^(d)	SV	PC
≤0,1	≤0,25	1,2	1,2	1,3	1,4
≤0,1	≥0,50	1,0	1,0	1,0	1,1
≥0,6	≤0,25	1,0	1,0	1,0	1,1
≥0,6	≥0,50	1,0	1,0	1,0	1,0

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación lineal.

(b) P corresponde a la máxima carga axial esperada en la columna producto de cargas sísmicas y gravitacionales. Para $P > 0,7A_g f'_c$, se debe considerar elemento controlado por fuerzas.

(c) Expresión y resultados en sistema internacional de unidades. V corresponde a la fuerza de corte obtenida utilizando métodos de análisis no lineal. Se permite considerar, conservadoramente, V igual a la capacidad de corte del componente.

(d) Los criterios de aceptación del objetivo de desempeño de DC se obtienen mediante interpolación entre OI y SV.

(e) Valores asociados a una cuantía de refuerzo transversal que cumple con $\rho = \frac{A_v}{b_w s} \leq 0,0005$. Para otras condiciones se debe considerar elementos controlados por fuerzas o justificar otros valores.

(f) Valores para columnas donde se espera que se alcance la fluencia a flexión antes que la falla por corte. Columnas controladas por corte deberán considerarse controladas por fuerzas.

Fuente: Extracto adaptado ASCE/SEI 41 - 13.

Además, pero sin el objetivo de exigir considerar un comportamiento específico, en los comentarios se propone una forma de anticipar el comportamiento sísmico de acuerdo con la esbeltez del elemento. En el caso de muros esbeltos ($h/l > 3$), se espera un comportamiento controlado por flexión, mientras que para los muros bajos ($h/l < 1.5$), se espera una respuesta del elemento controlado por corte. En las expresiones anteriores h y l corresponden a la altura y longitud del muro, respectivamente.

En el caso de los muros de corte controlados por flexión, el estándar ASCE/SEI 41 - 13 (ASCE/SEI, 2014) presenta opciones de modelación y criterios de aceptación según la carga axial y la fuerza de

corte actuando sobre el elemento, y la condición de sus elementos de borde, confinados o no. Esto se puede observar en la **Tabla 6-12**. El Anteproyecto de Norma considera los casos sin elementos de borde confinados y con una relación entre fuerza de corte y capacidad de hormigón fija menor o igual a 3. Finalmente, esto conlleva que de ocho opciones originales se seleccionan dos, mostradas en la **Tabla 6-13**.

Para las vigas de acople controladas por flexión, el estándar *ASCE/SEI 41 - 13* (ASCE/SEI, 2014) presenta opciones según el tipo de refuerzo, longitudinal convencional o barras diagonales, detallamiento del refuerzo transversal y la carga de corte actuando sobre el elemento, esto también es mostrado en la **Tabla 6-12**. El Anteproyecto de Norma considera la presencia de refuerzo longitudinal convencional e insuficiente refuerzo transversal. Esto disminuye las opciones del estándar de referencia de cinco a dos, los que se presentan en la **Tabla 6-13**.

Tabla 6-12.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación presentados en estándar ASCE/SEI 41 – 13 – Muros y Vigas de acople controladas por flexión - Hormigón armado.

<i>Métodos no lineales</i>								
			Rotación plástica (radianes)		Razón de resistencia a residual	Rotación plástica aceptada (radianes) ^(a)		
						Objetivo de desempeño		
Condiciones			a	b	c	OI	SV	PC
i, Muros de corte y segmentos de muro								
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Bordes confinados ^(b)						
≤0,10	≤4	Sí	0,010	0,020	0,75	0,005	0,015	0,020
≤0,10	≥6	Sí	0,009	0,015	0,40	0,004	0,010	0,015
≥0,25	≤4	Sí	0,005	0,012	0,60	0,003	0,009	0,012
≥0,25	≥6	Sí	0,008	0,010	0,30	0,0015	0,005	0,010
≤0,10	≤4	No	0,006	0,015	0,60	0,002	0,008	0,015
≤0,10	≥6	No	0,003	0,010	0,30	0,002	0,006	0,010
≥0,25	≤4	No	0,002	0,005	0,25	0,001	0,003	0,005
≥0,25	≥6	No	0,002	0,004	0,20	0,001	0,002	0,004
ii, Vigas acopladas a muros de corte ^(c)								
Refuerzo longitudinal y transversal ^(d)	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$							
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal suficiente	≤3		0,025	0,040	0,75	0,010	0,025	0,050
	≥6		0,020	0,035	0,50	0,005	0,020	0,040
Refuerzo longitudinal convencional sin refuerzo transversal suficiente	≤3		0,020	0,025	0,50	0,006	0,020	0,035
	≥6		0,010	0,050	0,25	0,005	0,010	0,025
Refuerzo diagonal	ND		0,030	0,050	0,80	0,006	0,030	0,050

Métodos lineales						
Condiciones			Factores $m^{(a)}$			
			Objetivo de desempeño			
			OI	SV	PC	
i, Muros de corte y segmentos de muro						
	$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Bordes confinados ^(b)			
$\leq 0,1$	≤ 4	Sí	2,00	4,00	6,00	
$\leq 0,1$	≥ 6	Sí	2,00	3,00	4,00	
$\geq 0,25$	≤ 4	Sí	1,50	3,00	4,00	
$\geq 0,25$	≥ 6	Sí	1,25	2,00	2,50	
$\leq 0,1$	≤ 4	No	2,00	2,50	4,00	
$\leq 0,1$	≥ 6	No	1,50	2,00	2,50	
$\geq 0,25$	≤ 4	No	1,25	1,50	2,00	
$\geq 0,25$	≥ 6	No	1,25	1,50	1,75	
ii, Vigas acopladas a muros de corte ^(c)						
Refuerzo longitudinal y transversal ^(d)			$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$			
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal suficiente			≤ 3	2,00	6,00	6,00
			≥ 6	1,50	4,00	4,00
Refuerzo longitudinal convencional sin refuerzo transversal suficiente			≤ 3	1,50	5,00	5,00
			≥ 6	1,20	2,50	2,50
Refuerzo diagonal			ND	2,00	7,00	7,00

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación lineal.

(b) Un elemento de borde debe ser considerado confinado cuando la cuantía de refuerzo transversal exceda el 75% de la requerida por ACI318 y el espaciamiento del refuerzo transversal no excede 8db. Se permite considerar el 80% del valor de los parámetros de modelación y criterios de aceptación de elementos confinados si la cuantía de refuerzo transversal de confinamiento cumple con al menos el 50% de lo requerido por ACI318 y el espaciamiento del refuerzo transversal no excede 8db. En cualquier otro caso, debe considerarse como no confinado en los bordes.

(c) Para vigas de acople con luces menores a 2.4 metros, con el refuerzo superior embebido en los muros de corte, los valores de criterios de aceptación pueden ser duplicados para niveles de desempeño SV y PC.

(d) El refuerzo longitudinal convencional consiste en barras de acero en la parte superior e inferior paralelas al eje neutro a lo largo de la viga. Refuerzo transversal suficiente consiste en estribos cerrados en toda la longitud de la viga, con un espaciamiento $\leq d/3$, y resistencia de los estribos mayor a % del corte de diseño.

Fuente: Extracto traducido ASCE/SEI 41 – 13, p.213, 215 (ASCE/SEI, 2014).

Tabla 6-13.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación propuestos en el Anteproyecto – Muros y Vigas de acople controladas por flexión - Hormigón armado.

Métodos no lineales								
Condiciones		Parámetros de modelación ^(a)			Criterio de aceptación ^(a)			
		Rotación plástica (radianes)	Razón de resistencia residual		Rotación plástica (radianes)			
					Objetivo de desempeño			
ELEMENTO		a	b	c	OI	DC ^(d)	SV	PC
MURO ^(b)	$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$							
	$\leq 0,10$	0,006	0,015	0,600	0,002	0,004	0,008	0,015
	$\geq 0,25$	0,002	0,005	0,250	0,001	0,002	0,003	0,005

VIGA ^(e)	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}^{(f)}}$							
	≤0,25	0,020	0,025	0,500	0,006	0,011	0,020	0,035
	≥0,50	0,010	0,050	0,250	0,005	0,007	0,010	0,025
Métodos lineales								
		Factores <i>m</i> ^(a)						
Condiciones		Objetivo de desempeño						
ELEMENTO		OI	DC ^(d)	SV	PC			
MURO ^(b)	$\frac{(A_s - A_s') f_y + P}{t_w l_w f_c'}^{(c)}$							
	≤0,10	2,00	2,20	2,50	4,00			
	≥0,25	1,25	1,30	1,50	2,00			
VIGA ^(e)	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}^{(f)}}$							
	≤0,25	1,50	2,20	3,50	5,00			
	≥0,50	1,20	1,40	1,80	2,50			

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación lineal.

(b) Valores asociados a muros sin elementos de borde confinados y que cumplen con $\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}} \leq 3$. Para otras condiciones, se debe considerar elementos controlados por fuerzas o bien justificar otros valores.

(c) Expresión y resultados en unidades de sistema internacional. P corresponde a la máxima carga axial esperada sobre el muro producto de las cargas sísmicas y gravitacionales.

(d) Los criterios de aceptación del objetivo de desempeño de DC se obtienen mediante interpolación entre OI y SV.

(e) Valores asociados a vigas de acople con refuerzo longitudinal convencional y refuerzo transversal que no cumple con normativa vigente. Para otras condiciones, se debe considerar elementos controlados por fuerzas o bien justificar otros valores.

(f) Expresión y resultados en sistema internacional de unidades. V corresponde a la fuerza de corte obtenida utilizando métodos de análisis no lineal. Se permite considerar, conservadoramente, V igual a la capacidad de corte del componente.

Fuente: Extracto adaptado ASCE/SEI 41 - 13.

En el caso de los muros de corte controlados por corte, se espera un comportamiento menos variable, por lo tanto, el Anteproyecto propone las mismas parametrizaciones que el estándar ASCE/SEI 41 - 13 (ASCE/SEI, 2014). Esto queda representado en las **Tabla 6-15** y **Tabla 6-14**, respectivamente. Para los muros que reciben una carga axial superior al 15% de su resistencia, éste debe ser considerado como controlado por fuerzas.

Para las vigas de acople controladas por corte, el estándar ASCE/SEI 41 - 13 (ASCE/SEI, 2014) presenta opciones de modelación de vigas con refuerzo longitudinal convencional con o sin un adecuado refuerzo transversal, y dependientes de la carga de corte actuando sobre el elemento, esto es mostrado en la **Tabla 6-14**. En el Anteproyecto son considerados los casos de vigas con insuficiente refuerzo transversal, disminuyendo las opciones del estándar de referencia de cuatro a dos, y se presenta lo propuesto en la **Tabla 6-15**.

Tabla 6-14.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación presentados en estándar ASCE/SEI 41 – 13 – Muros y Vigas de acople controladas por corte - Hormigón armado.

Métodos no lineales								
Condiciones	Desplazamiento total (%) o rotación (radianes) ^(a)			Razón de resistencia residual		Ángulo de rotación plástica aceptado (radianes) Objetivo de desempeño		
	d	e	g	c	f	OI	SV	PC
i, Muros de corte y segmentos de muro ^(b)								
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c} \leq 0,05$	1,000	2,0	0,4	0,2	0,6	0,40	1,50	2,0
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c} > 0,05$	0,750	1,0	0,4	0,0	0,6	0,40	0,75	1,0
ii, Vigas acopladas a muros de corte ^(d)								
Refuerzo longitudinal y transversal ^(c)	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$							
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal suficiente	≤ 3	0,020	0,030	0,60		0,006	0,020	0,030
	≥ 6	0,016	0,024	0,30		0,005	0,016	0,024
Refuerzo longitudinal convencional sin refuerzo transversal suficiente	≤ 3	0,012	0,025	0,40		0,006	0,010	0,020
	≥ 6	0,008	0,014	0,20		0,004	0,007	0,012

Métodos lineales				
Condiciones	Factores <i>m</i> Objetivo de desempeño			
	OI	SV	PC	
i, Muros de corte y segmentos de muro ^(b)				
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c} \leq 0,05$	2,0	2,5	3,0	
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c} > 0,05$	1,5	2,0	3,0	
ii, Vigas acopladas a muros de corte ^(d)				
Refuerzo longitudinal y transversal ^(c)	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$ ^(e)			
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal suficiente	≤ 3	1,5	3,0	4,0
	≥ 6	1,2	2,0	2,5
Refuerzo longitudinal convencional sin refuerzo transversal suficiente	≤ 3	1,5	2,5	3,0
	≥ 6	1,2	1,2	1,5

(a) Usar desplazamiento entrepiso para muros de corte y ángulo de rotación para vigas de acople.

(b) Para muros que son controlados por corte, se debe cumplir $P \leq 0.15 A_g f'_c$. De otro modo, el muro debe ser considerado controlado por fuerzas.

(c) El refuerzo longitudinal convencional consiste en barras de acero en la parte superior e inferior paralelas al eje neutro a lo largo de la viga. Refuerzo transversal suficiente consiste en estribos cerrados en toda la longitud de la viga, con un espaciamiento $\leq d/3$, y resistencia de los estribos mayor a $\frac{1}{4}$ del corte de diseño.

(d) Para vigas de acople con luces menores a 2.4 metros, con el refuerzo superior embebido en los muros de corte, los valores de criterios de aceptación pueden ser duplicados para niveles de SV y PC.

(e) V corresponde a la fuerza de diseño de corte calculada usando un análisis a estado límite.

Fuente: Extracto traducido ASCE/SEI 41 – 13, p.214, 216 (ASCE/SEI, 2014).

Tabla 6-15.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación propuestos en el Anteproyecto – Muros y Vigas de acople controladas por corte - Hormigón armado.

Métodos no lineales								
Condiciones		Parámetros de modelación ^(a)		Criterio de aceptación ^(a)				
		Desplazamient o entre piso (%) o Rotación (radianes) ^(b)	Razón de resistencia residual	Desplazamiento entre piso (%) o Ángulo de rotación (radianes) ^(b)				
				Objetivo de desempeño				
ELEMENTO		d	e	c	OI	DC ^(e)	SV	PC
MURO ^(c)	$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'}_{(d)}$							
	≤0,05	1,00	2,00	0,20	0,40	0,80	1,50	2,00
	≥0,05	0,75	1,00	0,00	0,40	0,50	0,75	1,00
VIGA ^(f)	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}_{(g)}$							
	≤0,25	0,012	0,025	0,400	0,006	0,007	0,010	0,020
	≥0,50	0,008	0,014	0,200	0,004	0,005	0,007	0,012

Métodos lineales					
Condiciones		Factores <i>m</i> ^(a)			
		Objetivo de desempeño			
		OI	DC ^(d)	SV	PC
ELEMENTO		OI	DC ^(d)	SV	PC
MURO ^(b)	$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'}_{(c)}$				
	≤0,05	2,0	2,2	2,5	3,0
	≥0,05	1,5	1,7	2,0	3,0
VIGA ^(e)	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}_{(f)}$				
	≤0,25	1,5	1,8	2,5	3,0
	≥0,50	1,2	1,2	1,2	1,5

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación lineal.

(b) Usar desplazamiento entre piso para muros de corte y ángulo de rotación para vigas de acople.

(c) Para muros que son controlados por corte, se debe cumplir $P \leq 0.15 A_g f'_c$. De otro modo, el muro debe ser considerado controlado por fuerzas.

(d) Expresión y resultados en sistema internacional de unidades. P corresponde a la máxima carga axial esperada sobre el muro producto de cargas sísmicas y gravitacionales.

(e) Los criterios de aceptación del objetivo de desempeño de DC se obtienen mediante interpolación entre OI y SV.

(f) Valores asociados a vigas de acople con refuerzo longitudinal convencional y refuerzo transversal que no cumple con normativa vigente. Para otras condiciones, se debe considerar que los elementos se encuentran controlados por fuerzas o bien justificar otros valores.

(g) Expresión y resultados en sistema internacional de unidades. V corresponde a la fuerza de corte obtenida utilizando métodos de análisis no lineal. Se permite considerar, conservadoramente, V igual a la capacidad de corte del componente.

Fuente: Extracto adaptado ASCE/SEI 41 - 13.

6.4.4 Acero

En el estándar *ASCE/SEI 41 – 13* (ASCE/SEI, 2014) se presentan todos los tipos de estructuraciones en acero, incluyendo marcos de momento y marcos arriostrados concéntricos y excéntricos, y modelando cada una de las conexiones de estos marcos. Para el Anteproyecto, se simplifica estableciéndose que la unión debe ser rígida. Un extracto de la tabla original, pero con lo que realmente se utiliza se puede observar en la **Tabla 6-16**. Sin embargo, las estructuras patrimoniales construidas en base a acero estructural son muy pocas en Chile y, las existentes, tienen elementos viga y columna formando pórticos. Por esto último, los parámetros de modelación y los criterios de aceptación propuestos en el documento abarcan solo estos elementos, como se muestra en la **Tabla 6-17**. Esta comparación entre documentos se muestra en la **Figura 6-12**.

La normativa nacional para análisis y diseño de estructuras de acero está actualizada y sujeta a la realidad internacional, por lo que en el Anteproyecto se exige que las capacidades sean obtenidas a partir de lo especificado en la norma *NCh427/1:2016 - Construcción – Estructuras de acero – Parte 1: Requisitos para el Cálculo de estructuras de acero para edificios* (INN, 2016). Sin embargo, se proponen ecuaciones para obtener la rotación plástica de vigas y columnas dado que tanto los parámetros de modelación como los criterios de aceptación se presentan en función de ella.

Tabla 6-16.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación presentados en estándar *ASCE/SEI 41 – 13 – Acero*

Métodos no lineales							
Tipo Componente - solicitación	Parámetros de modelación			Criterio de aceptación			
	Ángulo de rotación plástica (radianes)		Razón de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)			
	a	b		OI	SV	PC	
Vigas - flexión							
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{f_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0,6	$1\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{f_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0,2	$0,25\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
Otras	Interpolación lineal entre aspectos del alma y del ala y el menor valor resultante debe ser utilizado,						
Columnas - flexión ^{(a)(b)}							
$P/P_{CL} < 0,2^{(c)}$							
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{f_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0,6	$1\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{460}{\sqrt{f_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0,2	$0,25\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
Otras	Interpolación lineal entre aspectos del alma y del ala y el menor valor resultante debe ser utilizado.						

$0,2 \leq P/P_{CL} \leq 0,5$							
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{f_{ye}}}$	--- (c)	--- (d)	0,2	0,25 θ_y	--- (e)	--- (d)
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{400}{\sqrt{f_{ye}}}$	1 θ_y	1,5 θ_y	0,2	0,25 θ_y	1,2 θ_y	1,2 θ_y
Otras		Interpolación lineal entre aspectos del alma y del ala y el menor valor resultante debe ser utilizado,					
Zonal Panel columna		12 θ_y	12 θ_y	1,0	1 θ_y	12 θ_y	12 θ_y

Métodos lineales				
		Factores m para Métodos lineales		
Componente - sollicitación		OI	SV	PC
Vigas - flexión				
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{f_{ye}}}$	2,0	6	8
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{f_{ye}}}$	1,25	2	3
Otras		Interpolación lineal entre aspectos del alma y del ala y el menor valor resultante debe ser utilizado,		
Columnas - flexión ^{(a)(b)}				
$P/P_{CL} < 0,2^{(c)}$				
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{f_{ye}}}$	2	6	8
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{460}{\sqrt{f_{ye}}}$	1,25	1,25	2
Otras		Interpolación lineal entre aspectos del alma y del ala y el menor valor resultante debe ser utilizado,		
$0,2 \leq P/P_{CL} \leq 0,5$				
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{f_{ye}}}$	1,25	--- (f)	--- (g)
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{400}{\sqrt{f_{ye}}}$	1,25	1,25	1,5
Otras		Interpolación lineal entre aspectos del alma y del ala y el menor valor resultante debe ser utilizado,		
Zonal Panel columna		1,5	8	11

(a) En caso de columnas cuadradas o rectangulares, reemplazar $\frac{b_f}{2t_f}$ por $\frac{b}{t}$, reemplazar 52 por 110, y 65 por 190.

(b) Columnas con $P/P_{CL} > 0.5$ deben ser consideradas controladas por fuerzas.

(c) Rotación plástica= $11(1 - 5/3 P/P_{CL})\theta_y$ en el plano de flexión.

(d) Rotación plástica= $17(1 - 5/3 P/P_{CL})\theta_y$ en el plano de flexión.

(e) Rotación plástica= $14(1 - 5/3 P/P_{CL})\theta_y$ en el plano de flexión.

(f) $m = 9(1 - 5/3 P/P_{CL})$ en el plano de flexión.

(g) $m = 12(1 - 5/3 P/P_{CL})$ en el plano de flexión.

Fuente: Extracto traducido ASCE/SEI 41 – 13, p.151-152, 154-155 (ASCE/SEI, 2014).

Tabla 6-17.- Parámetros de modelación y Criterios de aceptación propuestos en el Anteproyecto – Acero.

Métodos no lineales							
Condiciones	Parámetros de modelación ^(a)			Criterio de aceptación ^(a)			
	Rotación plástica (radianes)	Razón de resistencia residual	Rotación plástica (radianes)				
			Objetivo de desempeño				
Tipo Componente - solicitación	a	b	c	OI	DC ^(d)	SV	PC
Vigas - flexión							
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{f_{ye}}}$	9θ _y	11θ _y	0,6	1θ _y	4θ _y	9θ _y	11θ _y
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{f_{ye}}}$	4θ _y	6θ _y	0,2	0,25θ _y	1,2θ _y	3θ _y	4θ _y
Otras	Interpolación lineal entre relaciones de aspecto del alma y del ala, El menor valor resultante debe ser utilizado,						
Columnas - flexión ^(b)							
P/P _{CL} < 0,2 ^(c)							
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{f_{ye}}}$	9θ _y	11θ _y	0,6	1θ _y	4θ _y	9θ _y	11θ _y
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{460}{\sqrt{f_{ye}}}$	4θ _y	6θ _y	0,2	0,25θ _y	1,2θ _y	3θ _y	4θ _y
Otras	Interpolación lineal entre relaciones de aspecto del alma y del ala, El menor valor resultante debe ser utilizado,						
0,2 ≤ P/P _{CL} ≤ 0,5 ^(c)							
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{f_{ye}}}$	--- (e)	--- (f)	0,2	0,25θ _y	1θ _y	--- (g)	--- (f)
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{400}{\sqrt{f_{ye}}}$	1θ _y	1,5θ _y	0,2	0,25θ _y	0,6θ _y	1,2θ _y	1,2θ _y
Otras	Interpolación lineal entre relaciones de aspecto del alma y del ala, El menor valor resultante debe ser utilizado,						
P/P _{CL} > 0,5 ^(c)	Fuerza controlada						

Métodos lineales				
Condiciones	Factores m ^(a)			
	Objetivos de desempeño			
	OI	DC ^(d)	SV	PC
Vigas - flexión				
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{f_{ye}}}$	2,00	3,3	6	8
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{f_{ye}}}$	1,25	1,5	2	3
Otras	Interpolación lineal entre relaciones de aspecto del alma y del ala, El menor valor resultante debe ser utilizado,			
Columnas - flexión ^(b)				
P/P _{CL} < 0,2 ^(c)				
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{f_{ye}}}$	2,00	3,3	6	8
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{460}{\sqrt{f_{ye}}}$	1,25	1,3	1,25	2

Otras	Interpolación lineal entre relaciones de aspecto del alma y del ala, El menor valor resultante debe ser utilizado,			
$0,2 \leq P/P_{CL} \leq 0,5^{(c)}$				
$\frac{b_f}{2t_f} \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{f_{ye}}}$	1,25	1,5	--- (h)
$\frac{b_f}{2t_f} \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}}$	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{400}{\sqrt{f_{ye}}}$	1,25	1,3	1,25
Otras	Interpolación lineal entre relaciones de aspecto del alma y del ala, El menor valor resultante debe ser utilizado,			
$P/P_{CL} > 0,5^{(c)}$	Fuerza controlada			

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación lineal.

(b) En caso de columnas cuadradas o rectangulares, reemplazar $b_f/2t_f$ por b/t , reemplazar 52 por 110, y 65 por 190.

(c) P/P_{CL} representa la relación entre la carga axial a la que se somete el elemento sobre el límite inferior de la resistencia del elemento de acero.

(d) Los factores m del objetivo de desempeño de DC se obtienen mediante interpolación entre OI y SV.

(e) Rotación plástica= $11(1 - 5/3 P/P_{CL})\theta_y$ en el plano de flexión.

(f) Rotación plástica= $17(1 - 5/3 P/P_{CL})\theta_y$ en el plano de flexión.

(g) Rotación plástica= $14(1 - 5/3 P/P_{CL})\theta_y$ en el plano de flexión.

(h) $m = 9(1 - 5/3 P/P_{CL})$ en el plano de flexión.

(i) $m = 12(1 - 5/3 P/P_{CL})$ en el plano de flexión.

Fuente: Extracto adaptado ASCE/SEI 41 - 13.

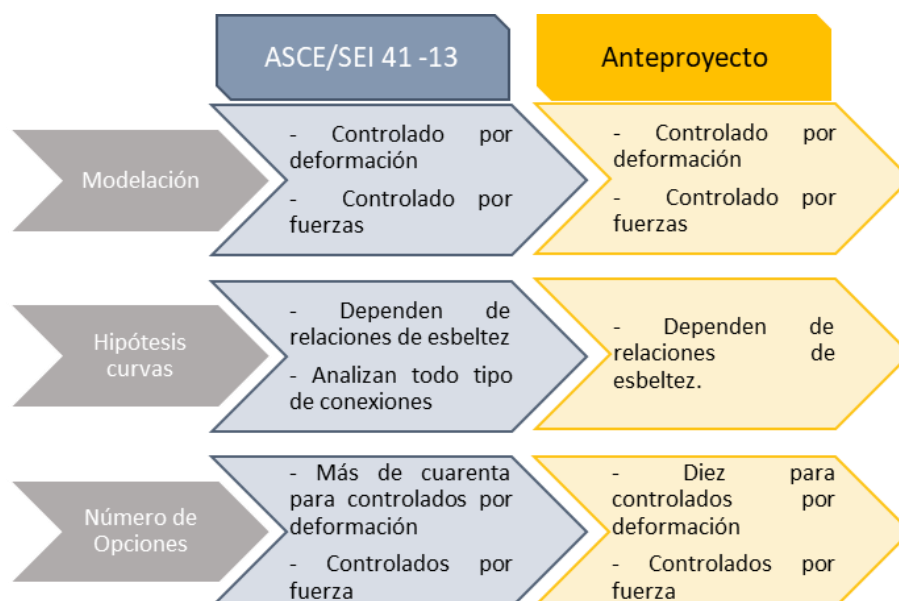


Figura 6-12.- Comparación entre antecedentes del ASCE/SEI 41 - 13 y lo propuesto en el Anteproyecto para Acero.

7 CONCLUSIONES

En esta sección se presenta un resumen del trabajo desarrollado, las conclusiones del mismo y las recomendaciones para continuar la investigación y el avance del tema tratado.

7.1 RESUMEN

El documento propuesto considera los últimos avances de la ingeniería, como lo es la evaluación explícita del desempeño sísmico de la edificación. Con lo anterior, se busca optimizar y racionalizar las intervenciones a realizar sobre construcciones con carácter patrimonial. El documento está principalmente orientado a ingenieros estructurales, pero entrega también la visión del resto de las especialidades involucradas en la temática.

El trabajo desarrollado considera los sistemas constructivos y estructurales más utilizados históricamente durante los últimos siglos en Chile, como lo son albañilería, madera, acero y hormigón. Se han presentado y descrito los métodos de evaluación del desempeño sísmico de las distintas materialidades, estableciendo lineamientos básicos para el trabajo particular con construcciones de carácter patrimonial. Esto ha requerido adaptar las disposiciones de ASCE/SEI 41, principal referencia consultada, tanto a la sismicidad como a la realidad constructiva local, e integrar las características propias de la infraestructura de carácter patrimonial.

Entre las normativas internacionales consideradas como referencia, el estándar *ASCE/SEI 41 – 13* resulta la base del Anteproyecto propuesto. Este estándar fue ajustado a realidad de las construcciones patrimoniales chilenas, y complementado con los requisitos de las últimas versiones de las normativas vigentes nacionales aplicables.

El documento propuesto ha sido sometido a la revisión crítica de un comité multidisciplinario de especialistas durante más de tres años, quienes permitieron ajustar los requisitos a las prácticas constructivas nacionales de construcciones patrimoniales. El comité estuvo compuesto por representantes de entidades de gobierno, arquitectos especialistas en patrimonio, ingenieros diseñadores de proyectos de rehabilitación de infraestructura patrimonial, y académicos especialistas en diseño sísmico por desempeño de estructuras.

A fin de complementar el documento desarrollado, y para orientar al lector o usuario en la comprensión del Anteproyecto, se explica en detalle los criterios adoptados y se presenta un

diagrama de flujo explicativo del orden a seguir en el proceso de evaluación y renovación de construcciones históricas a través del Anteproyecto de Norma – Intervención estructural en construcciones de valor patrimonial – Construcciones históricas.

7.2 CONCLUSIONES

El trabajo realizado como parte de esta memoria ha permitido generar un documento de propuesta de Anteproyecto de Norma a ser presentado ante el Instituto Nacional de Normalización (INN), para iniciar un proceso de consulta pública, convocar a una nueva mesa de trabajo y finalmente proceder a la sanción, publicación y oficialización del Anteproyecto como norma técnica nacional.

La participación activa en el comité de construcciones patrimoniales, generando documentos y avances para someter a discusión y revisión de los especialistas del área, en sesiones llevadas a cabo en el Instituto de la Construcción cada quince días, permitieron lograr el resultado deseado.

El desarrollo de este trabajo ha permitido incorporar antecedentes internacionales y nacionales, logrando compatibilizar las exigencias más relevantes de las normativas vigentes con las prácticas actuales en la ingeniería estructural mundial.

En particular, fue posible incorporar principios de diseño por desempeño para la evaluación sísmica de estructuras patrimoniales y su proyecto de intervención. Lo anterior busca generar documentos técnicos con las prácticas de diseño actuales, de manera de mejorar el método de conservación del patrimonio nacional.

7.3 RECOMENDACIONES

Para continuar con la investigación y el desarrollo de intervenciones mediante evaluación sísmica de desempeño, se proponen los tópicos de trabajo descritos en esta sección.

El primer tópico que puede mejorar corresponde a la obtención de las propiedades mecánicas de los materiales, proponiendo dos maneras para lograr esto. Primeramente, generar una base de datos nacional de mediciones, a partir de la información disponible en laboratorios técnicos especializados, a fin de comparar y conocer las características de los materiales utilizados en el país. En segundo lugar, incentivar la instrumentación de las construcciones, a fin de identificar el período fundamental real de la estructura, y pudiendo determinar relaciones entre el valor medido y las propiedades mecánicas de la estructura. Esta relación es fundamental para la calibración de los modelos de análisis de la estructura.

Es importante notar que las tipologías constructivas aquí descritas fueron basadas, y complementadas, en un estándar estadounidense que puede no representar la realidad absoluta nacional, por lo tanto, encontrar mejoras en los sistemas constructivos propuestos resulta un tópico primordial en el avance del proceso de regulación de intervenciones patrimoniales. Lo anterior principalmente en madera, ya que en Chile existen muchas construcciones influenciadas por los Europeos.

Dado que este documento constituye un primer acercamiento a la normalización de las intervenciones en construcciones históricas, no se profundiza en las singularidades de cada materialidad. Por tanto, quedan pendientes temas por desarrollar, como por ejemplo el uso de barras lisas en hormigón armado, el análisis de albañilería de piedra, el estado de conservación de la madera (daños biológicos), entre muchos otros.

Entre las exigencias del documento, podrían mejorarse las validaciones de modelos numéricos físicos y matemáticos, de manera que se estandarice el comportamiento y se asegure un buen análisis. Esto es posible de lograr también mediante el monitoreo de la construcción actual. Además, puede resultar conveniente incluir un porcentaje de elementos que pueda no cumplir con los criterios de aceptación y de este modo moderar las intervenciones necesarias. Sin embargo, esto requiere mayor análisis de las distintas materialidades.

Se propone que en un próximo trabajo y edición se incluyan fichas de evaluación básicas con tipos de daños recurrentes por materialidad y estado de conservación, minimizando así el tiempo de evaluación y optimizando los procesos de intervención.

Finalmente, buscar una forma de estandarizar la evaluación sísmica a todas las construcciones históricas, agregando materialidades a este proyecto y así generar un solo documento que trabaje con las estructuras de valor patrimonial, y fijando las mismas exigencias.

Directamente relacionado con este trabajo, está la necesidad de desarrollar proyectos de aplicación del Anteproyecto de Norma, de manera de generar estudios y ejemplos para los distintos materiales considerados. Las aplicaciones permitirán identificar eventuales deficiencias y mejoras al documento propuesto.

8 REFERENCIAS

- ASCE/SEI. (2014). *ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia: American Society of Civil Engineers - Structural Engineering Institute.
- ATC - 40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings - Volume 1*. Redwood City: Applied Technology Council.
- CNM - Consejo Nacional de Monumentos. (05 de Mayo de 2018). *Monumentos - Monumentos Históricos [en línea]*. Obtenido de <www.monumentos.cl>
- CNM. (2016). *Ley N°17.288 de Monumentos Nacionales y normas relacionadas*. Santiago: Ministerio de Educación - Dirección de Bibliotecas, Archivos y Museos - Consejo de Monumentos Nacionales (Chile).
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. (2006). *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni*. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.
- FEMA. (1997). *FEMA 273 - NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency - Applied Technology Council.
- FEMA. (1998). *FEMA 310 - Handbook for the seismic evaluation of buildings*. Federal Emergency Management Agency - American Society of Civil Engineers.
- ICOMOS - ISCARSAH. (2003). *Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage*. Paris: International Council on Monuments and Sites.
- ICOMOS. (2008). *Carta ICOMOS para Interpretación y Presentación de Sitios de Patrimonio Cultural*. Québec: International Council on Monuments and Sites.
- Ilustre municipalidad de Viña del Mar. (Consulta: 09 de Mayo de 2018). *Sobre patrimonio: Qué es patrimonio [en línea]*. Obtenido de <<http://www.patrimoniovina.cl/seccion/10/sobre-patrimonio.html>>
- INN. (1985). *NCh 170 Of1985 - Hormigón - Requisitos generales*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización.

- INN. (2003). *NCh 2123Of1997mod2003 - Albañilería confinada - Requisitos de diseño y cálculo*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización (Chile).
- INN. (2003). *NCh1928Of1993mod2003 - Albañilería Armada - Requisitos de diseño y cálculo*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización (Chile).
- INN. (2007). *NCh4300f2007 - Hormigón armado - Requisitos de diseño y cálculo*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización (Chile).
- INN. (2008). *NCh 1508Of2008 - Geotecnia - Estudio de mecánica de suelos*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización (Chile).
- INN. (2012). *NCh433Of96Mod2009 - Diseño sísmico de edificios*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización (Chile).
- INN. (2012). *NCh433Of96Mod2009 - Diseño sísmico de edificios*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización (Chile).
- INN. (2013). *NCh2745: 2013 - Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización (Chile).
- INN. (2014). *NCh1198: Of. 2014 - Madera - Construcciones en Madera - Cálculo*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización (Chile).
- INN. (2016). *NCh 427/1:2016 - COntrucción - Estructuras de acero - Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización (Chile).
- INN. (2017). *NCh3332 - Estructuras - Intervención de construcciones patrimoniales de tierra cruda - Requisitos del proyecto estructural*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización (Chile).
- INN. (2017). *NCh3411:2017 - Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía - Requisitos y métodos de ensayo*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización (Chile).
- ISO/TC 98/SC 2. (2010). *ISO 13.822 - Bases for design of structures - Assessment of existing structures*. Varsovia: International Organization for Standardization, Technical Committee Reliability of structures.

- MINVU. (1992). *Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones - Decreto Supremo N°47*. Santiago: Ministerio de Vivienda y Urbanismo.
- MINVU. (2011). *Decreto Supremo N°61 - Diseño sísmico de edificios*. Santiago: Ministerio de Vivienda y Urbanismo - División técnica de estudio y fomento habitacional (Chile).
- MINVU. (2015). *Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones*. Santiago: Ministerio de Vivienda y Urbanismo (Chile).
- RAE. (Consulta: 09 de Mayo de 2018). *Definición: Construcción [en línea]*. Obtenido de <http://dle.rae.es/?id=AS1j177>
- RAE. (Consulta: 09 de Mayo de 2018). *Definición: Construir [en línea]*. Obtenido de <http://dle.rae.es/?id=AS838VZ>
- RAE. (Consulta: 09 de Mayo de 2018). *Definición: Patrimonio histórico [en línea]*. Obtenido de <http://dle.rae.es/?id=SBOxisN>
- Ramos, L. F., & Sturm, T. (2014). Seismic Safety Analysis of the Old Portuguese Cathedral in Safi, Morocco. *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis, and Restoration*.
- René Lagos Engineers. (Consulta: 10 de Mayo de 2018). *Diseño por desempeño [en línea]*. Obtenido de <http://www.renelagos.com/word2/?page_id=1249>
- Safina Malone, S. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico*, Pág. 65. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.

ANEXO A

DIAGRAMA DE FLUJO PROCESO DE EVALUACIÓN E INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL DE
INFRAESTRUCTURA PATRIMONIAL.

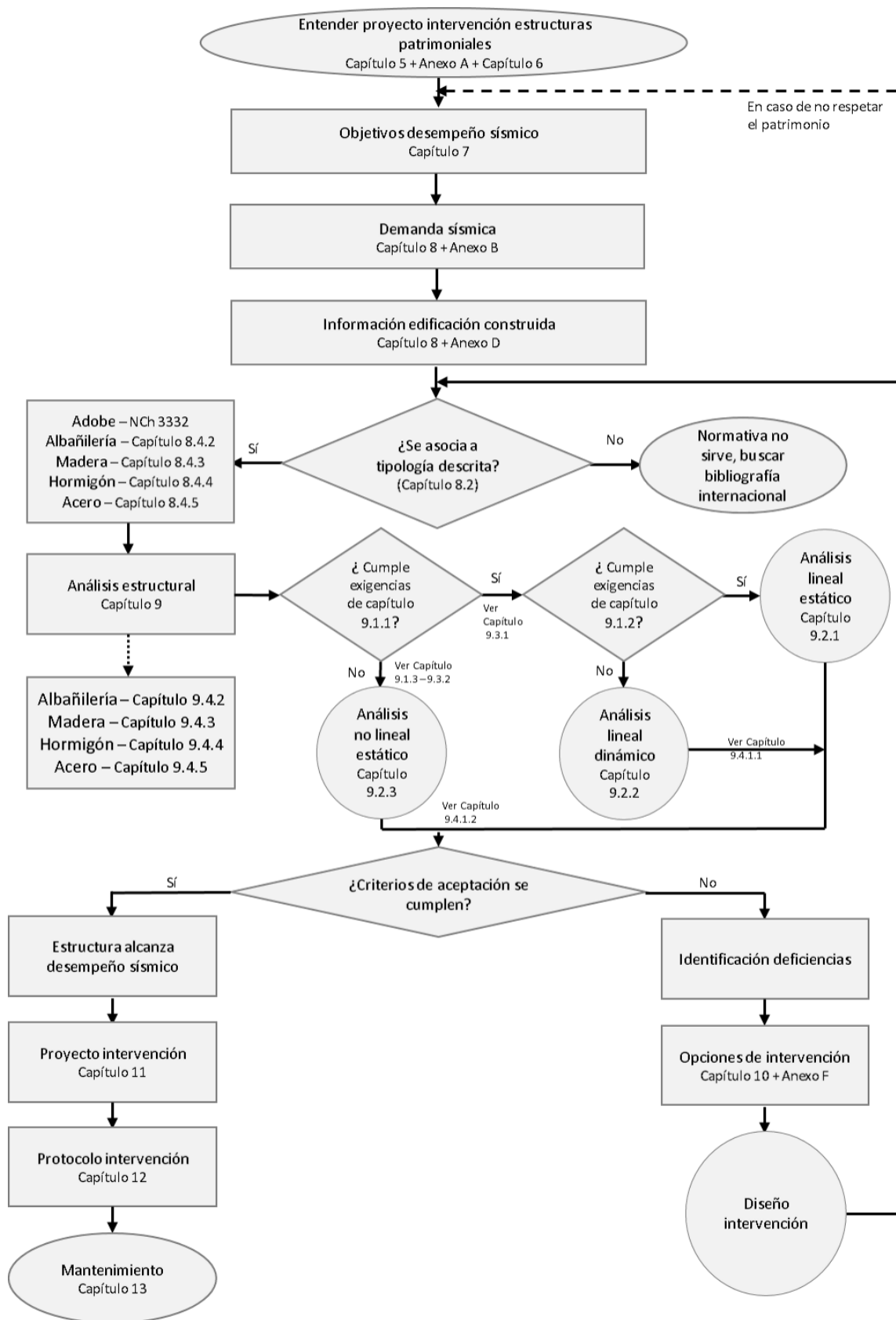


Figura A-1.-Proceso de evaluación y renovación de construcción histórica.

ANEXO B

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES

Irregularidades verticales

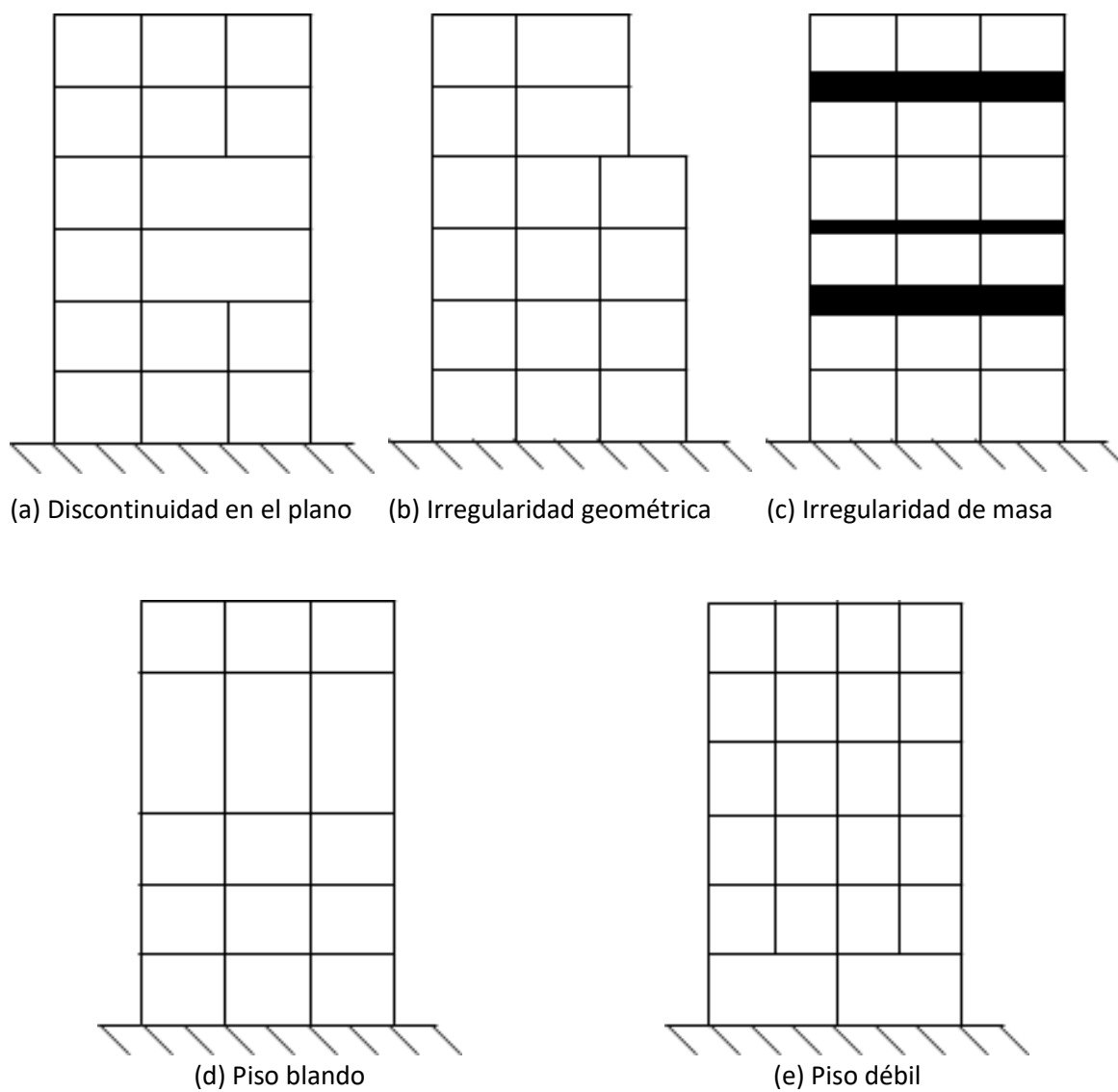
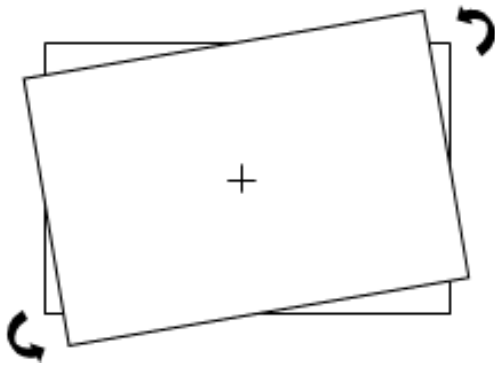
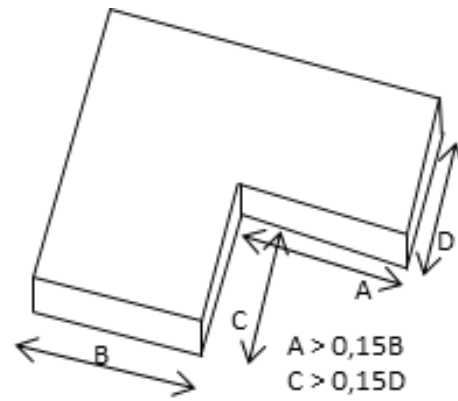


Figura A-1.-Representación gráfica de irregularidades verticales propuestas en el Anteproyecto.

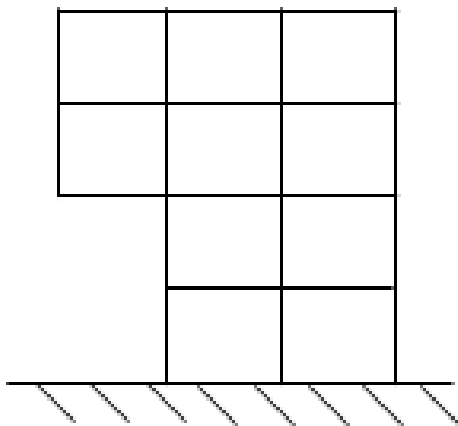
Irregularidades en planta



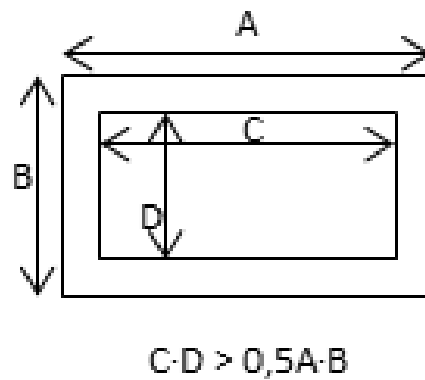
(a) Irregularidad torsional



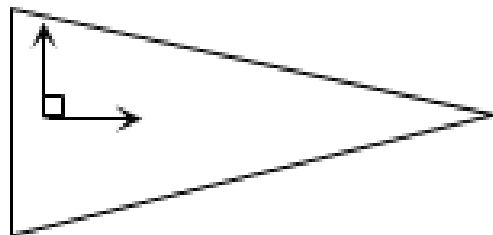
(b) Esquinas reentrantes



(c) Discontinuidad fuera del plano



(d) Discontinuidad de diafragma



(e) Sistema sismorresistente no ortogonal

Figura A-2.-Representación gráfica de irregularidades en planta propuestas en el Anteproyecto.

ANEXO C

ANTEPROYECTO DE NORMA: INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL EN CONSTRUCCIONES DE VALOR
PATRIMONIAL – CONSTRUCCIONES HISTÓRICAS.

ANTEPROYECTO DE NORMA

Intervención Estructural en Construcciones de Valor Patrimonial - Construcciones Históricas

Comité de Construcción Patrimonial

PREÁMBULO

El presente documento denominado “**Intervención estructural en Construcciones de Valor Patrimonial – Construcciones históricas**”, fue desarrollado por la Comisión de Construcción Patrimonial, a solicitud del Consejo de Monumentos Nacionales, para establecer los requisitos mínimos que debe cumplir un proyecto de intervención estructural ya sea de rehabilitación, restauración o refuerzo de construcciones con valor patrimonial. Este Comité sesionó entre junio de 2014 y junio de 2017.

Participaron en el Comité con asistencia superior al 40%, las siguientes personas e instituciones:

Nombre	Institución
JOSEFINA ATRIA	<i>Independiente</i>
SERGIO CONTRERAS	<i>Colegio de Ingenieros de Chile</i>
MARA CRUZ	<i>Consejo de Monumentos Nacionales - CMN</i>
RODRIGO GANDOLFI	<i>Instituto de la Construcción (ST)</i>
EDUARDO HURTADO	<i>Dirección de Arquitectura – MOP</i>
GRACIELA JOFRÉ	<i>Sergio Contreras</i>
RODRIGO RETAMALES	<i>Independiente</i>
ROCÍO URREJOLA	<i>Independiente</i>

TABLA DE CONTENIDOS

0.	Introducción.....	3
1.	Alcance y campo de aplicación.....	3
2.	Referencias normativas	4
3.	Términos y definiciones	5
4.	Simbología	8
5.	Criterios de intervención	10
5.1.	Criterios de diseño.....	11
5.2.	Criterios estructurales.	11
5.3.	Criterios patrimoniales.....	11
5.4.	Criterios de planificación, puesta en marcha y control de las obras.....	12
6.	Diagnóstico estructural de la construcción patrimonial.....	12
7.	Objetivos de desempeño sísmico	13
7.1.	Niveles de desempeño objetivo	13
7.2.	Selección del objetivo de desempeño sísmico	15
8.	Recopilación de antecedentes.....	17
8.1.	Demanda sísmica.....	17
8.2.	Tipología constructiva	18
8.3.	Configuración del edificio	20
8.4.	Caracterización de materiales.....	20
8.5.	Factor de confianza	23
8.6.	Comportamiento de componentes	24
8.7.	Capacidad de componentes.....	26
9.	Análisis estructural	27
9.1.	Selección método de análisis estructural.....	27
9.2.	Métodos de análisis estructural.....	30
9.3.	Combinaciones de carga.....	31
9.4.	Parámetros de modelación y criterios de aceptación	33
10.	Opciones de intervención.....	54
10.1.	Modificación local de componentes	54
10.2.	Aumento de rigidez lateral de la estructura.....	54
10.3.	Refuerzo de la estructura	54
10.4.	Reducción de masa.....	54
10.5.	Implementación de sistemas de aislación sísmica	54
10.6.	Implementación de sistemas de disipación de energía suplementarios.....	55
11.	Proyecto de intervención estructural.....	55
12.	Protocolos de intervención	55
13.	Mantenimiento del inmueble	56
	ANEXO A – Estudio histórico constructivo y levantamiento estructural (Informativo).....	58
	ANEXO B – Definición de espectro sísmico SDI (Normativo)	60
	ANEXO C – Ensayos y pruebas de laboratorio (Informativo)	61
	ANEXO D – Factores de conversión para probetas de hormigón (Informativo).....	63
	ANEXO E – Propiedades de materiales (Normativo).....	64
	ANEXO F – Métodos de intervención (Informativo).....	66
	ANEXO G – Bibliografía (Informativo).....	69

0. Introducción

La presente norma establece las condiciones del diseño estructural de las intervenciones en construcciones patrimoniales que se lleven a cabo con el fin de repararlas, rehabilitarlas o restaurarlas, resguardando la integridad del inmueble y la seguridad de sus ocupantes.

En el contexto de esta norma, se entiende por intervención estructural al conjunto de procedimientos destinados a la consolidación y rehabilitación de la estructura.

La presente norma incluye las disposiciones para la intervención estructural en construcciones patrimoniales de variadas materialidades, tales como albañilería, hormigón, acero y madera.

Los criterios y disposiciones propuestos para regular las intervenciones en construcciones patrimoniales tienen como propósito establecer:

- a) Criterios de intervención de estructuras con valor patrimonial construidas con anterioridad a las normas y ordenanzas nacionales vigentes.
- b) Métodos de análisis y evaluación de desempeño sísmico de estructuras patrimoniales, que correspondan a las tipologías incluidas en el alcance de esta norma.
- c) Requisitos del análisis sísmico según tipo de construcción, de acuerdo a su materialidad, tamaño, uso y desempeño sísmico objetivo de la estructura.

En la elaboración de esta norma se tuvo en consideración tanto la experiencia chilena como la práctica internacional.

1. Alcance y campo de aplicación

Esta norma establece procedimientos y parámetros mínimos para la intervención de construcciones patrimoniales. Para ello se definen niveles mínimos de desempeño sísmico objetivo y procedimientos para su evaluación de manera explícita.

Los objetivos de desempeño sísmico, los análisis necesarios, la información requerida para el análisis y el tipo de intervención a realizar, se determinan en función de las características de la estructura.

Esta norma tiene por objeto ser un complemento para el trabajo conjunto de ingenieros y arquitectos, y en ningún caso reemplazar las funciones de cada profesional.

La presente norma incluye disposiciones para el análisis e intervención en edificios con tipologías constructivas cuya estructura haya sido construida con los siguientes materiales:

- a) Albañilería.
- b) Madera.
- c) Acero.
- d) Hormigón.

2. Referencias normativas

Los documentos siguientes son indispensables para la aplicación de esta norma. Para referencias con fecha, sólo se aplica la edición citada. Para referencias sin fecha se aplica la última edición del documento referenciado, incluyendo cualquier enmienda.

- NCh170.Of2016. *Hormigón. Requisitos generales*. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh427/1:2016. *Construcción – Estructuras de acero – Parte 1: Requisitos para el Cálculo de estructuras de acero para edificios*. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh428.Of57. *Ejecución de construcciones de acero*. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh430. *Hormigón armado - Requisitos de diseño y cálculo*. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh431. *Diseño estructural - Cargas de nieve*. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh432. *Diseño estructural - Cargas de viento*. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh433.Of96. *Diseño sísmico de edificios*. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh1198.Of2014. *Madera - Construcciones en madera - Cálculo*. Instituto Nacional de Normalización, 2014.
- NCh1990.Of2017. *Madera - Tensiones admisibles para madera estructural*. Instituto Nacional de Normalización, 2017.
- NCh1508:2008. *Geotecnia - Estudio de mecánica de suelos*. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh1537. *Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso*. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh1928. *Albañilería Armada - Requisitos para el diseño y cálculo*. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh2123. *Albañilería confinada - Requisitos de diseño y cálculo*. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh2745:2013. *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh3332. *Estructuras - Intervención de construcciones patrimoniales de tierra cruda – Requisitos del proyecto estructural*. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh3411. *Requisitos para el diseño sísmico de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía*. Instituto Nacional de Normalización.
- ICOMOS-ISCARSAH. *Recomendaciones para el análisis, conservación y restauración estructural del Patrimonio arquitectónico*. ISCARSAH-Comité Internacional sobre Análisis y restauración de estructuras del patrimonio arquitectónico, ICOMOS, 2003. Ed. especial. Trad. Agnès González Dalmau. 2004.
- ISO13822:2010. *Bases for design of structures - Assessment of existing structures*. Technical Committee. ISO/TC 98/SC2. Reliability of structures. 2010.
- *Ley 17.288 de Monumentos Nacionales y Normas Relacionadas*. Ministerio de Educación. Dirección de Bibliotecas, Archivos y Museos. Consejo de Monumentos. 7ma edición. 2017.
- *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni*. Consiglio superiore dei lavori pubblici. Ministero dei beni e delle attività culturali e del turismo. 2006.

3. Términos y definiciones

Los términos y definiciones que se aplican para los propósitos de esta norma son los siguientes:

3.1 Albañilería

Bloques o piezas, unidas por elementos de pega como morteros cementicios, de cal o por trabazón mecánica que constituyen un elemento constructivo unitario.

3.2 Conservación

Conjunto de operaciones coordinadas para mantener un edificio en su condición actual, aunque se acepten intervenciones limitadas para mejorar los niveles de seguridad.

3.3 Construcción patrimonial

Edificaciones o conjuntos de construcciones de valor patrimonial, definido éste por su contenido histórico y arquitectónico.

3.4 Consolidación estructural

Proceso destinado a restituir las condiciones de estabilidad, considerando el comportamiento estático y dinámico de un edificio que presente daño en sus elementos estructurales. Este proceso considera el refuerzo o sustitución de los elementos dañados de la construcción patrimonial.

3.5 Demolición

Conjunto de procedimientos y obras destinadas a derribar y/o dismantelar un inmueble en forma total o parcial.

3.6 Diafragma

Elemento estructural a nivel de un piso que distribuye y transmite las fuerzas horizontales a los elementos resistentes verticales.

3.7 Diseño por tensiones admisibles

Método mediante el cual se dimensionan los elementos estructurales de modo que las tensiones producidas en los elementos por las combinaciones de cargas consideradas, no excedan las tensiones admisibles especificadas para los materiales utilizados y para el tipo de sollicitación evaluada.

3.8 Diseño por factores de carga y resistencia

Método mediante el cual se dimensionan los elementos estructurales de modo que las fuerzas producidas en los elementos por las cargas mayoradas no excedan su resistencia de diseño.

3.9 Elemento secundario

Elemento permanente que no forma parte de la estructura resistente pero que es afectado por sus movimientos, tales como tabiques divisorios y elementos de fachada no intencionalmente estructurales, ventanales, cielos falsos, antepechos, antetechos, estanterías, elementos decorativos y arquitectónicos, luminarias y equipos eléctricos y mecánicos, entre otros.

3.10 Ensayos estructurales

Corresponden a todos los ensayos de laboratorio o de campo de las construcciones a intervenir.

3.11 Estado de Conservación

Corresponde al estado general o situación actual de un inmueble patrimonial que se determina como resultado del diagnóstico.

3.12 Estado límite

Condición más allá de la cual una estructura o un elemento constituyente de ella se torna no apta para el servicio y se considera que no es más útil para la función para la cual fue considerada (estado límite de servicio) o no es segura (estado límite resistente).

3.13 Estructura resistente

Comprende el conjunto de elementos que se han considerado en el cálculo como colaboradores para mantener la estabilidad de la edificación frente a las solicitaciones que se estima puede quedar expuesta durante su vida útil.

3.14 Estudio histórico - constructivo

Corresponde al análisis de los antecedentes históricos, arquitectónicos, socio-culturales y/o arqueológicos, generados desde el diseño y construcción de la obra, y de los sucesivos cambios realizados a lo largo de la vida del inmueble. Debe considerar edad de los materiales y transformaciones e intervenciones y cambios de uso, entre otros.

3.15 Factor de confianza

Factor que refleja el nivel de certeza de la información recopilada durante el estudio histórico - constructivo y el levantamiento de la construcción.

3.16 Informe de diagnóstico

Documento que describe el estado general de la construcción y su condición estructural previa a la intervención.

3.17 Intervención

Proceso que implica la ejecución de construcciones nuevas y obras de reconstrucción y conservación.

3.18 Ladrillo

Pieza de arcilla cocida, generalmente con forma de prisma rectangular, que se usa en la construcción de muros, paredes y pilares, entre otros.

3.19 Levantamiento de la construcción

Corresponde al levantamiento planimétrico y/o documental de la construcción, efectuado con el fin de identificar y registrar la información histórico-constructiva de la obra.

3.20 Mantenimiento

Serie de operaciones destinadas a conservar la calidad de los materiales y elementos de la estructura, terminaciones e instalaciones de una construcción conducentes a evitar su deterioro progresivo.

3.21 Monitoreo

Conjunto de procedimientos y estrategias adoptadas para registrar datos relativos al comportamiento de la estructura.

3.22 Nivel basal

Plano horizontal en el cual se supone que se ha completado la transferencia de las fuerzas horizontales entre la estructura y el suelo de fundación. A partir de este nivel se mide la altura y el número de pisos del edificio.

3.23 Nivel de desempeño

Nivel de daños o grado de pérdidas estructurales, no estructurales o funcionales aceptados por la autoridad, el usuario y/o propietario de la construcción.

3.24 Patología constructiva

Disciplina que estudia los daños en los edificios o de sus partes y su evolución en el tiempo (proceso patológico).

3.25 Prospección geotécnica

Investigación con fines geotécnicos mediante métodos invasivos, que pueden ser complementados con métodos no invasivos del subsuelo. Generalmente incluye la obtención de muestras del subsuelo.

3.26 Reconstrucción patrimonial

Corresponde a la acción de volver a construir partes desaparecidas de una edificación patrimonial sin alterar las características morfológicas originales de la edificación.

3.27 Refuerzo

Intervención constructiva de la construcción cuyo fin es mejorar la resistencia original, cuando la evaluación de una edificación indica que la resistencia disponible antes de la ocurrencia del daño era insuficiente, y la restauración, por sí sola, no entrega la seguridad estructural necesaria ante los sismos.

3.28 Rehabilitación

Proceso que tiene como propósito principal que la edificación cumpla con sus funciones de uso y presentación, sin intenciones de mejorar su resistencia estructural o alcanzar un objetivo de desempeño superior.

3.29 Reparación

Modificación estructural que tiene como fin restituir la capacidad resistente como la rigidez hasta alcanzar la condición original de una edificación, en todos aquellos casos en que la evaluación indica que la resistencia original disponible sea suficiente para resistir los esfuerzos del desempeño sísmico objetivo.

3.30 Restauración

Modificación estructural que tiene como fin restituir la capacidad resistente como la rigidez hasta alcanzar la condición anterior a la ocurrencia del daño de una edificación, en todos aquellos casos en que la evaluación indica que la resistencia anterior disponible sea suficiente para resistir los esfuerzos del desempeño sísmico objetivo.

3.31 Sismo de servicio (SDS)

Para efectos de esta norma se considera como el nivel del movimiento sísmico del suelo que tiene 50% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años.

3.32 Sismo de diseño (SDI)

Nivel del movimiento sísmico del suelo que tiene como mínimo el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años.

3.33 Sismo máximo posible (SMP)

Nivel máximo del movimiento del suelo que puede ocurrir en el lugar de edificación dentro del esquema geológico conocido. En zona de alta sismicidad (zona sísmica 3 o 2 de NCh433) éste puede tener una intensidad que se puede considerar como el nivel del movimiento sísmico del suelo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 100 años.

3.34 Tipología estructural

Clasificación de una construcción según su sistema estructural principal.

3.35 Valor patrimonial

Valor arquitectónico, social, cultural o histórico atribuido a un inmueble.

4. Simbología

Los símbolos y siglas empleados en esta norma tienen el significado que se indica a continuación:

A_g	: Área de sección bruta;
A_i	: Factor de ponderación para el peso asociado al nivel i ;
A_{inf}	: Área seccional del paño de relleno en albañilería confinada;
A_n	: Área neta de mortero o sección rellena del muro;
A_s	: Área de refuerzo longitudinal en tracción;
A'_s	: Área de refuerzo longitudinal en compresión;
A_v	: Área de corte en muros de albañilería;
C_{eq}	: Contenido de carbono equivalente;
C_1	: Factor de modificación de cargas sísmicas;
D	: Cargas permanentes;
DC	: Objetivo de desempeño de daño controlado;
DCR	: Cociente entre demanda y capacidad;
E	: Módulo de elasticidad o módulo de Young;
E_f	: Módulo de elasticidad en flexión de madera;
F_{cp}	: Tensión admisible para compresión paralela en madera;
F_{cz}	: Tensión admisible para cizalle en madera;
F_i	: Fuerza horizontal aplicada en el nivel i ;
F_f	: Tensión admisible para flexión;
F_{fh}	: Tensión admisible del hierro (fierro);
F_N	: Fuerza horizontal aplicada en el nivel superior;
G	: Módulo de corte;
G_d	: Rigidez a corte de diafragma de madera;
H	: Altura total del edificio sobre el nivel basal;
J	: Factor de reducción por traspaso de fuerzas;
K	: Rigidez lateral equivalente;
I_b	: Momento de inercia de una viga de acero;
I_c	: Momento de inercia de una columna de acero;
I_{ce}	: Momento de inercia de la sección transformada en albañilería confinada;
I_g	: Momento de inercia de la sección bruta;
L	: Cargas de uso según NCh1537;
L_{inf}	: Largo de relleno de muro de albañilería confinada;
OI	: Objetivo de desempeño de ocupación inmediata;
P	: Fuerza axial actuando sobre un elemento;
PC	: Objetivo de desempeño de prevención de colapso;
P_{CL}	: Límite inferior de resistencia a compresión axial para falla por compresión;
P_D	: Carga superpuesta de peso propio en la superficie del elemento (Ej: revestimientos);
P_i	: Peso sísmico asociado al nivel i ;
P_N	: Peso sísmico asociado al nivel superior;
P_{ye}	: Resistencia axial de fluencia esperada de un miembro de acero;
P_W	: Peso propio del elemento;
Q	: Fuerza generalizada sobre un componente (fuerza axial, corte, momento, torsión, etc.);
Q_{CE}	: Resistencia esperada de un elemento para una acción controlada por deformación;
Q_{CL}	: Límite inferior de resistencia estimada de un elemento, para una acción controlada por fuerza;
Q_E	: Cargas sísmicas;
Q_G	: Cargas gravitacionales, combinación de cargas permanentes y cargas de uso;
Q_0	: Esfuerzo de corte basal del edificio;

Q_{UD}	: Carga sobre componentes controlados por deformación, causado por cargas sísmicas y gravitacionales;
Q_{UF}	: Carga sobre componentes controlados por fuerza, causado por cargas sísmicas y gravitacionales;
R_1	: Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado según DS 61;
SDI	: Sismo de diseño;
SDS	: Sismo de servicio;
SMP	: Sismo máximo;
SV	: Objetivo de desempeño de seguridad de la vida;
S_a	: Aceleración espectral asociada al período fundamental de la estructura;
S_{de}	: Espectro elástico de desplazamientos;
T_{ag}	: Período del modo con mayor masa traslacional en la dirección del análisis, obtenido considerando secciones agrietadas;
V	: Fuerza de corte actuando sobre un elemento;
V_A	: Resistencia a corte en el límite inferior para falla por aplastamiento;
V_{cv}	Capacidad de corte esperada de la columna del marco sin relleno en estructuras de albañilería confinada;
V_{DT}	: Resistencia a corte en el límite inferior para falla por tensión diagonal;
V_{inf}	: Capacidad de corte esperada del relleno de albañilería en estructuras de albañilería confinada;
W	: Peso sísmico total de la estructura sobre el nivel basal;
Z	: Módulo de sección plástica del acero, según NCh 427 – 1.
Z_i	: Altura del nivel i , sobre el nivel basal;
a	: Parámetro usado para medir capacidad de deformación en curvas carga-deformación de cada componente;
b	: Parámetro usado para medir capacidad de deformación en curvas carga-deformación de cada componente;
	: Ancho de un elemento;
b_w	: Ancho del alma de un elemento de hormigón o acero;
c	: Parámetro usado para medir la resistencia residual en curvas carga-deformación de cada componente;
d	: Parámetro usado para medir capacidad de deformación en curvas carga-deformación de cada componente;
	: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción en elementos de hormigón armado;
d_a	: Elongación del anclaje en el extremo de un muro de madera dependiente de la carga sobre el elemento;
e	: Parámetro usado para medir capacidad de deformación en curvas carga-deformación de cada componente;
f_a	: Esfuerzo de compresión axial en elementos de albañilería causado por cargas gravitacionales;
f_{ae}	: Esfuerzo esperado de compresión axial en elementos de albañilería causado por cargas gravitacionales;
f_c	: Resistencia a la compresión del hormigón en probetas cúbicas;
f'_c	: Resistencia a la compresión del hormigón en probetas cilíndricas;
f'_m	: Resistencia a la compresión de un paño de albañilería;
f_{me}	: Resistencia esperada a la compresión de un paño de albañilería;
f'_{td}	: Resistencia a tensión diagonal de un paño de albañilería;
f_u	: Tensión de rotura del acero;
f_y	: Tensión de fluencia mínima especificada del acero;
f_{ye}	: Tensión de fluencia esperada del acero;
g	: Aceleración de la gravedad;
h	: Altura de la sección de un elemento;

h_{col}	: Altura efectiva de columna en albañilería confinada;
h_{ef}	: Altura efectiva de un muro de albañilería;
h_{inf}	: Altura efectiva relleno muros de albañilería confinada;
k	: Factor de confianza;
k_{fl}	: Rigidez equivalente a flexión para albañilería confinada;
k_c	: Rigidez equivalente a corte para albañilería confinada;
k_1	: Coeficiente indicado en Anexo C para conversión de resistencias de hormigón de probetas cúbicas a cilíndricas;
l	: Longitud del muro de albañilería;
l_w	: Longitud del muro de hormigón;
m	: Factor de modificación de la demanda de un componente, asociado al nivel de desempeño objetivo seleccionado;
t_w	: Espesor del muro de hormigón;
α	: Factor de empotramiento muros albañilería definido en Ec 9 – 14;
β	: Razón de amortiguamiento de la estructura;
γ	: Factor que relaciona esbeltez del muro de albañilería.
Δ	: Desplazamiento o deformación generalizada de un componente;
Δ_{ef}	: Desplazamiento relativo del muro de albañilería;
Δ_y	: Deflexión calculada al momento de fluencia en un elemento de madera;
ε_u	: Elongación de rotura del acero;
δ_u	: Desplazamiento sísmico objetivo en el techo de la estructura;
ρ	: Cuantía de refuerzo longitudinal a tracción;
ρ'	: Cuantía de refuerzo longitudinal a compresión;
ρ_b	: Cuantía de refuerzo longitudinal a tracción que produce la condición balanceada de una sección de hormigón;
ρ_g	: Cuantía total de refuerzo de un muro, considerando refuerzo vertical más horizontal;
ω	: Factor de reducción de propiedades nominales para fierros;
ϕ	: Factor de reducción de resistencia;
τ_0	: Resistencia al corte de albañilería;
v_y	: Corte por unidad de longitud esperado en la fluencia;

5. Criterios de intervención

Las intervenciones en construcciones patrimoniales deben realizarse en el marco de un plan o proyecto de intervención, el cual debe considerar aspectos como el destino o requerimientos de uso del proyecto, además de las condiciones preexistentes como tipología estructural, sistemas constructivos e instalaciones.

Comentario: La restauración de estructuras no es un fin en sí misma, sino un medio para la conservación del edificio en su conjunto, donde el estudio, diagnóstico y evaluación de la construcción puede dar lugar a diferentes tipos de intervención, tales como: preventivas, correctivas, de reparación o de refuerzo.

Las intervenciones en construcciones patrimoniales se deben realizar en fiel cumplimiento de todos los requisitos necesarios y reglamentarios que permitan alcanzar tanto la seguridad estructural como la integridad del valor patrimonial de la obra y la seguridad de sus ocupantes.

Comentario: El enfoque de la intervención siempre debe ser multidisciplinar, es decir, deben involucrarse las especialidades y competencias profesionales necesarias que permitan abordar la complejidad técnica del proyecto de manera integral.

Es importante considerar los costos y riesgos asociados, así como las medidas de prevención y mitigación requeridas, antes de optar por una estrategia de intervención. Del mismo modo, se deben considerar

intervenciones de carácter temporal con el objeto de proporcionar la seguridad necesaria de los ocupantes del inmueble, antes y durante la ejecución de las obras.

5.1. Criterios de diseño.

5.1.1. Se deben identificar con claridad los objetivos de comportamiento estructural del proyecto de intervención, en conjunto con las características de la metodología a implementar.

5.1.2. Se debe evaluar explícitamente los niveles de desempeño sísmico que se alcanzan para cada intensidad de sismo considerado, de manera de alcanzar, condiciones de mínimo daño para los sismos de intensidad moderada y de protección de la vida para los sismos de intensidad excepcionalmente severa.

Comentario: El diseño de la intervención propuesta es un proceso iterativo, que debe verificarse teniendo en cuenta los criterios arquitectónicos y patrimoniales de la obra original, además de las consideraciones estructurales. A menudo es necesario comparar las distintas opciones de intervención sobre la base de un análisis costo-beneficio sobre la vida útil proyectada para la estructura.

El nivel de desempeño sísmico de una estructura que ha experimentado desgaste y envejecimiento puede diferir significativamente de la estructura original. Un deterioro severo puede afectar el desempeño sísmico estructural de varias maneras, por ejemplo, reduciendo la capacidad de deformación del edificio o alterando el cumplimiento de los estados límite.

Los efectos del tiempo influyen a menudo en la distribución de las cargas entre elementos estructurales existentes y nuevos. Las modificaciones estructurales también pueden alterar los mecanismos por los cuales son transferidos los esfuerzos a través de la estructura. Es fundamental que se realicen las evaluaciones adecuadas de todos los elementos estructurales que participan en la transmisión de cargas hacia las cimentaciones.

5.2. Criterios estructurales.

Los criterios estructurales establecidos son:

5.2.1. Criterios destinados a restituir o mejorar la capacidad estructural de una construcción, mediante la modificación de los niveles de desempeño de los elementos que componen la estructura, por ejemplo, a través del aumento del tamaño de las secciones, implementación de refuerzos suplementarios u otros.

5.2.2. Criterios destinados a mejorar o mantener las condiciones de servicio, mediante la introducción de componentes estructurales que permitan modificar el comportamiento de la estructura, tales como puntales, tensores o cargas externas que redistribuyan la trayectoria de las cargas.

5.2.3. Criterios basados en el desempeño sísmico de la estructura.

5.2.4. Criterios destinados a compensar los efectos del daño estructural existente, estableciendo medidas preventivas y de mitigación para evitar o disminuir el daño estructural futuro, tales como, la aplicación de recubrimientos, membranas u otros tipos de elementos que permitan proteger la estructura de la construcción.

5.2.5. Criterios mixtos, donde se combinen los criterios anteriores.

5.3. Criterios patrimoniales.

Los criterios patrimoniales mínimos a considerar incluyen:

5.3.1. **Mantenimiento de la forma y la expresión original:** El valor y la autenticidad del patrimonio arquitectónico reside tanto en su aspecto externo como en la integridad de todos sus componentes internos, el material y su unión, como producto genuino de su época.

5.3.2. **Evaluación caso a caso:** Las construcciones de valor patrimonial tienen en su materialidad y sistema constructivo información relevante sobre la época en que se construyó, los que deben ser preservados y evaluados en cada caso.

5.3.3. **Mínima intervención:** Se debe buscar el mínimo impacto sobre el valor y la autenticidad de la edificación y sus materiales. Es esencial determinar las causas de los daños para asegurar la mínima intervención.

5.3.4. **Compatibilidad de materiales:** Las intervenciones deben proponer sistemas constructivos materialmente compatibles con la construcción original.

5.3.5. **Reversibilidad:** Las intervenciones deben cumplir con el principio de reversibilidad, vale decir empleando sistemas y materiales que puedan ser modificados o restituidos en etapas posteriores minimizando los daños.

5.3.6. **Diferenciación:** Es importante que las diferencias entre intervenciones de distintas épocas, se exprese y puedan ser identificadas en el tiempo, debe conciliarse el criterio de integridad de la estructura.

5.3.7. **Respeto por la pátina.** Se refiere a la conservación de las deformaciones y pátinas sobre los elementos y materiales que no signifiquen un daño, sino solo sean la evidencia del paso del tiempo.

5.4. **Criterios de planificación, puesta en marcha y control de las obras.**

5.4.1. La planificación de las obras de intervención debe llevarse a cabo en coordinación con todas las partes involucradas en el proceso, de modo de asegurar la estabilidad de la estructura durante las fases de construcción. Así también, debe identificar los hitos y fases que puedan implicar ciertos riesgos específicos. Las desviaciones en la planificación deben ser evaluadas en el proyecto con el objeto de asegurar la integridad estructural en todo momento. El diseño debe considerar los cambios que puedan surgir durante la etapa de ejecución de las obras.

5.4.2. Se debe implementar un sistema de monitoreo estructural como medio para asistir en el control y manejo de las obras, en las que se estén realizando intervenciones. Para esta finalidad, se debe considerar la instrumentación, monitoreo, procesamiento e interpretación de datos, así como el seguimiento e interpretación de la información del sistema de monitoreo.

6. Diagnóstico estructural de la construcción patrimonial

Con el fin de determinar el estado general de la construcción y su condición estructural previa a la intervención, se debe realizar un diagnóstico estructural, el cual debe quedar explícito en un Informe de Diagnóstico. El Informe de Diagnóstico debe contener, sin estar limitado a, lo siguiente:

- a) Información obtenida a través de un estudio histórico–constructivo, incluyendo época y/o fecha de construcción, consignando, además, los cambios y transformaciones de la construcción desde su origen.

Comentario: Lo anterior resulta necesario en el ámbito ingenieril para conocer la edad de los materiales y sus propiedades mecánicas, acorde a la época de construcción. Por otro lado, dado que se trata de construcciones patrimoniales, resulta relevante la comprensión de la historia de la obra, sus transformaciones constructivas o de uso, de manera de establecer el tipo y grado de intervención que requiere.

- b) Levantamiento crítico de la construcción patrimonial, que debe considerar a lo menos el levantamiento arquitectónico, geométrico y de los materiales existentes que la constituyen.

Comentario: Para una detallada descripción de lo que conlleva el levantamiento estructural en una construcción patrimonial revisar ANEXO A. Este análisis resulta fundamental en un proyecto de intervención patrimonial ya que permite obtener las primeras deficiencias en el sistema estructural y definir los procesos patológicos sobre la edificación. De este proceso también se obtiene la planimetría de la edificación, la descripción de los sistemas constructivos y el detalle de sus materiales constituyentes.

- c) Origen y posibles causas del proceso patológico observado.

Comentario: Dado que las estructuras bajo análisis suelen ser construcciones antiguas, resulta lógico que éstas presenten altos niveles de desgaste y envejecimiento en sus materiales constructivos. Lo anterior sumado a todas las cargas a las que han sido sometidas a lo largo de su vida, generarán procesos patológicos que son convenientes de estudiar para definir el tipo de intervención a realizar.

- d) La condición estructural de la construcción antes de la intervención considerando sus riesgos de estabilidad y durabilidad.

7. Objetivos de desempeño sísmico

Los objetivos de desempeño sísmico se deben determinar en función del comportamiento sísmico esperado para los componentes estructurales y no estructurales de la edificación frente a sismos que pueden afectar a la edificación durante su vida útil proyectada a partir de la intervención.

7.1. Niveles de desempeño objetivo

7.1.1. Ocupación inmediata

El objetivo de desempeño de ocupación inmediata se define como aquel en que el estado de daños causado por el evento sísmico es leve. La estructura mantiene esencialmente intactas sus condiciones de resistencia y rigidez, por lo que presenta altos niveles de seguridad para continuar con su uso.

7.1.2. Daño controlado

El objetivo de desempeño de daño controlado se define como aquel en que el estado de daños causado por el evento sísmico es moderado. La estructura presenta un grado de disminución de sus condiciones de resistencia y rigidez, pero aun presenta un adecuado nivel de seguridad.

7.1.3. Seguridad de la vida

El objetivo de desempeño de seguridad de la vida se define como aquel en que los daños causados por el evento sísmico son considerables. La estructura presenta una importante disminución de sus condiciones de resistencia y rigidez, pero mantiene un margen de seguridad para evitar su colapso total o parcial que amenace la vida de sus ocupantes.

7.1.4. Prevención de colapso

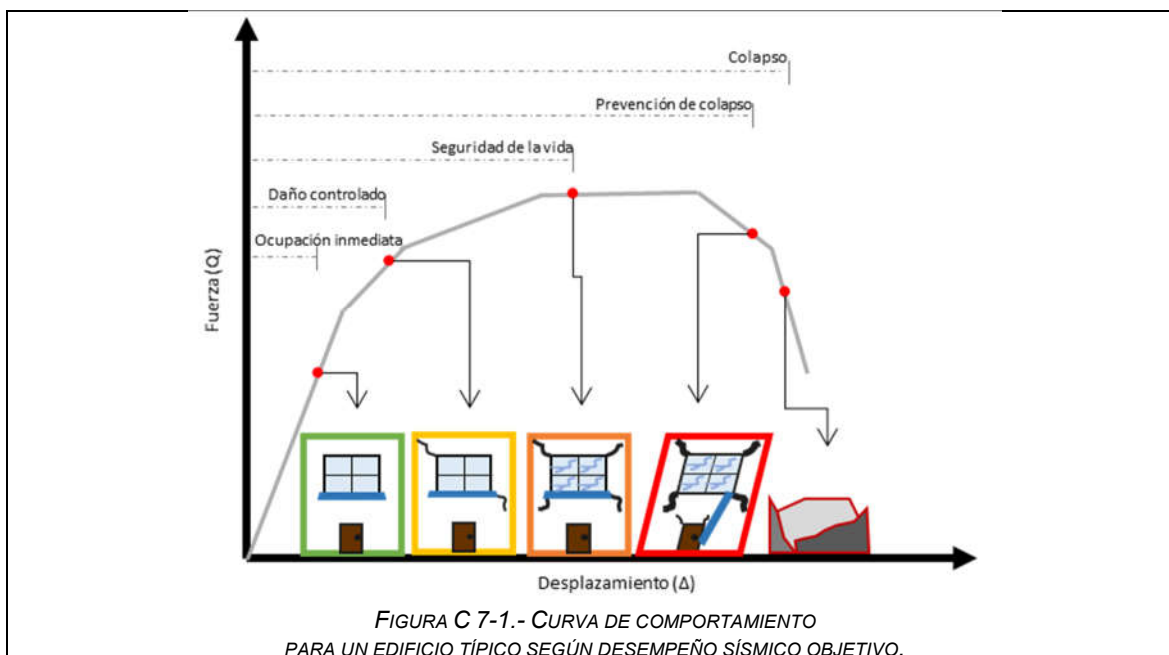
El objetivo de desempeño de prevención del colapso se define como aquel en que el estado de daños causado por el evento sísmico es severo. La estructura ve reducida a un mínimo sus condiciones de resistencia y rigidez, con componentes dañados y sin margen de seguridad frente al colapso. No es seguro continuar con el uso de la estructura.

Comentario: La TABLA C 7-1 presenta una descripción del comportamiento estructural esperado según el nivel de desempeño sísmico escogido.

TABLA C 7-1.-DESCRIPCIÓN CUALITATIVA DE DAÑOS SEGÚN NIVEL DE DESEMPEÑO.

Nivel general de daño	Niveles de desempeño			
	Prevención de Colapso (PC)	Seguridad de la Vida (SV)	Daño Controlado (DC)	Ocupación Inmediata (OI)
	Severo/Total	Moderado/Severo	Leve/Moderado	Leve/Sin Daño
Generales	Edificio con pérdidas totales, completamente inoperativo. Requiere demolición.	Edificio inoperativo, pero salvaguarda vida de ocupantes. Requiere demolición o reparaciones globales.	Edificio podrá quedar inoperativo por un período corto de tiempo. Requiere reparaciones locales.	Edificio en operación normal y funcional. Los daños, de producirse, serán superficiales. En este nivel se protege la inversión, función y valor histórico y cultural.
Estructurales	Estructura permanecerá con capacidad de soporte de cargas gravitacionales, pero en muy mal estado.	Daños severos y permanentes en edificio.	Algunos daños locales se presentarán en el sistema estructural.	Sólo se generarán daños superficiales en el sistema estructural.
No Estructurales	Daño total de componentes y sistemas no estructurales.	Daño extenso en componentes y sistemas no estructurales. Servicios básicos se encuentran sin funcionamiento.	Daño puntual (localizado) en componentes y sistemas no estructurales. Pueden existir fallas en servicios básicos, restituibles por fuentes de reserva.	Daño menor. Servicios básicos se mantienen disponibles o mediante fuentes de reserva.

La siguiente figura ilustra esquemáticamente los daños esperados para cada nivel de desempeño sísmico objetivo.



7.2. Selección del objetivo de desempeño sísmico

7.2.1. Los objetivos de desempeño sísmico deben ser definidos por el mandante o propietario del proyecto, acorde al tipo de edificación y al nivel de daños aceptados para cada nivel de sismo considerado en la evaluación.

7.2.2. Para diseñar el proyecto de intervención, se debe seleccionar un objetivo de desempeño sísmico para el sismo de diseño, como se define en 8.1.4.2.

7.2.3. Para diseñar el proyecto de intervención, se debe seleccionar un objetivo de desempeño sísmico para el sismo máximo posible, como se define en 8.1.4.3.

7.2.4. Sin importar el objetivo de desempeño que se escoja para diseñar la intervención, la evaluación sísmica de la estructura debe verificar que la estructura alcanza un objetivo de desempeño de ocupación inmediata para el sismo de servicio, como se define en 8.1.4.1.

Comentario: La selección del nivel de desempeño sísmico objetivo puede estar relacionada con los montos económicos disponibles para la intervención de la edificación. Objetivos de desempeño sísmico objetivo superiores, pueden requerir intervenciones mayores, pero también permiten alcanzar una mayor protección a la inversión, a los contenidos y a la función.

Es de suma importancia, al momento de seleccionar el objetivo de desempeño sísmico, considerar la relevancia del edificio en términos de su aporte, ya sea, histórico, arquitectónico, estratégico y/o social.

Para dar una orientación al mandante para la selección del objetivo de desempeño sísmico, según el uso e importancia estratégica de la edificación, se presenta la TABLA C 7-2, que en conjunto con la TABLA C 7-3, permite establecer el nivel de desempeño sísmico mínimo requerido para una edificación patrimonial, para las diferentes intensidades de sismo definidas en la TABLA 8-1.

TABLA C 7-2.- CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS Y ESTRUCTURAS SEGÚN SU IMPORTANCIA Y USO.

	Categorías de importancia		
	Alta	Media	Baja
Criterio de selección	Edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública (como cuarteles de policía, centrales eléctricas y telefónicas, correos y telégrafos, radioemisoras, canales de televisión, plantas de agua potable y de bombeo, etc.), y aquellos cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe (como hospitales, postas de primeros auxilios, cuarteles de bomberos, garajes para vehículos de emergencia, estaciones terminales, etc.)	Edificios cuyo contenido es de gran valor (como bibliotecas, museos, etc.) y aquellos donde existe frecuentemente aglomeración de personas. Entre estos últimos se incluyen los siguientes edificios: - Salas destinadas a asambleas para 100 o más personas; - Estadios y graderías al aire libre para 2000 o más personas; - Escuelas, parvularios y recintos universitarios; - Cárceles y lugares de detención; - Locales comerciales con una superficie igual o mayor que 500 m ² por piso, o de altura superior a 12 m.	Edificios destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a ninguna de las categorías alta o media.

Fuente: Adaptación NCh433.Of96

TABLA C 7-3.- NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO MÍNIMO RECOMENDADO SEGÚN CATEGORÍA DE IMPORTANCIA DE LA EDIFICACIÓN E INTENSIDAD DE SISMO.

Sismo	Categoría de importancia		
	Alta	Media	Baja
Servicio	OI	OI	OI
Diseño	OI	DC	SV
Máximo	DC	SV	PC

8. Recopilación de antecedentes

Se deben obtener y definir los siguientes antecedentes relativos a la edificación estudiada.

8.1. Demanda sísmica

La caracterización de la demanda sísmica a la que se someterá la edificación es resultado de la combinación de los antecedentes descritos en las cláusulas 8.1.1 a 8.1.4.

8.1.1. Antecedentes geotécnicos

La información geotécnica necesaria para definir los parámetros que representan las características del suelo de fundación debe regirse por la norma chilena NCh1508.Of2008 o la última versión vigente.

8.1.2. Definición de zona sísmica

Se debe establecer la zonificación sísmica de la estructura siguiendo los procedimientos prescritos en NCh433.Of96 – Diseño sísmico de edificios, cláusula 4.1.

8.1.3. Definición intensidad de sismo

Para efectos de esta norma, se han definido tres intensidades de sismo según su recurrencia y probabilidad de excedencia, esto se muestra en TABLA 8-1.

TABLA 8-1.- DESCRIPCIÓN DE INTENSIDAD DE SISMO.

	Intensidad de sismo		
	<i>Servicio</i>	<i>Diseño</i>	<i>Máximo</i>
Recurrencia	72 [años]	475 [años]	970 [años]
Probabilidad de Excedencia	50% en 50 años	10% en 50 años	10% en 100 años

En el caso de estructuras emplazadas en suelos tipos E o F, se requiere un estudio de peligro sísmico probabilístico para caracterizar la amenaza sísmica en el sitio.

8.1.4. Espectro de diseño

Se debe caracterizar el movimiento del suelo a través de los espectros de diseño definidos en 8.1.4.1 hasta 8.1.4.3.

Para estructuras que se encuentren emplazadas en suelos tipo E o F, según lo exigido en cláusula 8.1.1, o ubicadas a menos de 10 km de una falla activa, se requiere de un espectro específico del sitio debidamente justificado.

Comentario: Se define a una falla como activa si hay evidencia de a lo menos un desplazamiento en los últimos 10.000 años (Período Holoceno). Se define, además, que una falla activa es sísmicamente capaz si los desplazamientos van asociados a la ocurrencia de sismos. Fuente: NCh2745:2013.

Para el caso de estructuras evaluadas considerando espectros de sitio, el sismo de diseño no debe considerarse menor que el espectro entregado por esta norma. Asimismo, el sismo máximo posible no se debe considerar menor al espectro de sismo de diseño amplificado por el factor M_M , definido en TABLA A- 1.

8.1.4.1. Sismo de servicio

El sismo de servicio debe obtenerse de la norma NCh433, pero calculado con el siguiente factor de reducción:

$$R^{**} = \frac{R_1}{1.4} \quad (\text{Ec } 8 - 1)$$

Comentario: Dado que el espectro de aceleración utilizado en esta normativa representa los sismos de diseño y sismo máximo, se permite la obtención del espectro de aceleración para sismos de servicio a través de la NCh 433 modificado por el DS 61 pero adaptado a las combinaciones de carga usadas en este documento.

8.1.4.2. Sismo de diseño

Para los casos donde no se requiera un espectro específico de sitio, se debe considerar el espectro de diseño indicado en el ANEXO B, específicamente en la FIGURA A- 1, debidamente escalado por el factor Z de la TABLA A- 1, y conjuntamente con los valores indicados en la TABLA A- 2.

8.1.4.3. Sismo máximo posible

Para los casos donde no se requiera un espectro específico de sitio, el espectro para el sismo máximo posible se debe obtener amplificando el espectro de diseño, indicado en el ANEXO B, por el factor M_M , definido en TABLA A- 1.

8.2. Tipología constructiva

Según la información recolectada y analizada en la cláusula 6, se debe definir el sistema sismorresistente de la edificación, en conformidad con alguna de las tipologías presentes en las obras patrimoniales nacionales descritas en la TABLA 8-2.

En el caso que se encuentre una tipología diferente a las presentadas en la TABLA 8-2, se deben dejar debidamente estipuladas las características del sistema estructural sismorresistente presente en la edificación.

En el caso que se encuentre una edificación con tipología mixta, se debe identificar la distribución y características de cada uno de los materiales presentes en la estructura y la contribución de cada tipología a su sistema sismorresistente.

TABLA 8-2.- DESCRIPCIÓN CUALITATIVA DE TIPOLOGÍAS PRESENTES EN OBRAS PATRIMONIALES.

Material	Tipología	Descripción
ADOBE		Referirse a NCh3332:2013 o última versión vigente.
ALBAÑILERÍA	Simple	Edificios con muros perimetrales compuestos por unidades de ladrillos de arcilla. Cuando hay muros interiores, estos también están compuestos de ladrillos de arcilla. En construcciones más antiguas, las estructuras de piso y techo suelen componerse de tablas de madera apoyadas sobre vigas; en las más recientes pueden ser mezclas de madera, hormigón, acero y/o estructuras metálicas. Las fuerzas laterales son resistidas por los muros de albañilería.
	Reforzada	Edificios con muros compuestos por unidades de ladrillos de arcilla o bloques de hormigón con refuerzo de acero. En construcciones más antiguas las estructuras de piso y techo suelen componerse de tablas de madera apoyadas sobre vigas, en las más recientes pueden ser mezclas de madera, hormigón, acero y/o estructuras metálicas.

Material	Tipología	Descripción
		Las fuerzas laterales son resistidas por los muros de albañilería reforzada.
	Confinada	Edificios con muros compuestos por unidades de ladrillos de arcilla, confinados en su perímetro con pilares y cadenas de hormigón armado. En construcciones más antiguas, las estructuras de piso y techo suelen componerse de tablas de madera apoyadas sobre vigas; en las más recientes pueden ser mezclas de madera, hormigón, acero y/o estructuras metálicas. Las fuerzas laterales son resistidas por los muros de albañilería confinados por los elementos de hormigón.
MADERA	Marcos arriostrados	Edificios compuestos por vigas (o viguetas) y columnas (o postes) de madera, próximas entre sí. Los marcos pueden ser cubiertos por revestimiento de tablones de madera o madera contrachapada, formando muros perimetrales. Estructuras de piso y techo suelen ser vigas de madera revestidas con tablones. Las fuerzas laterales son resistidas por la estructura de marcos y muros de madera.
ACERO	Marcos de momento	Edificios compuestos por vigas y columnas de acero, con conexiones rígidas entre ellos. Estructuras de piso y techo suelen ser de estructura metálica recubierta con madera, hormigón o algún otro material constructivo. Las fuerzas laterales son resistidas por los marcos de momento de acero que desarrollan su rigidez a través de conexiones viga-columna rígidas o semi-rígidas. Cuando todas las conexiones son resistentes a momento, el marco entero participa en la resistencia lateral. Cuando sólo algunas conexiones son resistentes a momento, la resistencia es provista a través de las líneas sismorresistentes del marco.
	Marcos arriostrados	Edificios compuestos por vigas y columnas de acero, sin conexiones rígidas entre ellos pero con componentes diagonales que aportan a la rigidez en la dirección del elemento. Estructuras de piso y techo suelen ser de estructura metálica recubierta con madera, hormigón o algún otro material constructivo. Las fuerzas laterales son resistidas por diagonales de acero, soportando fuerzas de tracción y compresión. Cuando las conexiones diagonales son concéntricas, los esfuerzos de todos los miembros son primordialmente axiales. Cuando las conexiones diagonales son excéntricas, los elementos estructurales están sujetos a esfuerzos axiales, de flexión y corte.
HORMIGÓN	Hormigón armado	Edificios compuestos por elementos de hormigón reforzado con barras de acero. En su estructuración puede contener vigas, columnas y muros de corte. Estructuras de piso y techo suelen ser vigas o losas de hormigón. Las fuerzas laterales son resistidas por muros de corte de hormigón. En construcciones más recientes, se tiene menor densidad de muros, pero éstos son reforzados con elementos de borde y armadura destinada a proporcionar ductilidad.
	Hormigón simple	Edificios compuestos por elementos de hormigón. Su estructuración suele ser de muros densos, columnas y vigas. En construcciones antiguas, los muros están ligeramente reforzados, pero el acero no se extiende a lo largo de toda la estructura. Estructuras de piso y techo pueden ser losas de hormigón, madera o acero. Las fuerzas laterales son resistidas por muros de hormigón.

8.3. Configuración del edificio

En conjunto con la tipología definida, y a través del levantamiento de la construcción especificado en la cláusula 6, debe quedar claramente estipulado el tipo y la disposición de cada uno de los componentes estructurales verticales y horizontales existentes. También se deben identificar los componentes no estructurales que puedan afectar la rigidez o resistencia de algún componente estructural necesario para la transferencia de cargas.

Comentario: A través de la identificación de la configuración estructural del edificio se pueden determinar las primeras deficiencias del sistema estructural, las que podrían incluir discontinuidades en la transferencia de cargas, uniones débiles, irregularidades geométricas en planta y elevación, resistencias insuficientes y/o limitadas capacidades de deformación, entre otras.

8.3.1. Diafragmas

Los diafragmas deben clasificarse como flexibles o rígidos. Para ello se debe efectuar un análisis estructural que considere las rigideces relativas de los diafragmas y de los elementos verticales que componen el sistema sismorresistente asociado al diafragma en evaluación.

Un diafragma se define como flexible cuando la máxima deformación en el plano del diafragma debido a cargas laterales es mayor a dos veces el desplazamiento de entrepiso promedio de los elementos verticales ubicados en los extremos de la planta del sistema sismorresistente (asociado al diafragma en evaluación). En caso contrario, el diafragma se define como rígido.

Las losas de hormigón armado y las losas con placa colaborante diseñadas con colaboración total que consideren en su diseño la capacidad de transmitir los esfuerzos de corte sísmico a través de su plano, pueden ser consideradas como un diafragma rígido.

Para el propósito de clasificación de diafragmas, las deformaciones entre pisos y de diafragmas deben ser obtenidas usando la fuerza lateral especificada en 9.2.1.

8.4. Caracterización de materiales

Las propiedades de los materiales deben ser obtenidas a través de ensayos realizados *in situ*, de preferencia no destructivos.

En el caso de realizar ensayos destructivos, los resultados obtenidos se consideran aceptables si se cumple con la siguiente cantidad de muestras:

- a) Probetas de materiales: a lo menos tres.
- b) Probetas de sistemas constructivos: a lo menos una si se complementa con ensayos no destructivos o información de planos constructivos; y a lo menos tres si es el único método de recolección de información.

Comentario: Se le llama sistemas constructivos a los elementos estructurales compuestos, por ejemplo, muros de albañilería y elementos de hormigón armado.

Los ensayos destructivos deben ser complementados con ensayos no destructivos, en caso de ser posible, a fin de obtener un mayor conocimiento de las propiedades mecánicas del sistema constructivo.

En el caso de realizar ensayos no destructivos, los resultados obtenidos se consideran aceptables si se cumple con lo siguiente:

- a) Complementarios a ensayos destructivos: a lo menos 3 mediciones.
- b) Suplementarios a ensayos destructivos: a los menos 8 mediciones.

Comentario: Un ejemplo de lo anterior resulta en ensayar un murete de albañilería a través de ensayos destructivos y no destructivos para generar una relación entre los resultados de ambos ensayos y luego obtener indirectamente información del resto de muretes del sistema constructivo a través de ensayos no destructivos.

Todos los elementos estructurales intervenidos para realizar los ensayos deben ser reparados y/o repuestos con elementos similares a los presentes en la edificación original.

Comentario: En edificaciones que cuenten con parapetos, antetechos y/o antepechos es recomendable que de estos elementos se obtengan las muestras a ensayar, de modo de no afectar la resistencia del sistema estructural y que resulte de fácil reposición posterior al ensayo. En estructuras de más de un nivel se recomienda no extraer testigos desde elementos resistentes de los primeros niveles.

En caso de no poder realizar ensayos, ya sea constructivos o destructivos, o de no obtener la cantidad mínima de resultados aceptables, se permite utilizar los valores de referencia indicados en las cláusulas 8.4.2 a 8.4.5.

8.4.1. Consideraciones generales

De los resultados obtenidos a través de ensayos se deben considerar como valores esperados los resultados promedios de una muestra representativa del material, Por otro lado, los valores en el límite inferior corresponde al valor promedio menos una desviación estándar.

Si se cuenta con información de las resistencias nominales de los materiales indicados en planos o documentos de construcción, éstos deben ser considerados como valores de límite inferior.

8.4.2. Albañilería

Las propiedades mecánicas de los materiales de albañilería deben ser obtenidas a través de planos, especificaciones o algún otro documento de construcción en el caso que estos se encuentren disponibles. Cuando estos documentos no entreguen la información necesaria, ésta se debe obtener a través de ensayos, prefiriendo siempre ensayos de tipo no destructivo. Se deben obtener a lo menos las siguientes propiedades de materiales presentes en la edificación:

1	Resistencia a la compresión	f_m'
2	Resistencia al corte	ζ_0
3	Módulo de Young	E
4	Módulo de corte	G

Comentario: En caso de realizar ensayos de albañilería, se permite utilizar un prisma por paño del largo de un ladrillo a un ladrillo y medio, cumpliendo con las condiciones de la norma NCh2123.

En caso que no exista información histórica de la edificación, y no sea posible realizar ensayos (ya sea por mantención del inmueble o por estado de materiales), se podrán utilizar los valores por defecto presentados en la TABLA A- 4 del ANEXO E para calcular la capacidad de las secciones de albañilería según cláusula 9.4.2.

Comentario: Para los elementos de albañilería se proponen los siguientes factores de transformación de propiedades en el límite inferior a propiedades esperadas.

TABLA C 8-1.- FACTORES DE TRANSFORMACIÓN PROPIEDADES EN EL LÍMITE INFERIOR A ESPERADAS.

Propiedad	Factor
Resistencia a la compresión	1.30

8.4.3. Madera

Las propiedades mecánicas de las tipologías de madera deben ser obtenidas a través de planos, especificaciones o algún otro documento de construcción en caso que éstos existan. Se deben obtener a lo menos las siguientes propiedades de materiales presentes en la edificación:

1	Resistencia a la flexión	F_f
2	Resistencia a la compresión paralela	F_{cp}
3	Resistencia de cizalle	F_{cz}
4	Módulo de elasticidad en flexión	E_f

Cuando estos documentos no estén disponibles o no entreguen la información necesaria, ésta se debe obtener a través de ensayos, considerando preferentemente los del tipo no destructivo.

En caso que no exista información histórica de la edificación, y no sea posible realizar ensayos (ya sea por mantención del inmueble o por estado de materiales), se podrán utilizar los valores por defecto presentados en la TABLA A- 5 del ANEXO E para calcular la capacidad de las secciones de madera según cláusula 9.4.3.

Comentario: Para los elementos de madera se proponen los siguientes factores de transformación de propiedades en el límite inferior a propiedades esperadas.

TABLA C 8-2.- FACTORES DE TRANSFORMACIÓN PROPIEDADES EN EL LÍMITE INFERIOR A ESPERADAS.

<i>Propiedad</i>	<i>Factor</i>
Resistencia a la flexión	1.05

8.4.4. Hormigón

Las propiedades mecánicas de los materiales de hormigón deben ser obtenidas a través de planos, especificaciones o algún otro documento de construcción en el caso que estos se encuentren disponibles. Cuando estos documentos no entreguen la información necesaria, ésta se debe obtener a través de ensayos, prefiriendo siempre ensayos de tipo no destructivo. Se deben obtener a lo menos las siguientes propiedades de materiales presentes en la edificación:

1	Resistencia a la compresión	f'_c
2	Módulo de Young	E
3	Tensión de fluencia barras de refuerzo	f_y

En caso que no exista información histórica de la edificación, y no sea posible realizar ensayos (ya sea por mantención del inmueble o por estado de materiales), se podrán utilizar los valores por defecto presentados en el ANEXO E, en la TABLA A- 6 para hormigones y en la TABLA A- 7 para acero de refuerzo, para calcular la capacidad de las secciones de hormigón según cláusula 9.4.4.

Comentario: Para los elementos de hormigón se proponen los siguientes factores de transformación de propiedades en el límite inferior a propiedades esperadas.

TABLA C 8-3.- FACTORES DE TRANSFORMACIÓN PROPIEDADES EN EL LÍMITE INFERIOR A ESPERADAS.

<i>Propiedad</i>	<i>Factor</i>
Resistencia a la compresión hormigón	1.50
Tensión de fluencia acero de refuerzo	1.25

8.4.5. Acero

Las propiedades mecánicas de los aceros deben ser obtenidas a través de planos, especificaciones o algún otro documento de construcción en caso que estos se encuentren disponibles. Cuando estos documentos no entreguen la información necesaria, ésta se debe obtener a través de ensayos de campo, prefiriendo siempre ensayos de tipo no destructivos. Se debe determinar, a lo menos, las siguientes propiedades mecánicas y químicas de los materiales presentes en la edificación:

1	Tensión de fluencia	f_y
2	Tensión de rotura	f_u
3	Elongación de rotura	ε_u
4	Carbono equivalente	C_{eq}

En el caso que no exista información histórica de la edificación, y no sea posible realizar ensayos (ya sea por mantención del inmueble o por estado de materiales), se podrán utilizar los valores por defecto presentados en la TABLA A- 8 del ANEXO E para calcular la capacidad de las secciones de acero según cláusula 9.4.5.

Comentario: Para los elementos de acero se proponen los siguientes factores de transformación de propiedades en el límite inferior a propiedades esperadas.

TABLA C 8-4.- FACTORES DE TRANSFORMACIÓN PROPIEDADES EN EL LÍMITE INFERIOR A ESPERADAS.

Propiedad	Factor
Tensión de fluencia acero estructural	1.08

Según la clasificación química del material de acero, determinada mediante ensayos, se deberá definir la composición del elemento y verificar correspondencia con acero, hierro u algún otro material.

Comentario: La definición de valores por defecto para el acero resulta compleja por la gran variabilidad de opciones que existen y las consecuencias de adoptar determinadas propiedades mecánicas en el comportamiento de la estructura. Es por ello la importancia de caracterizar claramente el tipo de acero presente en la estructura. Dada la temporalidad en que fueron realizadas las construcciones históricas es posible encontrar diferentes tipos de hierro, dulce o fundido, más que acero estructural. A mayores contenidos de carbono se tendrá estructuras más rígidas, presentando fallas frágiles, versus estructuras con menor contenido de carbono que se comportarán más dúctilmente.

Cuando se trabaje con materiales que no correspondan estrictamente a aceros, sino más bien tipos de hierro, se debe aplicar un factor de reducción $\omega = 0.8$ a los valores por defecto presentados en TABLA A- 8.

Comentario: Los valores entregados en la TABLA A- 8 corresponden a valores de tensiones admisibles. Por lo tanto, en el caso de considerar propiedades obtenidas mediante ensayos, éstas deben corresponder a tensiones admisibles una correcta comparación.

8.5. Factor de confianza

Se define un factor de confianza k que refleja el nivel de conocimiento que se alcanza a partir de la información recopilada en el diagnóstico de la construcción y en la recopilación de antecedentes, de acuerdo a lo indicado en las cláusulas 6 y 8. Los valores de k se indican en la TABLA 8-3, y deben ser utilizados en los cálculos de capacidad de los componentes.

Comentario: Para el caso de análisis estático, se permite la utilización de antecedentes con el mínimo nivel de conocimiento. Sin embargo, para el caso de análisis no lineales se debe tener información más certera respecto de los materiales utilizados en la edificación.

TABLA 8-3.-RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN Y FACTOR DE CONFIANZA.

	Sin ensayos ^(a)	Con ensayos ^(b)
Evaluación de condición ^(c)	Visual	Exhaustiva
Descripción de la estructura	Descripción general	Descripción detallada de elementos y uniones
Factor de confianza, <i>k</i>	0.75	1.00

^(a) Propiedades de materiales se obtienen de valores por defecto presentados en ANEXO E.

^(b) Propiedades de materiales se obtienen a través de ensayos, ya sea destructivos, no destructivos o una combinación de ellos.

^(c) La evaluación de condición corresponde a la observación y análisis del estado actual, incluyendo deficiencias y mecanismos de deterioro de la edificación.

8.6. Comportamiento de componentes

Se debe definir el comportamiento sísmico que tendrá cada uno de los componentes del sistema sismorresistente, el que puede ser controlado por deformaciones o por fuerzas. El comportamiento sísmico se debe clasificar como Tipo 1, 2 o 3.

Comentario: Una respuesta controlada por deformaciones corresponde a un comportamiento dúctil, mientras que una respuesta controlada por fuerzas corresponde a un comportamiento frágil, controlado por resistencia. En el caso de estructuras históricas chilenas, se estima que la mayoría debiera presentar comportamientos frágiles.

La clasificación anterior debe realizarse según las curvas de fuerza versus deformación mostradas en la FIGURA 8-1.

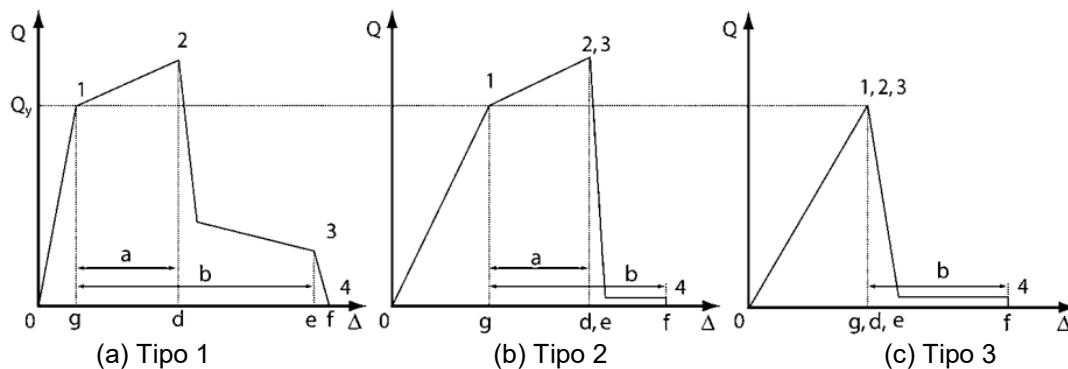


FIGURA 8-1.- CURVAS DE FUERZA VERSUS DEFORMACIÓN DEL COMPONENTE.

FUENTE: ASCE 41 – 13

- a) Tipo 1: Es representativa del comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (entre puntos 0-1) y un rango plástico (entre puntos 1-3), seguido por una pérdida de la capacidad de resistencia sísmica en el punto 3 y una pérdida de la capacidad de resistencia gravitacional en el punto 4. El rango plástico puede tener una pendiente post elástica positiva o negativa (entre puntos 1-2) y una región degradada por la fuerza con una resistencia residual no despreciable

para resistir fuerzas sísmicas y cargas de gravedad (entre puntos 2-3). Componentes estructurales que presenten este comportamiento deben ser clasificados como controlados por deformación si es que el rango plástico es tal que $d \geq 2g$; de otro modo, el componente debe ser considerado como controlado por fuerzas.

- b) Tipo 2: Es representativa del comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (entre puntos 0-1) y un rango plástico (entre puntos 1-3). El rango plástico puede tener una pendiente post elástica positiva o negativa (entre puntos 1-3) seguido por una pérdida sustancial de capacidad de resistencia sísmica en el punto 3. La pérdida de la habilidad para soportar cargas gravitacionales ocurre con la deformación asociada al punto 4. Componentes estructurales que presenten este comportamiento deben ser clasificados como controlados por deformación si es que el rango plástico es tal que $e \geq 2g$; de otro modo, el componente debe ser considerado como controlado por fuerzas.
- c) Tipo 3: Es representativa del comportamiento frágil o no dúctil donde hay un rango elástico (entre puntos 0-1) seguido por una pérdida de resistencia para soportar las cargas sísmicas en el punto 3 y la habilidad para soportar las cargas gravitacionales más allá del punto 4. Elementos estructurales que presenten este comportamiento deben ser considerados como controlados por fuerzas.

Para cualquier componente estructural, con alguno de los comportamientos presentados en la FIGURA 8-1, sólo se aceptan deformaciones hasta el punto 2.

Es importante considerar también que la fuerza Q, más allá del punto 3, decae considerablemente, y en algunos casos hasta aproximadamente cero.

Cuando no se conozcan las curvas de comportamiento de los elementos, se deben considerar como controlados por fuerza.

Comentario: La selección de la curva de comportamiento y del nivel de desempeño sísmico permite definir los criterios de aceptación a considerar durante la evaluación de la estructura.

Para componentes que presenten comportamientos de Tipo 1, se consideran criterios de aceptación basados en deformaciones, las que se pueden encontrar en el rango elástico o plástico (entre puntos 0 y 2) para componentes estructurales.

Para componentes que presenten comportamientos de Tipo 2, se consideran criterios de aceptación basados en deformaciones, las que se pueden encontrar en el rango elástico o plástico según el nivel de desempeño alcanzado.

Para componentes que presenten comportamientos de Tipo 3, se consideran criterios de aceptación basados en resistencias, y sus deformaciones se deben encontrar dentro del rango elástico.

Un mismo componente puede tener una combinación de comportamientos, según la respuesta (a flexión, corte, esfuerzo axial y torsión, entre otros) que se esté evaluando.

La clasificación del comportamiento del componente, ya sea controlado por fuerza o por deformación, no se debe efectuar a criterio del diseñador. Es por lo anterior que se presentan las curvas de comportamiento según fuerza versus deformación. En el caso que no se encuentren los criterios de aceptación o los factores de modificación de demanda por capacidad de deformación no lineal, será necesario considerar el elemento como controlado por fuerzas.

La FIGURA C 8-1 muestra una curva genérica fuerza versus deformación considerada en el modelo de análisis, y los criterios de aceptación de los componentes. Los conceptos ilustrados en la figura aplican a cualquiera de las materialidades básicas. El rango lineal se encuentra entre el punto A (elemento descargado) y el punto B (límite elástico efectivo). La pendiente entre los puntos B y C es generalmente un 10% de la pendiente elástica y es incluida para representar los fenómenos de endurecimiento por deformación post fluencia. En el punto C se inicia la degradación significativa de resistencia (línea C – D). Más allá del punto D, la resistencia del elemento es limitada, hasta llegar al punto E, donde la resistencia sísmica del componente es igual a cero.

Los límites de deformaciones aceptadas quedan supeditados a los niveles de desempeño sísmico escogidos: ocupación inmediata (OI), seguridad de la vida (SV) y prevención de colapso (PC); y del nivel de sismo evaluado: servicio (SDS), diseño (SDI) o máximo (SMP).

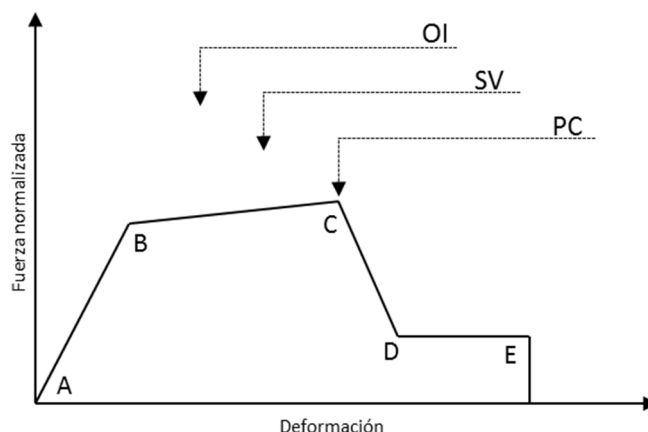


FIGURA C 8-1.-CRITERIOS DE MODELACIÓN Y ACEPTACIÓN DE COMPONENTE. FUENTE: ASCE 41 – 13.

8.7. Capacidad de componentes

Se debe determinar la capacidad de cada componente, en conformidad con las cláusulas 9.4.2 a 9.4.5, según corresponda.

8.7.1. Procedimientos lineales: Si se utilizan procedimientos de análisis lineal, la capacidad para comportamientos controlados por deformación está definida por el producto entre los factores m , el factor de confianza κ y la resistencia esperada Q_{CE} . Para el caso de comportamiento controlado por fuerza, la capacidad está dada por la resistencia en el límite inferior Q_{CL} . Lo anterior queda descrito en TABLA 8-4.

TABLA 8-4.- CÁLCULO DE CAPACIDAD POR ELEMENTO – PROCEDIMIENTOS LINEALES.

Parámetro	Controlado por deformación	Controlado por fuerzas
Capacidad	$m \cdot \kappa \cdot Q_{CE}$	$\kappa \cdot Q_{CL}$

8.7.2. Procedimientos no lineales: Si se utilizan procedimientos de análisis no lineal, la capacidad del componente para acciones controladas por deformación debe ser considerada igual al límite de deformación inelástico permitido. Para el caso de comportamiento controlado por fuerza, la capacidad está dada por la resistencia en el límite inferior, Q_{CL} . Lo anterior queda descrito en TABLA 8-5.

TABLA 8-5.- CÁLCULO DE CAPACIDAD POR ELEMENTO – PROCEDIMIENTOS NO LINEALES.

Parámetro	Controlado por deformación	Controlado por fuerzas
Capacidad de deformación	$\kappa \cdot \text{Límite deformación}$	N/A
Capacidad resistente	N/A	$\kappa \cdot Q_{CL}$

9. Análisis estructural

9.1. Selección método de análisis estructural

Se debe realizar un análisis de la estructura en su condición actual para determinar las fuerzas y deformaciones inducidas en los componentes por la acción sísmica seleccionada en conformidad con la cláusula 8.1.

Se debe determinar si los procedimientos de análisis serán del tipo lineal o no lineal y estático o dinámico, según las disposiciones de las cláusulas 9.1.1 a 9.1.3.

Comentario: Los procedimientos de análisis lineal son aquellos en que no se considera explícitamente en el modelo el comportamiento no lineal de los elementos.

Los procedimientos de análisis no lineal son aquellos en que los componentes pueden superar su límite elástico dado que el comportamiento histerético de los componentes es modelado explícitamente. Para la aplicación de estos procedimientos resulta fundamental determinar correctamente la capacidad de deformación del componente analizado.

El método no lineal estático, también llamado análisis de pushover, usa técnicas no lineales simplificadas para estimar las deformaciones sísmicas inelásticas de todos los elementos de la estructura. Por otro lado, el método no lineal dinámico, o también conocido como análisis no lineal de respuesta en el tiempo, requiere de buen juicio y experiencia profesional para llevarlo a cabo.

Los procedimientos estáticos son apropiados cuando las edificaciones son bajas y regulares. En el caso de edificios altos o con irregularidades se requiere utilizar procedimientos dinámicos de análisis. Procedimientos no lineales estáticos resultan aplicables en la mayoría de los edificios, pero debiese usarse en conjunto con procedimientos lineales dinámicos si la masa efectiva del primer modo de vibrar de la estructura es baja.

9.1.1. Limitaciones de uso de métodos lineales

Se debe determinar la aplicabilidad de los métodos lineales de análisis según las configuraciones de irregularidades estructurales listadas desde 9.1.1.1 hasta 9.1.1.2.2.

La determinación de irregularidades se debe efectuar para las estructuras original e intervenida.

Para determinar la aplicabilidad de los métodos lineales se deberá efectuar un análisis lineal, ya sea estático según 9.2.1 o dinámico según 9.2.2. Con los resultados del análisis se debe identificar la magnitud y distribución de las demandas inelásticas sobre los componentes estructurales. Lo anterior debe ser definido a través de los cocientes entre demanda y capacidad (DCR's), según se indica en la ecuación 9 – 1:

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (\text{Ec } 9 - 1)$$

En que:

Q_{UD} : Fuerza causada por cargas gravitacionales y cargas sísmicas calculadas según 9.3.1.1.
 Q_{CE} : Resistencia esperada del componente en análisis, calculadas para elementos controlados por deformación según las sub cláusulas 9.4.2 a 9.4.5.

Los cocientes entre demanda y capacidad (DCR's) deben ser calculados para cada solicitación (axial, corte y momento) y para cada componente del sistema sismorresistente. La solicitación crítica para cada componente corresponderá a la que exhiba el mayor DCR.

Si en la edificación existe alguna de las irregularidades listadas en las sub cláusulas 9.1.1.1 hasta 9.1.1.2.2 y el DCR de algún componente es mayor a 3 o al factor m correspondiente a la solicitud evaluada, entonces los métodos lineales no son aplicables y no deben usarse.

Comentario: Es importante notar que los cocientes entre demanda y capacidad (DCR) no son adecuados para aceptar comportamientos de algún componente, sino que solo para determinar el potencial de la estructura para responder en el rango no lineal.
Si todos los DCR's de un componente son iguales o menores a uno, se espera que ese componente responda elásticamente a las cargas sísmicas.
Es importante notar que en el caso de estructuras complejas, puede resultar más sencillo realizar directamente un análisis no lineal en vez de verificar la aplicabilidad de los procedimientos lineales.

9.1.1.1. Irregularidades verticales

Se deben verificar las irregularidades verticales estructurales listadas desde 9.1.1.1.1 hasta 9.1.1.1.5.

9.1.1.1.1. Discontinuidad en el plano: Se considera que existe una discontinuidad en el plano si cualquier elemento del sistema sismorresistente está presente en algún piso pero no continúa, o está desplazado dentro del plano del elemento, en el piso adyacente.

9.1.1.1.2. Irregularidad de rigidez - piso blando: Se debe verificar si hay mecanismo de piso blando por una discontinuidad en la rigidez lateral de alguna de las maneras siguientes:

- a) Se considera una discontinuidad en la rigidez lateral si en alguna dirección de la estructura la razón entre los promedios de los DCR en la misma dirección entre pisos adyacentes supera el 125%. El DCR promedio de un piso se debe obtener usando la ecuación 9-2:

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_1^n DCR_i V_i}{\sum_1^n V_i} \quad (\text{Ec } 9 - 2)$$

En que:

- DCR_i : DCR de la solicitud crítica para el elemento i del piso.
 V_i : Fuerza total de corte en el elemento i causada por la respuesta sísmica, considerando que la estructura permanece elástica
 n : Número total de elementos en el piso.

- b) Se considera un piso blando aquél cuya rigidez lateral es 0.7 veces la rigidez del piso superior o 0.8 veces la rigidez promedio de los tres pisos superiores al piso blando.

9.1.1.1.3. Irregularidad vertical geométrica: Se considera que existe irregularidad vertical geométrica cuando la dimensión horizontal del sistema resistente a las fuerzas laterales en cualquier piso son 1.3 veces las de un piso adyacente. No es necesario considerar los pisos de azotea de un solo nivel.

9.1.1.1.4. Irregularidad de capacidad - piso débil: Se considera una discontinuidad en capacidad si hay un piso cuya resistencia es 0.8 veces la resistencia del piso superior. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas que comparten el esfuerzo cortante del piso en la dirección bajo consideración.

9.1.1.1.5. Irregularidad de masa: Se considera que existe una irregularidad de masa cuando la masa sísmica de cualquier piso es 1.5 veces la masa sísmica de un piso adyacente. No es necesario considerar el nivel de techo.

9.1.1.2. Irregularidades en planta

Se debe verificar las irregularidades horizontales estructurales listadas desde 9.1.1.2.1 hasta 9.1.1.2.5.

9.1.1.2.1. Discontinuidad fuera del plano: Se considera que existe una discontinuidad fuera del plano si cualquier elemento del sistema sismorresistente se encuentra desplazado en relación al mismo elemento en algún piso adyacente.

9.1.1.2.2. Irregularidad torsional: Se considera que existen irregularidades torsionales si en alguno de los pisos con diafragma rígido se cumple alguna de las características siguientes, para cualquiera de las direcciones de análisis:

a) La razón entre el DCR del elemento crítico a un lado del centro de masa del piso y el DCR del elemento crítico al otro lado del centro de masa supera 1.5.

b) El máximo desplazamiento relativo del piso calculado incluyendo torsión accidental, en un extremo de la estructura transversal a un eje es más de 1.2 veces el promedio de los desplazamientos relativos del piso de los dos extremos de la estructura.

9.1.1.2.3. Esquinas reentrantes: Se debe considerar que existe irregularidad en planta cuando el sistema resistente a las fuerzas laterales posee planos con esquinas reentrantes tales que los retrocesos o avances ocasionados son mayores que el 15% de la dimensión del plano resistente en su dirección principal.

9.1.1.2.4. Discontinuidad de diafragma: Se considera que existe una irregularidad si los diafragmas con discontinuidades abruptas o variaciones de rigidez, incluyendo los que tienen áreas recortadas o abiertas mayores del 50% del área bruta encerrada del diafragma o cambios en la rigidez efectiva del diafragma mayores del 50% de un piso al siguiente.

9.1.1.2.5. Sistemas no paralelos: Se considera que existe una irregularidad si los elementos verticales resistentes a las cargas laterales no son paralelos ni simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales del sistema que resiste las fuerzas laterales.

9.1.2. Limitación de uso de análisis lineal estático:

Cuando sea permitido el uso de los métodos lineales de análisis, éste puede ser estático a menos que se observe al menos una de las siguientes características:

a) La estructura tiene más de 5 pisos o 20 metros de altura.

b) El período fundamental de la estructura, T , es mayor o igual a 3.5 veces T_c , según la TABLA A- 2 del ANEXO C.

c) La razón entre las dimensiones en planta de dos pisos adyacentes es mayor a 1.4.

d) Existe una irregularidad torsional en algún piso.

- e) Existe alguna irregularidad vertical.
- f) No se tiene un sistema sismorresistente ortogonal.

Comentario: Un sistema sismorresistente ortogonal se refiere a la relación entre los ejes de análisis en la edificación. Una estructura regular presenta sistemas con direcciones perpendiculares entre sí, en el caso de no cumplir con esto, el análisis lineal estático no puede ser utilizado.

9.1.3. Limitaciones de uso del análisis no lineal

Los métodos no lineales están permitidos en todos los edificios y deben ser usados cuando no se permitan los métodos lineales de análisis según se indica en 9.1.1.

En el caso que se observe participación significativa de los modos de vibrar altos, se deberá acompañar el análisis no lineal estático con un análisis lineal dinámico y se deberán cumplir los criterios de aceptación para ambos análisis.

9.2. Métodos de análisis estructural

9.2.1. Análisis lineal estático

En este método de análisis la acción sísmica se asimila a un sistema de fuerzas laterales cuyos efectos sobre la estructura se calculan siguiendo los procedimientos de la estática. Este sistema de fuerzas horizontales, aplicadas en el centro de masas de cada una de las partes, se define en las cláusulas 9.2.1.1 a 9.2.1.3.

9.2.1.1. Período

Se debe obtener el período fundamental de la edificación a través de alguna de las siguientes opciones:

- a) Analíticamente.
- b) Experimentalmente: a través de sistemas de medición de vibraciones ambientales instalados en la estructura.

9.2.1.2. Esfuerzo de corte basal

El esfuerzo de corte basal está dado por:

$$Q_0 = S_a \frac{W}{g} \quad (\text{Ec 9 - 3})$$

En que:

- S_a : Aceleración espectral obtenida del espectro definido en cláusula 8.1.4 para el período de la estructura en la dirección de análisis.
- W : Peso sísmico total de la estructura sobre el nivel basal, donde se debe considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no debe ser menor a 25% en edificios sin aglomeración de personas o cosas, ni menor a 50% en edificios con esa aglomeración.
- g : Aceleración de gravedad.

9.2.1.3. Distribución de fuerzas

Las fuerzas sísmicas horizontales pueden calcularse por la expresión:

$$F_i = \frac{A_i P_i}{\sum_{j=1}^N A_j P_j} Q_0 \quad (\text{Ec } 9 - 4)$$

En que:

$$A_i = \sqrt{1 - \frac{Z_{i-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_i}{H}} \quad (\text{Ec } 9 - 5)$$

9.2.2. Análisis lineal dinámico o modal espectral

Es posible utilizar este método para todas las estructuras que presenten modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales del orden de 5% del amortiguamiento crítico.

Se debe incluir en el análisis todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las dos acciones sísmicas, sea mayor o igual a un 90% de la masa total.

Comentario: Los métodos de combinación modal a considerar en el análisis modal espectral debe corresponder a los especificados en NCh433.

9.2.3. Análisis no lineal estático

Al utilizar este método se deben incluir en el modelo matemático las características no lineales de carga versus deformación para cada componente de la estructura que es sometido a cargas laterales que aumentan monotónicamente, representando las fuerzas inerciales originadas durante un sismo hasta alcanzar un desplazamiento de techo objetivo.

Para efectos de esta norma, el desplazamiento de techo objetivo, δ_u , se debe obtener como la ordenada del espectro elástico de desplazamiento S_{de} , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, asociado al período del modo con mayor masa traslacional en la dirección del análisis, multiplicada por un factor de 1.3.

$$\delta_u = 1.3 S_{de}(T_{ag}) \quad (\text{Ec } 9 - 6)$$

Comentario: El desplazamiento objetivo representa al máximo desplazamiento que alcanza la estructura durante un sismo, y a través de éste obtener las fuerzas internas máximas aproximadas en cada elemento del sistema estructural.

Se deben incluir explícitamente en el modelo los comportamientos fuerza-deformación de todos los componentes a través de curvas representativas que incluyan la degradación de resistencia o resistencia residual.

9.2.4. Análisis no lineal dinámico

Se permite la utilización de un método no lineal dinámico, siempre y cuando las hipótesis del cálculo queden explícitas, debidamente justificadas y cumplan con las leyes constitutivas de los materiales.

9.3. Combinaciones de carga

Para efectos de esta norma, se deben utilizar las siguientes combinaciones de cargas gravitacionales (cargas permanentes más sobrecargas de uso) y cargas sísmicas, según corresponda, conforme al método de análisis escogido según cláusula 9.2.

9.3.1. Métodos lineales

Para los métodos lineales de análisis, descritos en las cláusulas 9.2.1 y 9.2.2, se deben considerar las siguientes combinaciones de cargas gravitacionales, Q_G , y su interacción con las cargas sísmicas según corresponda en 9.3.1.1 o 9.3.1.2.

$$Q_G = 1.1 (D + L) \quad (\text{Ec 9 - 7})$$

$$Q_G = 0.9 D \quad (\text{Ec 9 - 8})$$

Comentario: La primera de las combinaciones de carga considera que la demanda sísmica y la demanda gravitacional son aditivas. Por otro lado, la segunda ecuación de combinaciones representa que las demandas sísmicas y gravitacionales se contrarrestan. El análisis debe considerar ambas opciones y verificar la mayor demanda obtenida de los resultados.

Ya sea para análisis estáticos o dinámicos se deben utilizar las siguientes demandas, según el comportamiento del componente escogido para cada solicitud en 8.6.

9.3.1.1. Solicitaciones controladas por deformación

La demanda Q_{UD} , debe ser obtenida como sigue:

$$Q_{UD} = Q_G \pm E \quad (\text{Ec 9 - 9})$$

En que:

- Q_G : Cargas gravitacionales según 9.3.1.
- E : Cargas sísmicas según 8.1.

9.3.1.2. Solicitaciones controladas por fuerza

La demanda Q_{UF} debe ser obtenida como sigue:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{E}{C_1 \cdot J} \quad (\text{Ec 9 - 10})$$

En que:

- Q_G : Cargas gravitacionales según 9.3.1.
- E : Cargas sísmicas según 8.1.
- C_1 : Factor de modificación según TABLA 9-1.
- J : Factor de reducción por traspaso de fuerzas, con valor igual o mayor que 1, tomado como el menor de los cocientes demanda capacidad (DCR) entre todos los componentes que traspasan cargas al componente en análisis. En el caso que no se calculen los DCR's, se puede considerar igual a 2 para cualquier objetivo de desempeño considerado, excepto para ocupación inmediata, que debe considerarse igual a 1.

Comentario: El factor de modificación C_1 corresponde al producto de dos factores. Uno de ellos relaciona los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados a partir de la respuesta elástica lineal, mientras que el otro factor representa el efecto de las curvas de histéresis para los ciclos de carga y la degradación de la rigidez y resistencia en el desplazamiento máximo de respuesta.

TABLA 9-1.- VALORES PARA FACTOR DE MODIFICACIÓN C_1 .

Período fundamental	Factor de modificación C_1		
	$m_{m\acute{a}x} < 2^{(a)}$	$2 \leq m_{m\acute{a}x} < 6^{(a)}$	$m_{m\acute{a}x} \geq 6^{(a)}$
$T \leq 0.3$	1.1	1.4	1.8
$0.3 < T \leq 1.0$	1.0	1.1	1.2
$T \geq 1.0$	1.0	1.0	1.1

^(a) $m_{m\acute{a}x}$ corresponde al mayor factor m de todos los elementos del sistema sismorresistente del edificio en la dirección que se está analizando.

Comentario: La diferencia entre el comportamiento controlado por deformación y el comportamiento controlado por fuerzas es que el segundo no permite deformaciones más allá del rango elástico, es por esto que la demanda en estos componentes no puede superar la capacidad (resistencia) de los mismos. Idealmente, se debiese identificar el mecanismo inelástico del edificio, y las solicitaciones controladas por fuerza ser determinadas a través de un análisis de estado límite utilizando ese mecanismo. Este enfoque genera una estimación conservadora de las solicitaciones, incluso si se escoge un mecanismo incorrecto.

9.3.2. Métodos no lineales

Para métodos no lineales de análisis, descritos en la cláusula 9.2.3, se debe considerar la siguiente carga gravitacional, Q_G , y su interacción con las cargas sísmicas.

$$Q_G = D + L \quad (\text{Ec } 9 - 11)$$

Las fuerzas sísmicas deben ser aplicadas en ambos sentidos, y el máximo efecto producto de ellas debe ser utilizado para el análisis.

9.4. Parámetros de modelación y criterios de aceptación

La evaluación del sistema sismorresistente se debe hacer según se indica en las subcláusulas 9.4.1 hasta 9.4.5, según la tipología presente en la edificación.

9.4.1. Requerimientos generales

9.4.1.1. Criterios de aceptación para métodos lineales

Se deben verificar las ecuaciones presentadas en 9.4.1.1.1 y 9.4.1.1.2, según corresponda, para comprobar si la estructura cumple con lo esperado.

Además de lo anterior se debe verificar que los momentos en los elementos horizontales de grandes luces, generados por cargas gravitacionales, no excedan el 75% de la capacidad en cualquier punto a lo largo del elemento. Si efectivamente se excede el 75% de la capacidad, deberá hacerse un análisis de la posibilidad de incursión inelástica al momento de la carga sísmica.

Comentario: Resulta importante la verificación del porcentaje de la capacidad utilizada por las cargas gravitacionales, ya que al momento de ocurrir el evento sísmico es muy probable que se alcance la capacidad del elemento y éste incurra en el rango no lineal, pudiendo generar mecanismos de daño no deseados.

9.4.1.1.1. Solicitaciones controladas por deformación

Para métodos de análisis estáticos o dinámicos, las solicitaciones controladas por deformación deben cumplir con lo siguiente:

$$m \cdot k \cdot Q_{CE} > Q_{UD} \quad (\text{Ec } 9 - 12)$$

*Comentario: Es necesario recordar que el factor m depende del objetivo de desempeño escogido, por lo tanto el criterio de aceptación varía según el comportamiento requerido.
En el caso de secciones controladas por deformación, se debe cumplir que la resistencia esperada de la estructura sea igual o superior a la demanda sobre ella, es por esto que la resistencia se debe calcular con los valores esperados de los materiales.*

Se definen los factores de modificación de capacidad para el caso de análisis lineal según el objetivo de desempeño determinado en 7.2 para cada materialidad en las cláusulas 9.4.2 hasta 9.4.5.

9.4.1.1.2. Solicitaciones controladas por fuerzas

Para métodos de análisis estáticos o dinámicos, las solicitaciones controladas por fuerzas deben cumplir con lo siguiente:

$$k \cdot Q_{CL} > Q_{UF} \quad (\text{Ec } 9 - 13)$$

Comentario: En el caso de secciones controladas por fuerzas, se debe cumplir que la resistencia mínima de la estructura sea igual o superior a la demanda sobre ella, es por esto que la resistencia se debe calcular con los valores en el límite inferior de los materiales, correspondiente a los valores medios menos una desviación estándar.

9.4.1.2. Criterios de aceptación para métodos no lineales

Se deben verificar las cláusulas 9.4.1.2.1 y 9.4.1.2.2, según corresponda, para comprobar si la estructura permite alcanzar los objetivos de desempeño esperados. Además, debe verificarse que la formación de rótulas plásticas se produzca en los extremos del elemento, a menos que éstas estén explícitamente consideradas en el modelo de análisis.

Comentario: Los mecanismos de daño aceptados por la disciplina consideran la formación de rótulas plásticas en los extremos de los elementos y que se formen primero en los elementos horizontales, de manera que los elementos verticales continúen soportando las cargas gravitacionales y prevenir el colapso de la estructura.

9.4.1.2.1. Solicitaciones controladas por deformación

Los componentes del sistema sismorresistente deben tener capacidades de deformación esperadas no menores que las demandas de deformación máxima calculadas cuando la estructura alcanza los desplazamientos objetivos.

Se definen los parámetros de modelación para el caso de análisis no lineal y sus respectivos criterios de aceptación, según el objetivo de desempeño determinado en 7.2, para cada materialidad descrita en las cláusulas 9.4.2 a 9.4.5.

9.4.1.2.2. Solicitaciones controladas por fuerzas

Los componentes del sistema sismorresistente deben tener resistencias en el límite inferior mayores que las fuerzas máximas actuando sobre el componente, obtenidas mediante análisis.

9.4.2. Albañilería

Para todas las edificaciones con tipologías correspondientes a albañilería, según cláusula 8.2, se debe satisfacer lo indicado en 9.4.2.1, 9.4.2.2 o 9.4.2.3, según corresponda.

Los modelos matemáticos para representar la estructura deben contener lo siguiente:

- a) Dimensiones y propiedades seccionales de cada elemento;

- b) Estructuración de componentes y presencia de excentricidades o deformaciones permanentes;
- c) Configuración de conexiones; y
- d) Propiedades y presencia de diafragmas rígidos.

9.4.2.1. Albañilería simple

Para todas las edificaciones con muros de albañilería simple se debe cumplir lo indicado en 9.4.2.1.1 hasta 9.4.2.1.3.

9.4.2.1.1. Resistencia

Se debe obtener la resistencia nominal de cada elemento de albañilería simple para solicitaciones de corte y axial, según sus tipos de fallas típicas, aplastamiento, tensión diagonal y compresión axial, entre otros.

9.4.2.1.1.1. Falla por aplastamiento

Se debe obtener la resistencia lateral en el límite inferior (Q_{CL}) del muro de albañilería para falla por aplastamiento como se indica en la siguiente ecuación:

$$Q_{CL} = V_A = (\alpha P_D + 0.5 P_W) \left(\frac{l}{h_{ef}} \right) \left(1 - \frac{f_a}{0.7 f'_m} \right) \quad \text{Ec (9 - 14)}$$

En que:

- V_A : Límite inferior de resistencia a corte para falla por aplastamiento.
- α : Factor igual a 0.5 para muros en voladizo o igual a 1.0 para muros empotrados.
- h_{ef} : Altura efectiva del muro de albañilería.
- l : Longitud del muro de albañilería.
- P_D : Carga superpuesta de peso propio en la superficie del elemento (Ej: revestimientos).
- P_W : Peso propio del elemento.
- f_a : Esfuerzo de compresión axial causado por cargas gravitacionales según Ec 9 - 7.
- f'_m : Límite inferior de resistencia a compresión de albañilería, obtenida según 8.4.2.

9.4.2.1.1.2. Falla por tensión diagonal

Se debe obtener la resistencia lateral en el límite inferior (Q_{CL}) del muro de albañilería para falla por tensión diagonal como se indica en la siguiente ecuación:

$$Q_{CL} = V_{DT} = (\gamma f'_{td} A_n) \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{td}}} \quad \text{Ec (9 - 15)}$$

En que:

- V_{DT} : Resistencia a corte en el límite inferior para falla por tensión diagonal.
- γ : Factor que relaciona la esbeltez del muro. $\gamma = \begin{cases} 0.67 & l/h_{ef} < 0.67 \\ l/h_{ef} & 0.67 \leq l/h_{ef} \leq 1 \\ 1.0 & l/h_{ef} > 1.0 \end{cases}$
- h_{ef} : Altura efectiva del muro de albañilería.
- l : Longitud del muro de albañilería.
- A_n : Área neta de mortero o sección rellena del muro.
- f_a : Esfuerzo de compresión axial causado por cargas gravitacionales según Ec 9 - 7.

f'_{td} : Límite inferior de resistencia a tensión diagonal de albañilería, puede ser reemplazada por $\frac{0.75(\tau_0 + P_D/A_n)}{1.5}$, donde τ_0 es obtenido según 8.4.2.

9.4.2.1.1.3. Falla por compresión vertical

Se debe obtener la resistencia lateral en el límite inferior (Q_{CL}) del muro de albañilería para falla por compresión vertical como se indica en la siguiente ecuación:

$$Q_{CL} = P_{CL} = 0.80(0.85f'_m A_n) \quad \text{Ec (9 – 16)}$$

En que:

P_{CL} : Límite inferior de resistencia a compresión axial para falla por compresión vertical.
 A_n : Área neta de mortero o sección rellena del muro.
 f'_m : Límite inferior de resistencia a compresión de albañilería, obtenida según 8.4.2.

9.4.2.1.2. Rigidez

La rigidez de los muros de albañilería simple debe ser determinada considerando deformaciones axiales, de corte y de flexión. La rigidez debe ser determinada mediante principios mecánicos considerando un comportamiento único y homogéneo entre los bloques de albañilería y el mortero de pega.

Comentario: En el caso que se tengan muros de albañilería simple en voladizo, se propone la siguiente ecuación para obtener la rigidez lateral (K):

$$K = \frac{1}{\frac{h_{ef}^3}{3I_g E_m} + \frac{h_{ef}}{A_v G_m}} \quad (\text{Ec C9 – 1})$$

En que:

h_{ef} : Altura efectiva del muro de albañilería;
 E_m : Módulo de elasticidad albañilería;
 I_g : Momento de inercia de la sección bruta no agrietada;
 G_m : Módulo de corte albañilería según 8.4.2.
 A_v : Área de corte del muro de albañilería.

9.4.2.1.3. Comportamiento

El comportamiento de los elementos de albañilería simple debe ser considerado controlado por fuerzas y por lo tanto cumplir con los criterios de aceptación presentados en 9.4.1.1.2 para análisis con métodos lineales y 9.4.1.2.2 para análisis con métodos no lineales.

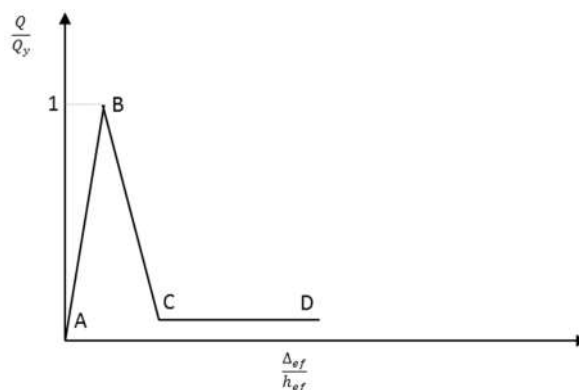


FIGURA 9-1.- CURVA GENERALIZADA DE FUERZA VERSUS DEFORMACIÓN PARA ELEMENTOS DE ALBAÑILERÍA CONTROLADOS POR FUERZAS.

9.4.2.2. Albañilería armada

Para todas las edificaciones con muros de albañilería armada se debe cumplir lo indicado en 9.4.2.2.1 hasta 9.4.2.2.3.

9.4.2.2.1. Resistencia

Se debe determinar la resistencia nominal de cada elemento de albañilería armada, mediante las ecuaciones de NCh1928.

9.4.2.2.2. Rigidez

Se debe obtener la rigidez lateral de los muros de albañilería armada a través de los principios de la mecánica de materiales, considerando lo siguiente:

- a) La rigidez de corte de los muros de albañilería armada debe considerar las propiedades de las secciones no agrietadas; y
- b) La rigidez a flexión de los muros de albañilería armada debe considerar las propiedades de las secciones agrietadas. Se permite el uso de un momento de inercia agrietado igual al 50% de la inercia de la sección no agrietada.

9.4.2.2.3. Comportamiento

Los muros de albañilería armada pueden tener comportamientos controlados por deformación o controlados por fuerzas, esto debe quedar determinado según lo especificado en 8.6.

9.4.2.2.3.1. Controlados por fuerzas

Los muros de albañilería armada que presentan un comportamiento controlado por fuerzas deben cumplir con los criterios de aceptación presentados en 9.4.1.1.2 para análisis con métodos lineales y 9.4.1.2.2 para análisis con métodos no lineales.

Los muros de albañilería armada que presentan un comportamiento controlado por fuerzas se podrán asociar a una relación generalizada de fuerza – deformación como la indicada en la FIGURA 9-1.

9.4.2.2.3.2. Controlados por deformación

Los muros de albañilería armada que presentan un comportamiento controlado por deformación se podrán asociar a una relación generalizada de fuerza – deformación como la indicada en la FIGURA 9-2.

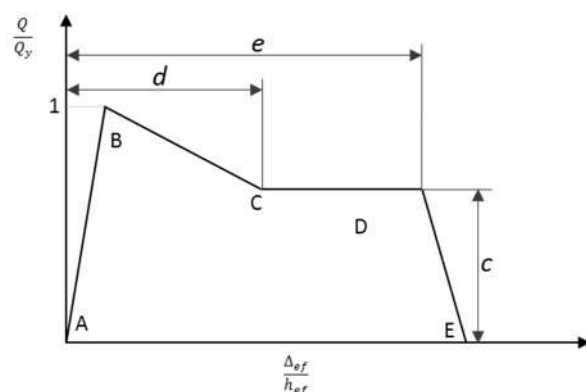


FIGURA 9-2.- CURVA GENERALIZADA DE FUERZA VERSUS DEFORMACIÓN PARA ELEMENTOS DE ALBAÑILERÍA CONTROLADOS POR DEFORMACIÓN.

Para métodos no lineales, la modelación de estas curvas puede realizarse a través de los valores entregados en la TABLA 9-2, según corresponda, o mediante cálculos justificados basados en la mecánica de materiales, para cada uno de los elementos estructurales. Asociados a estos parámetros se entregan los criterios de aceptación que deben ser cumplidos según 9.4.1.2.1.

TABLA 9-2.- PARÁMETROS DE MODELACIÓN Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MÉTODOS NO LINEALES – ALBAÑILERÍA ARMADA.

Condiciones			Parámetros de modelación			Criterio de aceptación ^(a) (g)			
			Razón de resistencia a residual	Deformación entre piso (%)		Deformación entre piso (%)			
						Objetivo de desempeño			
Clase ^(b)	$\frac{f_{ae}(c)}{f_{me}}$	$\frac{\rho_g f_{ye}(d)}{f_{me}}$	c	d (%)	e (%)	OI	DC ^(e)	SV	PC
I	0,000	≤0,01	0,5	2,1	4,1	0,8	1,60	3,1	4,1
		0,05	0,6	0,8	1,6	0,3	0,60	1,2	1,6
		≥0,2	0,7	0,3	0,6	0,1	0,20	0,5	0,6
I	0,038	≤0,01	0,4	0,8	1,5	0,3	0,60	1,1	1,5
		0,05	0,5	0,5	1,0	0,2	0,40	0,7	1,0
		≥0,2	0,6	0,3	0,6	0,1	0,20	0,4	0,6
	0,075	≤0,01	0,3	0,4	0,9	0,2	0,40	0,7	0,9
		0,05	0,4	0,4	0,7	0,1	0,20	0,5	0,7
		≥0,2	0,5	0,2	0,5	0,1	0,20	0,4	0,5
II ^(f)	-	-	0,4	0,75	2,0	0,4	0,50	0,75	1,5

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos mediante interpolación lineal.

(b) Clase I se asocia a muros controlados por flexión y Clase II se asocia a muros controlados por corte.

(c) f_{ae}/f_{me} debe obtenerse basado en las fuerzas de compresión producto de las cargas gravitacionales según las combinaciones de carga de 9.39.3.

(d) $\rho_g = \rho_v + \rho_h$; donde ρ_v corresponde a la cuantía de refuerzo vertical y ρ_h a la cuantía de refuerzo horizontal.

(e) Los criterios de aceptación del objetivo de desempeño de DC representan una interpolación entre OI y SV.

(f) Para componentes controlados por corte, el esfuerzo axial f_{ae} debe ser menor o igual a $0,15f_{me}$. De otra manera, éste debe ser analizado como controlado por fuerzas.

(g) Valores asociados a una relación de $l/h_{ef} = 1 \pm 0,5$. En el caso de tener otra relación, se debe obtener la curva de comportamiento y justificar criterios de aceptación.

Para métodos lineales se deberán obtener los factores m según TABLA 9-3, y ser aplicados en los criterios de aceptación según 9.4.1.1.1.

TABLA 9-3.- CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MÉTODOS LINEALES – ALBAÑILERÍA ARMADA.

Condiciones			Factores $m^{(a)(g)}$			
			Objetivo de desempeño			
Clase ^(b)	$\frac{f_{ae(c)}}{f_{me}}$	$\frac{\rho_g f_{ye(d)}}{f_{me}}$	OI	DC ^(e)	SV	PC
I	0,000	$\leq 0,01$	4,0	5,0	7,0	8,0
		0,05	3,5	4,5	6,5	7,5
		$\geq 0,2$	1,5	2,0	3,0	4,0
I	0,038	$\leq 0,01$	4,0	5,0	7,0	8,0
		0,05	2,5	3,3	5,0	6,5
		$\geq 0,2$	1,5	1,8	2,5	3,5
	0,075	$\leq 0,01$	2,5	3,3	5,0	6,5
		0,05	2,0	2,5	3,5	4,5
		$\geq 0,2$	1,5	1,8	2,5	3,5
II ^(f)	-	-	2,0	2,0	2,0	3,0

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos mediante interpolación lineal.

(b) Clase I se asocia a muros controlados por flexión y Clase II se asocia a muros controlados por corte.

(c) f_{ae}/f_{me} debe obtenerse basado en las fuerzas de compresión producto de las cargas gravitacionales según las combinaciones de carga de 9.39.3.

(d) $\rho_g = \rho_v + \rho_h$; donde ρ_v corresponde a la cuantía de refuerzo vertical y ρ_h a la cuantía de refuerzo horizontal.

(e) Los criterios de aceptación del objetivo de desempeño de DC representan una interpolación entre OI y SV.

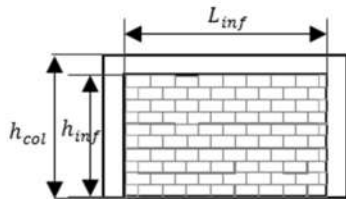
(f) Para componentes controlados por corte, el esfuerzo axial f_{ae} debe ser menor o igual a $0,15f_{me}$. De otra manera, éste debe ser analizado como controlado por fuerzas.

(g) Valores asociados a una relación de $l/h_{ef} = 1 \pm 0,5$. En el caso de tener otra relación, se debe obtener la curva de comportamiento y justificar criterios de aceptación.

9.4.2.3. Albañilería confinada

Para todas las edificaciones con muros de albañilería confinada se debe cumplir lo indicado en 9.4.2.3.1 hasta 9.4.2.2.1.

Comentario: Para muros de albañilería confinada es importante considerar las alturas y desplazamientos efectivos del relleno y las columnas que lo confinan según su estructuración. Para aclarar esto se presenta la Figura C 9-1.



En que:

L_{inf} : Longitud relleno de albañilería.

h_{inf} : Altura efectiva paño de albañilería.

h_{col} : Altura efectiva columna de confinamiento.

FIGURA C 9-1.- ESTRUCTURACIÓN Y GEOMETRÍA EN MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA.

9.4.2.3.1. Resistencia

Se debe determinar la resistencia nominal de cada elemento de albañilería confinada, mediante las ecuaciones especificadas en NCh2123.

9.4.2.3.2. Rigidez

La rigidez de los muros de albañilería confinada debe ser determinada considerando deformaciones de corte y flexión. Esta debe ser obtenida mediante principios mecánicos considerando un comportamiento único y homogéneo entre los bloques de albañilería y el marco que lo confina.

Comentario: En el caso de albañilería confinada en voladizo, se propone la siguiente ecuación para obtener la rigidez lateral (K), considerando al muro como una columna compuesta en voladizo, donde las columnas que confinan son las alas y el paño de albañilería el alma:

$$K = \frac{1}{\frac{1}{k_{fl}} + \frac{1}{k_c}} \quad (\text{Ec C9} - 2)$$

En que:

k_{fl} : Rigidez equivalente a flexión, con aporte de las columnas según Ec C9 – 3.

k_c : Rigidez equivalente a corte, con aporte de columnas y albañilería según Ec C9 – 4.

$$k_{fl} = \frac{3E_c I_{ce}}{h_{col}^3} \quad (\text{Ec C9} - 3)$$

En que:

I_{ce} : Momento de inercia de la sección transformada de hormigón, considerando agrietamiento.

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón.

h_{col} : Altura de la columna del marco que confina.

$$k_c = \frac{G_m A_{inf}}{h_{inf}} \quad (\text{Ec C9} - 4)$$

En que:

h_{inf} : Altura del muro de albañilería.

G_m : Módulo de corte albañilería según 8.4.2.

A_{inf} : Área de la sección del muro de albañilería.

9.4.2.3.3. Comportamiento

Los muros de albañilería confinada pueden presentar comportamientos controlados por deformación o controlados por fuerzas, esto debe ser determinado según lo especificado en 8.6.

9.4.2.3.3.1. Controlados por fuerzas

Los muros de albañilería confinada que presentan un comportamiento controlado por fuerzas deben cumplir con los criterios de aceptación presentados en 9.4.1.1.2 para análisis con métodos lineales y 9.4.1.2.2 para análisis con métodos no lineales.

Los muros de albañilería confinada que presentan un comportamiento controlado por fuerzas se podrán asociar a una relación generalizada fuerza – deformación como la indicada en la FIGURA 9-1.

9.4.2.3.3.2. Controlados por deformación

Los muros de albañilería confinada que presentan un comportamiento controlado por deformación se podrán asociar a una relación generalizada fuerza – deformación como la indicada en la FIGURA 9-2.

Para métodos no lineales la modelación de estas curvas puede realizarse a través de los valores entregados en la TABLA 9-4, según corresponda, o mediante cálculos justificados basados en la mecánica de materiales, para cada uno de los elementos estructurales. Asociados a estos parámetros se entregan los criterios de aceptación que deben ser cumplidos según 9.4.1.2.1.

TABLA 9-4.- PARÁMETROS DE MODELACIÓN Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MÉTODOS NO LINEALES – ALBAÑILERÍA CONFINADA.

Condiciones	Parámetros de modelación		Criterio de aceptación ^{(a)(d)}			
	Razón de resistencia residual	Deformación entre piso (%)	Deformación entre piso (%)			
			Objetivo de desempeño			
$\beta = \frac{V_{cv}^{(b)}}{V_{inf}}$	c	d (%) e (%) ^(c)	OI	DC	SV	PC
$\beta < 0,7$	-	0,4	-	-	0,3	-
$0,7 \leq \beta < 1,3$	-	0,8	-	-	0,6	-
$\beta \geq 1,3$	-	1,2	-	-	0,9	-

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación. Solo hay valores para seguridad de la vida.

(b) V_{cv} corresponde a la capacidad de corte esperada de las columnas; V_{inf} corresponde a la capacidad de corte esperada del paño de albañilería.

(c) Se permite considerar e igual a d.

(d) Valores asociados a una relación de $l/h_{ef} = 1 \pm 0.5$. Para otras relaciones de aspecto, se deben considerar los elementos controlados por fuerzas o bien justificar otros valores.

Para métodos lineales se deberán obtener los factores m según TABLA 9-5, y ser aplicados en los criterios de aceptación según 9.4.1.1.1.

TABLA 9-5.- CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MÉTODOS LINEALES – ALBAÑILERÍA CONFINADA.

Condiciones	Factores $m^{(a)(d)}$			
	Objetivo de desempeño			
$\beta = \frac{V_{cv}^{(b)}}{V_{inf}}$	OI	DC ^(c)	SV	PC
$\beta < 0,7$	1,0	1,8	3,5	-
$0,7 \leq \beta < 1,3$	1,2	2,5	5,2	-
$\beta \geq 1,3$	1,2	3,1	7,0	-

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación lineal. Solo hay valores para seguridad de la vida.

(b) V_{cv} corresponde a la capacidad de corte esperada de las columnas. V_{inf} corresponde a la capacidad de corte esperada del paño de albañilería.

(c) Se permite considerar e igual a d.

(d) Valores asociados a una relación de $l/h_{ef} = 1 \pm 0.5$. Para otras relaciones de aspecto, se deben considerar los elementos controlados por fuerzas o bien justificar otros valores.

9.4.3. Madera

Para todas las edificaciones con tipologías correspondientes a madera, según cláusula 8.2, se debe cumplir lo indicado en 9.4.3.1 hasta 9.4.3.3.

Los modelos matemáticos para representar la estructura deben contener lo siguiente:

- Dimensiones y propiedades seccionales de cada elemento;
- Estructuración de componentes y presencia de excentricidades o deformaciones permanentes;
- Configuración de conexiones; y
- Propiedades y presencia de diafragmas rígidos.

9.4.3.1. Resistencia

Se debe determinar la resistencia nominal de cada elemento de madera, usando las ecuaciones y procedimientos especificados en NCh1198.

9.4.3.2. Rigidez

Se debe determinar la rigidez efectiva de los elementos de madera. Los cálculos se deben efectuar en conformidad con los principios de la mecánica de materiales y pueden ser basados en lo expresado en NCh1198.

Comentario: La rigidez del sistema sismorresistente resulta decisiva en las deflexiones que presentan los elementos. Se propone la siguiente ecuación para estimar la deformación de fluencia de los muros de madera:

$$\Delta_y = \frac{v_y h}{G_d} + \left(\frac{h}{b}\right) d_a \quad (\text{Ec C9 - 5})$$

En que:

- h* : Altura del muro de madera.
- v_y* : Corte por unidad de longitud en fluencia en la dirección bajo consideración.
- G_d* : Rigidez a corte del muro.
- b* : Ancho del muro de madera.
- d_a* : Elongación del anclaje al final de muro dependiente de la carga sobre el elemento.

Para estimar la rigidez a corte del muro, se proponen los siguientes casos:

TABLA C 9-1.- RIGIDEZ DE CORTE MUROS DE MADERA.

Tipo muro		Rigidez a corte (<i>G_d</i>) (<i>kN/m</i>)
Recubrimiento recto	-	350
Recubrimiento diagonal	Acordonado	1400
	No acordonado	700

9.4.3.3. Comportamiento

9.4.3.3.1. Controlados por fuerzas

Los elementos de madera que presentan un comportamiento controlado por fuerzas deben cumplir con los criterios de aceptación presentados en 9.4.1.1.2 para análisis con métodos lineales y 9.4.1.2.2 para análisis con métodos no lineales.

9.4.3.3.2. Controlados por deformación

A los elementos de madera que presentan un comportamiento controlado por deformación se le podrá asociar una relación generalizada fuerza – deformación como la indicada en la FIGURA 9-3.

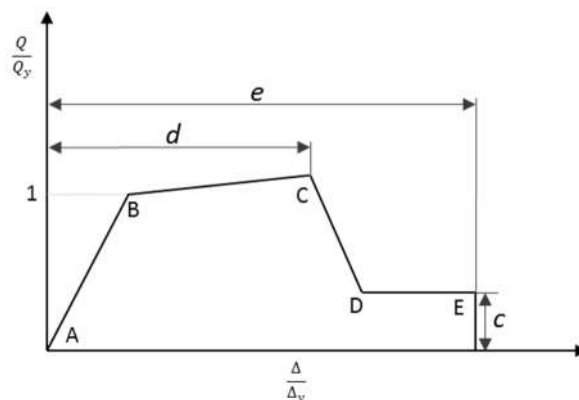


FIGURA 9-3.- CURVA GENERALIZADA DE FUERZA VERSUS DEFORMACIÓN PARA ELEMENTOS DE MADERA CONTROLADOS POR DEFORMACIÓN.

Para métodos no lineales la modelación de estas curvas puede realizarse a través de los valores entregados en la TABLA 9-6, según corresponda, o mediante cálculos justificados basados en la mecánica de materiales, para cada uno de los elementos estructurales. Asociados a estos parámetros se entregan los criterios de aceptación que deben ser cumplidos según 9.4.1.2.1.

TABLA 9-6.- PARÁMETROS DE MODELACIÓN Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MÉTODOS NO LINEALES – MADERA.

Condiciones		Parámetros de modelación			Criterio de aceptación			
		$\frac{\Delta}{\Delta_y}$		Razón de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)			
					Objetivo de desempeño			
Tipo Componente	$\frac{h_{(a)}}{b}$	d	e	c	OI	DC ^(c)	SV	PC
Muros ^(b)								
Recubrimiento horizontal	≤1,5	2,6	3,6	0,2	1,4	1,8	2,6	3,6
Recubrimiento diagonal	≤2,0	2,3	3,0	0,2	1,3	1,6	2,3	3,0
Recubrimiento de yeso sobre listones de madera	≤2,0	4,6	5,0	0,2	1,9	2,8	4,6	5,0
Recubrimiento de aglomerado	≤1,5	3,8	4,0	0,2	1,7	2,4	3,8	4,0
Marcos								
Sujetos a tracción axial o flexión	-	Controlado por fuerzas						
Sujetos a compresión axial	-	Controlado por fuerzas						
Conexiones ^(d)								
Clavos	-	5,5	7,0	0,2	2,1	3,2	5,5	7,0
Tornillos	-	2,5	3,0	0,2	1,4	1,8	2,5	3,0

(a) Razones de altura h sobre ancho b que excedan el máximo listado debe quedar fuera del sistema sismorresistente.

(b) Actúan como muros de madera aquellos que tienen viguetas de madera recubiertas con los elementos listados.

(c) Los criterios de aceptación del objetivo de desempeño de DC se obtienen mediante interpolación entre OI y SV.

(d) El resto de conexiones que no esté listado aquí debe ser considerada como controlada por fuerzas.

Para métodos lineales se deberán obtener los factores m según TABLA 9-7, según corresponda y ser aplicados en los criterios de aceptación según 9.4.1.1.1.

TABLA 9-7.- CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MÉTODOS LINEALES – MADERA.

		Factores <i>m</i>			
Condiciones		Objetivo de desempeño			
Tipo Componente	$\frac{h_{(a)}}{b}$	OI	DC ^(c)	SV	PC
Muros ^(b)					
Recubrimiento horizontal	≤1,5	1,3	1,6	2,3	2,6
Recubrimiento diagonal	≤2,0	1,3	1,5	2	2,3
Recubrimiento de yeso sobre listones de madera	≤2,0	1,7	2,4	3,9	4,6
Recubrimiento de aglomerado	≤1,5	1,6	2,1	3,2	3,8
Marcos					
Sujetos a tracción axial o flexión	-	1,0	1,5	2,5	3,0
Sujetos a compresión axial	-	Controlado por fuerzas			
Conexiones ^(d)					
Clavos	-	2,0	2,7	4,0	6,0
Tornillos	-	1,2	1,5	2,0	2,2

(a) Razones de altura h sobre ancho b que excedan el máximo listado debe quedar fuera del sistema sismorresistente.

(b) Actúan como muros de madera aquellos que tienen viguetas de madera recubiertas con los elementos listados.

(c) Los factores m del objetivo de desempeño de DC se obtienen mediante interpolación entre OI y SV.

(d) El resto de conexiones que no esté listado aquí debe ser considerada como controlada por fuerzas.

9.4.4. Hormigón

Para todas las edificaciones con tipologías correspondientes a hormigón, según cláusula 8.2, se debe cumplir lo indicado en 9.4.4.1 o 9.4.4.2, según corresponda.

Los modelos matemáticos para representar la estructura deben contener lo siguiente:

- Dimensiones y propiedades seccionales de cada elemento;
- Estructuración de componentes y presencia de excentricidades o deformaciones permanentes;
- Configuración de conexiones; y
- Propiedades y presencia de diafragmas rígidos.

9.4.4.1. Hormigón simple

Para todas las edificaciones con componentes de hormigón simple se debe cumplir lo indicado en 9.4.4.1.1 hasta 9.4.4.1.3

9.4.4.1.1. Resistencia

Se debe estimar la resistencia nominal de cada elemento de hormigón simple, ésta puede ser calculada a partir de las ecuaciones especificadas en la normativa vigente, con las consideraciones pertinentes. El factor de reducción de resistencia, ϕ , debe ser considerado igual a 1.

9.4.4.1.2. Rigidez

Se debe estimar la rigidez efectiva de cada elemento de hormigón, considerando secciones agrietadas. Ésta puede ser calculada según se especifica en ACI 318.

9.4.4.1.3. Comportamiento

Los elementos de hormigón simple deben ser considerados con un comportamiento controlado por fuerzas y por lo tanto cumplir con los criterios de aceptación presentados en 9.4.1.1.2 para análisis con métodos lineales y 9.4.1.2.2 para análisis con métodos no lineales.

9.4.4.2. Hormigón armado

Para todas las edificaciones con componentes de hormigón armado se debe cumplir con lo indicado en 9.4.4.2.1 hasta 9.4.4.2.3.

9.4.4.2.1. Resistencia

Se debe determinar la resistencia nominal de cada elemento de hormigón armado, usando las ecuaciones especificadas en NCh430, con las consideraciones pertinentes. El factor de reducción de resistencia, ϕ , debe ser considerado igual a 1.

9.4.4.2.2. Rigidez

Se debe determinar la rigidez efectiva de cada elemento de hormigón, considerando secciones agrietadas. Ésta puede ser calculada según se especifica en ACI 318.

9.4.4.2.3. Comportamiento

Los elementos de hormigón armado pueden tener comportamientos controlados por deformación o controlados por fuerzas, esto debe quedar determinado según lo especificado en 8.6.

9.4.4.2.3.1. Controlados por fuerzas

Los elementos de hormigón armado que presentan un comportamiento controlado por fuerzas deben cumplir con los criterios de aceptación presentados en 9.4.1.1.2 para análisis con métodos lineales y 9.4.1.2.2 para análisis con métodos no lineales.

9.4.4.2.3.2. Controlados por deformación

A los elementos de hormigón armado que presentan un comportamiento controlado por deformación se le podrá asociar una relación generalizada fuerza-deformación como la indicada en la FIGURA 9-4.

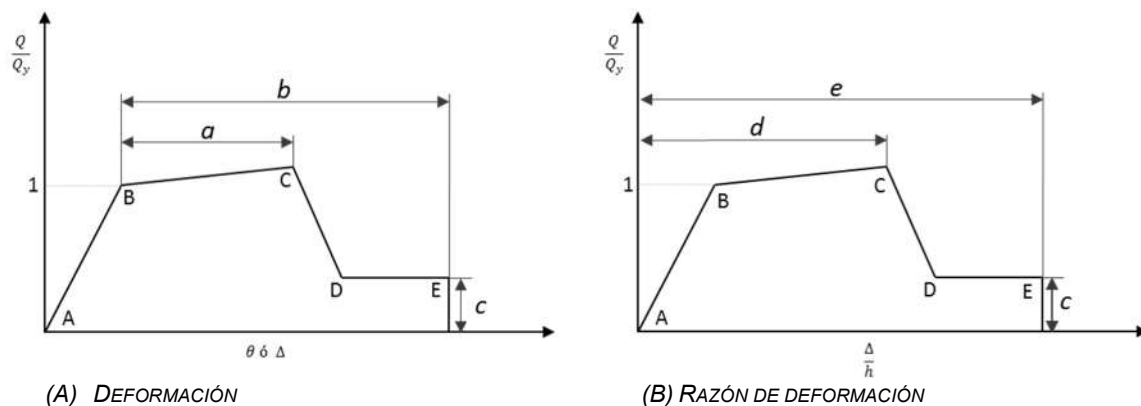


FIGURA 9-4.- CURVA GENERALIZADA DE FUERZA VERSUS DEFORMACIÓN PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO.

Comentario: La respuesta observada en la Figura 9-4 suele estar asociada a flexión, donde $Q/Q_y = 1$ corresponde al punto donde se alcanza la fluencia, seguido por el endurecimiento por deformación. Cuando esta respuesta se asocie a compresión, el valor $Q/Q_y = 1$ se relaciona al punto donde el hormigón comienza a descascararse y el endurecimiento posterior se alcanza en secciones bien confinadas.

Los parámetros a y b representan las deformaciones luego de alcanzada la fluencia. Los parámetros d y e representan las deformaciones totales. El parámetro c representa la resistencia reducida.

Las deformaciones utilizadas en las curvas pueden considerar:

- (a) Deformación: En esta curva las deformaciones son expresadas directamente en términos de deformaciones unitarias, curvatura, rotación o elongación.*
- (b) Razón de deformación: En esta curva las deformaciones son expresadas en términos de razones, como ángulos de corte o desplazamientos entrepiso.*

Para métodos no lineales la modelación de estas curvas puede realizarse a través de los valores entregados en la TABLA 9-8, TABLA 9-9, TABLA 9-10 o TABLA 9-11, según corresponda, o mediante cálculos justificados basados en la mecánica de materiales, para cada uno de los elementos estructurales. Asociados a estos parámetros se entregan los criterios de aceptación que deben ser cumplidos según 9.4.1.2.1.

Los elementos de hormigón armado deberán ser clasificados según la sollicitación que determine su capacidad, de este modo habrá elementos controlados por flexión y otros controlados por corte.

Comentario: Los elementos de hormigón armado que han sido detallados correctamente serán controlados por flexión, ya que su capacidad al corte será superior a su capacidad a flexión. Sin embargo, en estructuras patrimoniales se pueden encontrar elementos con mala distribución de armaduras, pudiendo determinar un comportamiento controlado por corte.

Se espera que los muros esbeltos ($h/l > 3$) tengan un comportamiento asociado a flexión, mientras que los muros bajos ($h/l < 1.5$) tengan un comportamiento asociado a corte.

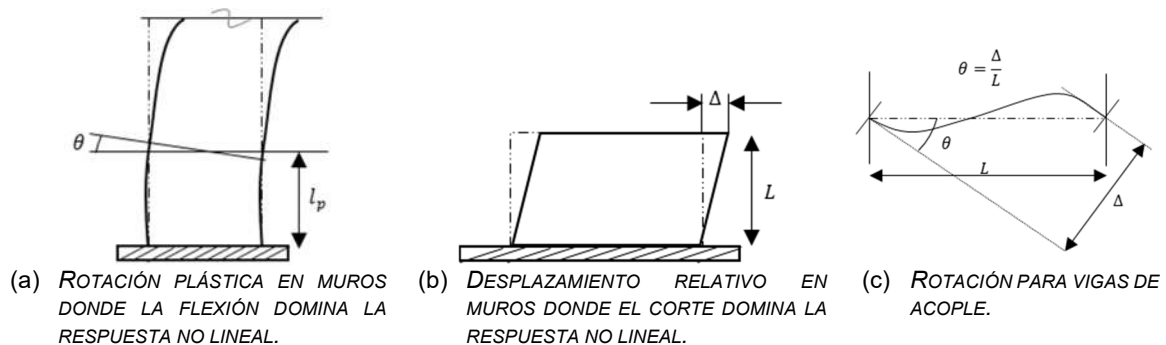


FIGURA 9-5. - DEFORMACIÓN INELÁSTICA EN MUROS DE HORMIGÓN Y VIGAS DE ACOPLE SEGÚN SU COMPORTAMIENTO.

TABLA 9-8.- PARÁMETROS DE MODELACIÓN Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MÉTODOS NO LINEALES – VIGAS HORMIGÓN ARMADO.

Condiciones		Parámetros de modelación ^(a)			Criterio de aceptación ^(a)			
		Ángulo de rotación plástica (radianes)	Razón de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)				
				Objetivo de desempeño				
Clase ^(b)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}} \text{ (c)}$	a	b	c	OI	DC ^(d)	SV	PC
I ^(e)	≤0,25	0,020	0,0300	0,2	0,0050	0,010	0,020	0,030
I ^(e)	≥0,5	0,010	0,0150	0,2	0,0015	0,004	0,010	0,015
II ^(f)	-	0,003	0,0100	0,0	0,0015	0,003	0,005	0,010

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación.

(b) Clase I se asocia a vigas controladas por flexión y Clase II se asocia a vigas controladas por corte o mal desarrollo de barras de refuerzo.

(c) Expresión y resultados en sistema internacional. V corresponde a la fuerza de corte de diseño según método de análisis no lineal. Se permite considerar, conservadoramente, V igual a la capacidad de corte del componente.

(d) Los criterios de aceptación del objetivo de desempeño de DC corresponden a una interpolación entre OI y SV.

(e) Valores asociados a una cuantía de refuerzo longitudinal que cumple con $\rho - \rho' / \rho_b \leq 0$ y con refuerzo transversal que no cumple con NCh430. Para otras condiciones, se deben considerar los elementos controlados por fuerzas o justificar otros valores.

(f) Valores asociados a vigas con espaciamiento de estribos $\geq d/2$. Para otras condiciones, se debe considerar elementos controlados por fuerzas o justificar otros valores.

TABLA 9-9.- PARÁMETROS DE MODELACIÓN Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MÉTODOS NO LINEALES – COLUMNAS HORMIGÓN ARMADO.

Condiciones		Parámetros de modelación ^{(a)(e)(f)}			Criterio de aceptación ^{(a)(e)(f)}			
		Ángulo de rotación plástica (radianes)		Razón de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)			
					Objetivo de desempeño			
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^(b)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^(c)	a	b	c	OI	DC ^(d)	SV	PC
≤0,1	≤0,25	0,012	0,020	0,2	0,005	0,007	0,010	0,012
≤0,1	≥0,50	0,006	0,006	0,2	0,004	0,004	0,005	0,006
≥0,6	≤0,25	0,004	0,004	0,0	0,002	0,002	0,003	0,004
≥0,6	≥0,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,000	0,000

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación.

(b) P corresponde a la máxima carga axial esperada sobre la columna producto de cargas sísmicas y gravitacionales. Para $P > 0,7 A_g f'_c$, se debe considerar elemento controlado por fuerzas.

(c) Expresión y resultados en sistema internacional. V corresponde a la fuerza de corte de diseño según método de análisis no lineal. Se permite considerar, conservadoramente, V igual a la capacidad de corte del componente.

(d) Los criterios de aceptación del objetivo de desempeño de DC se obtienen mediante una interpolación entre OI y SV.

(e) Valores asociados a una cuantía de refuerzo transversal que cumple con $\rho = \frac{A_{vt}}{b_w s} \leq 0,0005$ Para otras condiciones, se deben considerar elementos controlados por fuerzas o justificar otros valores.

(f) Valores para columnas donde se espera que se alcance la fluencia a flexión antes que la falla por corte. Columnas controladas por corte deberán considerarse como controladas por fuerzas.

TABLA 9-10.- PARÁMETROS DE MODELACIÓN Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MÉTODOS NO LINEALES – MUROS Y VIGAS DE ACOPLÉ CONTROLADOS POR FLEXIÓN.

		Parámetros de modelación ^(a)		Criterio de aceptación ^(a)				
		Ángulo de rotación plástica (radianes)	Razón de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)				
Condiciones				Objetivo de desempeño				
ELEMENTO		a	b	c	OI	DC ^(d)	SV	PC
MURO ^(b)	$\frac{(A_s-A_s')f_y+P_f}{t_w t_w f'_c} \text{ (c)}$							
	≤0,1	0,006	0,015	0,600	0,002	0,004	0,008	0,015
	≥0,25	0,002	0,005	0,250	0,001	0,002	0,003	0,005
VIGA ^(e)	$\frac{V}{t_w t_w \sqrt{f'_c}} \text{ (f)}$							
	≤0,25	0,020	0,025	0,500	0,006	0,011	0,020	0,035
	≥0,5	0,010	0,050	0,250	0,005	0,007	0,010	0,025

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación.

(b) Valores asociados a muros sin bordes confinados y que cumplen con $V / t_w l_w \sqrt{f_c'} \leq 3$. Para otras condiciones, se debe considerar elementos controlados por fuerzas o bien justificar otros valores.

(c) Expresión y resultados en sistema internacional. P corresponde a la máxima carga axial esperada sobre el muro producto de las cargas sísmicas y gravitacionales.

(d) Los criterios de aceptación del objetivo de desempeño de DC se obtienen mediante interpolación entre OI y SV.

(e) Valores asociados a vigas de acople con refuerzo longitudinal convencional y refuerzo transversal que no cumple con normativa vigente. Para otras condiciones, se debe considerar elementos controlados por fuerzas o bien justificar otros valores.

(f) Expresión y resultados en sistema internacional. V corresponde a la fuerza de corte de diseño del método de análisis no lineal. Se permite considerar, conservadoramente, V igual a la capacidad de corte del componente.

TABLA 9-11.- PARÁMETROS DE MODELACIÓN Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MÉTODOS NO LINEALES – MUROS Y VIGAS DE ACOPLÉ CONTROLADOS POR CORTE.

Condiciones		Parámetros de modelación ^(a)			Criterio de aceptación ^(a)			
		Desplazamiento entre piso (%) o Ángulo de rotación (radianes) ^(b)	Razón de resistencia residual	Desplazamiento entre piso (%) o Ángulo de rotación (radianes) ^(b)				
				Objetivo de desempeño				
ELEMENTO		d	e	c	OI	DC ^(e)	SV	PC
MURO ^(c)	$\frac{(A_s-A_s')f_y+P(d)}{t_wl_wf_c'}$							
	≤0,05	1,00	2,00	0,20	0,40	0,80	1,50	2,00
	≥0,05	0,75	1,00	0,00	0,40	0,50	0,75	1,00
VIGA ^(f)	$\frac{V}{t_wl_w\sqrt{f_c'}}(g)$							
	≤0,25	0,012	0,025	0,400	0,006	0,007	0,010	0,020
	≥0,5	0,008	0,014	0,200	0,004	0,005	0,007	0,012

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación.

(b) Usar desplazamiento entre piso para muros de corte y ángulo de rotación para vigas de acople.

(c) Para muros que son controlados por corte, se debe cumplir $P \leq 0,15 A_g f_c'$, de otro modo, éste debe ser considerado controlado por fuerzas.

(d) Expresión y resultados en sistema internacional - P corresponde a la máxima carga axial esperada sobre el muro producto de cargas sísmicas y gravitacionales.

(e) Los criterios de aceptación del objetivo de desempeño de DC representan una interpolación entre OI y SV.

(f) Valores asociados a vigas de acople con refuerzo longitudinal convencional y refuerzo transversal que no cumple con normativa vigente. Para otras condiciones, se debe considerar que los elementos se encuentran controlados por fuerzas o bien justificar otros valores.

(g) Expresión y resultados en sistema internacional. V corresponde a la fuerza de corte de diseño del método de análisis no lineal. Se permite considerar, conservadoramente, V igual a la capacidad de corte del componente.

Para métodos lineales se deberán obtener los factores m según TABLA 9-12, TABLA 9-13, TABLA 9-14 o TABLA 9-15, según corresponda y ser aplicados en los criterios de aceptación según 9.4.1.1.1.

TABLA 9-12.- CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MÉTODOS LINEALES – VIGAS HORMIGÓN ARMADO.

		Factores $m^{(a)}$			
Condiciones		Objetivo de desempeño			
Clase ^(b)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}^{(c)}$	OI	DC ^(d)	SV	PC
I ^(e)	$\leq 0,25$	2,00	2,30	3,00	4,00
I ^(e)	$\geq 0,5$	1,25	1,50	2,00	3,00
II ^(f)	-	1,25	1,30	1,50	1,75

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación.

(b) Clase I se asocia a vigas controladas por flexión y Clase II se asocia a vigas controladas por corte o con desarrollo inadecuado de las barras de refuerzo.

(c) Expresión y resultados en sistema internacional. V corresponde a la fuerza de corte de diseño según método de análisis no lineal.

(d) Los factores m del objetivo de desempeño de DC se han obtenido mediante interpolación entre OI y SV.

(e) Valores asociados a una cuantía de refuerzo longitudinal que cumple con $\rho - \rho' / \rho_b \leq 0$ y con refuerzo transversal que no cumple con los requisitos de NCh430. Para otras condiciones, se debe considerar que los elementos se encuentran controlados por fuerzas o bien justificar otros valores.

(f) Valores asociados a vigas con espaciamiento de estribos $\geq d/2$. Para otras condiciones, se debe considerar que los elementos se encuentran controlados por fuerzas o bien justificar otros valores.

TABLA 9-13.- CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MÉTODOS LINEALES – COLUMNAS HORMIGÓN ARMADO.

		Factores $m^{(a)(e)(f)}$			
Condiciones		Objetivo de desempeño			
$\frac{P}{A_g f'_c}^{(b)}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}^{(c)}$	OI	DC ^(d)	SV	PC
$\leq 0,1$	$\leq 0,25$	1,2	1,2	1,3	1,4
$\leq 0,1$	$\geq 0,5$	1,0	1,0	1,0	1,1
$\geq 0,6$	$\leq 0,25$	1,0	1,0	1,0	1,1
$\geq 0,6$	$\geq 0,5$	1,0	1,0	1,0	1,0

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación.

(b) P corresponde a la máxima carga axial esperada sobre la columna producto de cargas sísmicas y gravitacionales. Para relaciones de $P > 0,7 A_g f'_c$, se deberá considerar que la columna se encuentra controlada por fuerzas.

(c) Expresión y resultados en sistema internacional. V corresponde a la fuerza de corte de diseño del método de análisis no lineal. Se permite considerar, conservadoramente, V igual a la capacidad de corte del componente.

(d) Los factores m del objetivo de desempeño de DC representan una interpolación entre OI y SV.

(e) Valores asociados a una cuantía de refuerzo transversal que cumple con $\rho = \frac{A_v}{b_w s} \leq 0,0005$. Para otras condiciones, se debe considerar que los elementos se encuentran controlados por fuerzas o bien justificar otros valores.

(f) Valores para columnas donde se espera que se alcance la fluencia a flexión antes que la falla por corte. Columnas controladas por corte deberán considerarse como controladas por fuerzas.

**TABLA 9-14.- CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MÉTODOS LINEALES –
MUROS Y VIGAS DE ACOPLÉ CONTROLADOS POR FLEXIÓN.**

		Factores $m^{(a)}$			
Condiciones		Objetivo de desempeño			
ELEMENTO		OI	DC ^(d)	SV	PC
MURO ^(b)	$\frac{(A_s - A_s')f_y + P_{(c)}}{t_w t_w f_c'}$				
	$\leq 0,1$	2,00	2,20	2,50	4,00
	$\geq 0,25$	1,25	1,30	1,50	2,00
VIGA ^(e)	$\frac{V}{t_w t_w \sqrt{f_c'}}^{(f)}$				
	$\leq 0,25$	1,50	2,20	3,50	5,00
	$\geq 0,5$	1,20	1,40	1,80	2,50

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación.

(b) Valores asociados a muros sin bordes confinados y que cumplen con $V / t_w t_w \sqrt{f_c'} \leq 3$. Para otras condiciones, se debe considerar que los elementos se encuentran controlados por fuerzas o bien justificar otros valores.

(c) Expresión y resultados en sistema internacional. P corresponde a la máxima carga axial esperada sobre el muro producto de cargas sísmicas y gravitacionales.

(d) Los factores m del objetivo de desempeño de DC se obtienen mediante interpolación entre OI y SV.

(e) Valores asociados a vigas de acople con refuerzo longitudinal convencional y refuerzo transversal que no cumple con normativa vigente. Para otras condiciones, se debe considerar que los elementos se encuentran controlados por fuerzas o bien justificar otros valores.

(f) Expresión y resultados en sistema internacional. V corresponde a la fuerza de corte de diseño del método de análisis no lineal. Se permite considerar, conservadoramente, V igual a la capacidad de corte del componente.

**TABLA 9-15.- CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MÉTODOS LINEALES –
MUROS Y VIGAS DE ACOPLÉ CONTROLADOS POR CORTE.**

		Factores $m^{(a)}$			
Condiciones		Objetivo de desempeño			
ELEMENTO		OI	DC ^(d)	SV	PC
MURO ^(b)	$\frac{(A_s - A_s')f_y + P_{(c)}}{t_w t_w f_c'}$				
	$\leq 0,05$	2,0	2,2	2,5	3,0
	$\geq 0,05$	1,5	1,7	2,0	3,0
VIGA ^(e)	$\frac{V}{t_w t_w \sqrt{f_c'}}^{(f)}$				
	$\leq 0,25$	1,5	1,8	2,5	3,0
	$\geq 0,5$	1,2	1,2	1,2	1,5

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación.

(b) Para muros que son controlados por corte, se debe cumplir $P \leq 0,15 A_g f_c'$, de otro modo, el muro debe ser considerado controlado por fuerzas.

(c) Expresión y resultados en sistema internacional. P corresponde a la máxima carga axial esperada sobre el muro producto de cargas sísmicas y gravitacionales.

(d) Los factores m del objetivo de desempeño de DC se obtienen mediante interpolación entre OI y SV.

(e) Valores asociados a vigas de acople con refuerzo longitudinal convencional y refuerzo transversal que no cumple con normativa vigente. Para otras condiciones, se debe considerar que los elementos se encuentran controlados por fuerzas o bien justificar otros valores.

(f) Expresión y resultados en sistema internacional. V corresponde a la fuerza de corte de diseño del método de análisis no lineal. Se permite considerar, conservadoramente, V igual a la capacidad de corte del componente.

9.4.5. Acero

Para todas las edificaciones con tipologías correspondientes a acero, según cláusula 8.2, se debe cumplir lo indicado en 9.4.5.1 hasta 9.4.5.3.

Los modelos matemáticos considerados para representar la estructura deben contener lo siguiente:

- a) Dimensiones y propiedades seccionales de cada elemento;
- b) Estructuración de componentes y presencia de excentricidades o deformaciones permanentes;
- c) Configuración y propiedades de conexiones; y
- d) Propiedades y presencia de diafragmas rígidos.

9.4.5.1. Resistencia

Se debe determinar la resistencia nominal de cada elemento de acero, la que debe ser calculada usando las ecuaciones especificadas en NCh427,. El factor de reducción de resistencia, ϕ , debe ser considerado igual a 1.

9.4.5.2. Rigidez

Se debe determinar la rigidez efectiva de cada elemento de acero, que debe ser calculada según se especifica en NCh427.

9.4.5.3. Comportamiento

Los elementos de acero pueden tener comportamientos controlados por deformación o controlados por fuerzas, lo que debe quedar determinado según lo especificado en 8.6.

9.4.5.3.1. Controlados por fuerzas

Los elementos de acero que presentan un comportamiento controlado por fuerzas deben cumplir con los criterios de aceptación presentados en 9.4.1.1.2 para análisis con métodos lineales y 9.4.1.2.2 para análisis con métodos no lineales.

9.4.5.3.2. Controlados por deformación

A los elementos de acero que presentan un comportamiento controlado por deformación se le podrá asociar una relación generalizada fuerza – deformación como la indicada en la FIGURA 9-6.

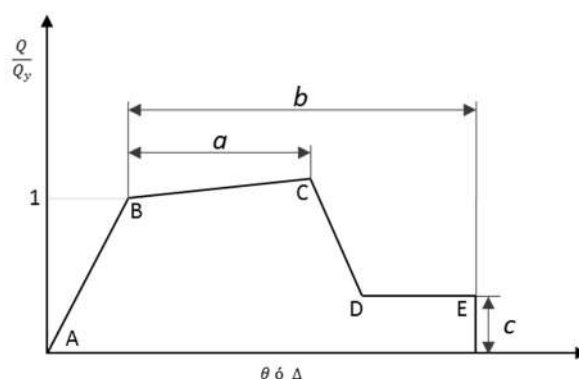


FIGURA 9-6.- CURVA GENERALIZADA DE FUERZA VERSUS DEFORMACIÓN PARA ELEMENTOS DE ACERO.

La modelación de estas curvas puede realizarse a través de los valores entregados en la TABLA 9-16 según corresponda, o mediante cálculos justificados basados en la mecánica de materiales, para cada uno de los elementos estructurales.

TABLA 9-16.- PARÁMETROS DE MODELACIÓN Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MÉTODOS NO LINEALES – ACERO.

Condiciones	Parámetros de modelación ^(a)		Criterio de aceptación ^(a)				
	Ángulo de rotación plástica (radianes)	Razón de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)				
			Objetivo de desempeño				
Tipo Componente - solicitación	a	b	c	OI	DC ^(d)	SV	PC
Vigas - flexión							
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{f_{ye}}}$	9θ _y	11θ _y	0,6	1θ _y	4θ _y	9θ _y	11θ _y
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{f_{ye}}}$	4θ _y	6θ _y	0,2	0,25θ _y	1,2θ _y	3θ _y	4θ _y
Otras	Interpolación lineal entre aspectos del alma y del ala y el menor valor resultante debe ser utilizado.						
Columnas - flexión ^(b)							
$P/P_{CL} < 0,2^{(c)}$							
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{f_{ye}}}$	9θ _y	11θ _y	0,6	1θ _y	4θ _y	9θ _y	11θ _y
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{460}{\sqrt{f_{ye}}}$	4θ _y	6θ _y	0,2	0,25θ _y	1,2θ _y	3θ _y	4θ _y
Otras	Interpolación lineal entre aspectos del alma y del ala y el menor valor resultante debe ser utilizado.						
$0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5^{(c)}$							
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{f_{ye}}}$	--- (e)	--- (f)	0,2	0,25θ _y	1θ _y	--- (g)	--- (f)
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{400}{\sqrt{f_{ye}}}$	1θ _y	1,5θ _y	0,2	0,25θ _y	0,6θ _y	1,2θ _y	1,2θ _y
Otras	Interpolación lineal entre aspectos del alma y del ala y el menor valor resultante debe ser utilizado.						
$P/P_{CL} > 0,5^{(c)}$	Fuerza controlada						

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación.

(b) En caso de columnas cuadradas o rectangulares, reemplazar $\frac{b_f}{2t_f}$ por b/t , reemplazar 52 por 110, y 65 por 190.

(c) P/P_{CL} representa la relación entre la carga axial a la que se somete el elemento sobre la resistencia en el límite inferior del elemento de acero.

(d) Los criterios de aceptación del objetivo de desempeño de DC representan una interpolación entre OI y SV.

(e) Rotación plástica= $11(1 - 5/3 P/P_{CL})\theta_y$ en el plano de flexión.

(f) Rotación plástica= $17(1 - 5/3 P/P_{CL})\theta_y$ en el plano de flexión.

(g) Rotación plástica= $14(1 - 5/3 P/P_{CL})\theta_y$ en el plano de flexión.

Para determinar la rotación total del elemento, se deben considerar las rotaciones a la fluencia especificadas en Ec 9 – 17 o Ec 9 – 18, según el componente que corresponda.

Para el caso de vigas, la rotación es:

$$\theta_y = \frac{Z f_{ye} I_b}{6 E I_b} \quad \text{Ec (9 – 17)}$$

Para el caso de columnas, la rotación es:

$$\theta_y = \frac{Z f_{ye} I_c}{6 E I_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad \text{Ec (9 – 18)}$$

Para métodos lineales se deben obtener los factores m según TABLA 9-17, según corresponda y ser aplicados en los criterios de aceptación según 9.4.1.1.1.

TABLA 9-17.- CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA MÉTODOS LINEALES – ACERO.

Condiciones	Factores $m^{(a)}$			
	Objetivos de desempeño			
Tipo Componente - solicitación	OI	DC ^(d)	SV	PC
Vigas - flexión $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{f_{ye}}}$ $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{f_{ye}}}$ Otras	2,0	3,3	6	8
	1,25	1,5	2	3
	Interpolación lineal entre aspectos del alma y del ala y el menor valor resultante debe ser utilizado.			
Columnas - flexión^(b)				
$P/P_{CL} < 0.2^{(c)}$ $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{f_{ye}}}$ $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{460}{\sqrt{f_{ye}}}$ Otras	2	3,3	6	8
	1,25	1,3	1,25	2
	Interpolación lineal entre aspectos del alma y del ala y el menor valor resultante debe ser utilizado.			
$0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5^{(c)}$ $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{f_{ye}}}$ $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}} \quad \left \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{400}{\sqrt{f_{ye}}}$ Otras	1,25	1,5	--- (e)	--- (f)
	1,25	1,3	1,25	1,5
	Interpolación lineal entre aspectos del alma y del ala y el menor valor resultante debe ser utilizado.			
$P/P_{CL} > 0.5^{(c)}$	Fuerza controlada			

(a) Valores intermedios deben ser obtenidos por interpolación.

(b) En caso de columnas cuadradas o rectangulares, reemplazar $b_f/2t_f$ por b/t , reemplazar 52 por 110, y 65 por 190.

(c) P/P_{CL} representa la relación entre la carga axial a la que se somete el elemento sobre la resistencia en el límite inferior del elemento de acero.

(d) Los factores m del objetivo de desempeño de DC se obtienen mediante interpolación entre OI y SV.

(e) $m = 9(1 - 5/3 P/P_{CL})$ en el plano de flexión.

(f) $m = 12(1 - 5/3 P/P_{CL})$ en el plano de flexión.

10. Opciones de intervención

Se deben proponer opciones de intervención para mejorar el comportamiento sísmico de la edificación. Para esto último, el sistema resistente debe proporcionar un nivel adecuado de redundancia, de modo que cualquier falla local no genere un colapso total o inestabilidad de la estructura.

10.1. Modificación local de componentes

Esta intervención debe ser aplicada cuando la estructura globalmente presenta rigidez y resistencia suficiente, pero algunos componentes no son suficientemente resistentes o dúctiles para alcanzar el comportamiento definido.

Comentario: Es la opción de intervención más simple y de menor costo. Dentro de las modificaciones locales de componentes se encuentran la mejora de conexiones, aumento de resistencia, aumento de capacidad de deformación o una mezcla de los tres.

10.2. Aumento de rigidez lateral de la estructura

Esta intervención debe ser aplicada si la evaluación de la estructura en su condición actual muestra deficiencias atribuibles a deformaciones laterales excesivas y los componentes sismorresistentes críticos no poseen adecuada ductilidad para absorber dichas deformaciones.

Comentario: Esta intervención resulta común en estructuras de marcos que presentan poca rigidez lateral. En edificaciones con alta densidad de muros no se presentan estos problemas.

10.3. Refuerzo de la estructura

Esta intervención debe ser aplicada cuando la evaluación de la estructura en su condición actual muestra un comportamiento inaceptable atribuible a falta de resistencia. Lo anterior se observa cuando se presentan comportamientos inelásticos en sismos de baja magnitud.

Comentario: También se puede aplicar esta intervención cuando se observan demandas de deformación plástica a lo largo y alto de toda la estructura.

10.4. Reducción de masa

Esta intervención debe ser aplicada si la evaluación de la estructura en su condición actual muestra deficiencias atribuibles al exceso de masa, flexibilidad o limitada resistencia global de la estructura.

Comentario: La masa y la rigidez del edificio controlan la fuerza y deformación inducidas por el sismo. Por lo tanto, una disminución de masa produce, en general, una reducción en los niveles de demanda sísmica actuando sobre la edificación.

10.5. Implementación de sistemas de aislación sísmica

Esta intervención debe ser aplicada en estructuras de alto valor patrimonial donde la evaluación de la edificación en su condición actual muestra deficiencias atribuibles al exceso de cargas sísmicas o demandas de deformación. También resulta necesaria cuando se requiere proteger contenidos de gran valor patrimonial, o elementos arquitectónicos y no estructurales. La implementación de este sistema debe efectuarse de acuerdo a NCh2745.

Comentario: Esta intervención resulta muy conveniente cuando no se quiere intervenir la edificación para poder mantener sus propiedades arquitectónicas. De esta manera, se reduce la demanda sobre la estructura sin modificar su capacidad.

10.6. Implementación de sistemas de disipación de energía suplementarios

Esta intervención debe ser aplicada cuando la evaluación muestre deficiencias atribuibles a la deformación excesiva producto de la flexibilidad del edificio. La implementación de este sistema debe efectuarse de acuerdo a NCh3411.

11. Proyecto de intervención estructural

Se definen los criterios de aceptación respecto del nivel de desempeño esperado de la estructura frente a un sismo del nivel y recurrencia definida, considerando la categoría de uso asignada y la invasividad que dicha intervención implicaría sobre la estructura original. Si se considera que sobrepasa ciertos límites de intervención e invade de manera significativa la estructura original, se debe considerar la reevaluación de la intervención, modificando el nivel de desempeño y/o uso hasta alcanzar intervenciones acordes con los criterios de intervención patrimoniales aceptadas en las cartas.

Una vez que se haya cumplido con las exigencias estructurales y patrimoniales se debe generar un informe con las bases de diseño y cálculo del proyecto de intervención que debe incluir a lo menos lo siguiente:

- a) Descripción de la estructura: Incluyendo una breve identificación y caracterización de la tipología constructiva de la edificación existente, detallando sus singularidades;
- b) Descripción de materiales: Identificación y caracterización de los materiales existentes y propuestos en la intervención, de acuerdo a las prospecciones realizadas en la construcción y a otra información disponible;
- c) Normas y documentos de referencia: Listado de las normas, guías de diseño y otros documentos usados con el análisis, diseño y especificaciones de la intervención;
- d) Solicitaciones y combinaciones de carga: Descripción y cuantificación de los pesos y cargas de uso que debe resistir la construcción patrimonial, en conjunto con las combinaciones de cargas utilizadas en el diseño de la intervención;
- e) Identificación de las deficiencias y la solución propuesta: Descripción de los resultados de la evaluación realizada según cláusula 9.4 a la situación actual y resultados de la evaluación del diseño de la intervención propuesta.
- f) Otras consideraciones o documentos que el proyectista considere necesario.

12. Protocolos de intervención

Los protocolos de intervención corresponden a todos los procedimientos que deben considerarse durante la etapa de ejecución y operación de las obras.

Se deben estimar los costos y riesgos asociados a cada tipo de intervención y las medidas adoptadas que permitan asegurar tanto la estabilidad de la estructura como la preservación de los valores de diseño preestablecidos.

No se consideran protocolos de intervención las etapas de análisis, diagnóstico y estudios previos, los que se realizan durante la etapa de proyecto.

Se establecen los siguientes protocolos de intervención, los cuales deben ser verificados en obra:

- a) Los procesos de intervención se deben realizar extremando las precauciones relativas a minimizar los daños sobre la construcción.
- b) Los procedimientos de ejecución en intervenciones de carácter patrimonial deben contemplar, en toda su extensión, el principio del respeto a la autenticidad del original y la reversibilidad de la intervención.
- c) Verificación de la calidad de los materiales dispuestos en obra y procedimientos de construcción, los cuales deben ser acordes a los especificados en el proyecto.
- d) Verificar modificaciones o cambios que se generen durante el proceso de intervención, ya sea por alteraciones al diseño original, o cambios de criterio respecto a materialidades, conflictos de unión o integración entre materiales nuevos y originales, etc. Para esto, se deberá adoptar las medidas convenientes para su resolución en coordinación y aprobación de los profesionales responsables del proyecto.
- e) Todo proceso de intervención patrimonial debe exigir la implementación de las medidas de seguridad necesarias conforme a la reglamentación vigente. Tales medidas deben considerar la prevención y mitigación del riesgo tanto al interior de la obra como en su entorno inmediato.

Para revisar los métodos de intervención comúnmente utilizados en tipologías estructurales comprendidas dentro del alcance de la presente norma, véase Anexo D.

13. Mantenimiento del inmueble

Con la finalidad de asegurar la permanencia en el tiempo de las hipótesis de cálculo y las características patrimoniales de la edificación, el proyecto de intervención debe establecer un plan de mantenimiento que debe contener a lo menos:

Comentario: Es importante comprender cómo el medio ambiente y el entorno pueden afectar directa o indirectamente una edificación, hecho que se reflejará en un daño progresivo a lo largo de la vida útil de la construcción.

Este daño puede acentuarse debido a un diseño original poco elaborado, ya sea por defectos de construcción, o por condicionantes del entorno como condensación, humedad excesiva u otros. También por el uso de materiales inapropiados y/o deficiencias en el mantenimiento posterior.

El deterioro del material producido por acciones químicas, físicas y biológicas, puede acelerarse cuando se modifica el ambiente que lo rodea de manera desfavorable (por la contaminación, por ejemplo). Las consecuencias principales son el desgaste y envejecimiento de las superficies, la pérdida de material y, desde el punto de vista mecánico, la reducción de la resistencia.

El daño también puede producirse en componentes o sistemas no estructurales, tales como tabiques divisorios o revestimientos, debido a tensiones que se producen en el interior de esos elementos a causa de deformaciones o cambios de dimensión en la estructura.

- a) Actividades preventivas: definición de revisiones y acciones a realizar periódicamente para asegurar el estado de conservación de la estructura antes que ésta presente algún daño;
- b) Actividades correctivas: definición de revisiones y acciones a realizar periódicamente para asegurar el estado de conservación de la estructura luego que ésta presente algún daño leve;
- c) Periodicidad de las actividades: definición de la frecuencia con que se deben realizar las acciones solicitadas en puntos a) y b); y
- d) Otros que defina el proyectista.

Comentario: Un buen programa de mantenimiento de la estructura conlleva un adecuado proceso de monitoreo de la misma. Para ello se mide el comportamiento en cada fase (enfoque observacional) y los datos que se obtienen proporcionan la base para cualquier acción posterior. En este sentido actúa como un sistema de alarma.

Un sistema de monitoreo tiene como objetivo registrar los cambios en las deformaciones, fisuras, grietas, asentamientos, rotaciones o inclinaciones, temperaturas, humedad, etc. El monitoreo dinámico permite registrar aceleraciones, como las que ocurren en zonas sísmicas.

El método más simple y económico para monitorear grietas o fisuras consiste en situar un testigo en ellas. A veces es preciso utilizar sistemas de monitoreo en línea para registrar los datos en tiempo real.

La adopción de las estrategias adecuadas para elaborar un programa de mantenimiento, siempre debe adoptarse desde un enfoque multidisciplinar y considerando los datos obtenidos durante el proceso de evaluación y monitoreo de la construcción.

ANEXO A – Estudio histórico constructivo y levantamiento estructural (Informativo)

A.1. Estudio histórico–constructivo

Para la realización del estudio histórico–constructivo se recomienda estudiar los registros históricos, arquitectónicos, socio-culturales u otros, cuya información aporte antecedentes sobre los cambios o modificaciones que ha experimentado el inmueble, edad de los materiales y transformaciones realizadas desde su origen.

El reconocimiento de la estructura desde un punto de vista histórico-constructivo requiere de información sobre las técnicas de construcción utilizadas, el daño existente, deterioro y alteraciones en el tiempo, que permita realizar el diagnóstico de su estado actual.

El objetivo del estudio histórico-constructivo es comprender el origen y características patrimoniales del edificio, las técnicas de construcción empleadas, los cambios producidos en la estructura y entorno, y los fenómenos que puedan haber causado los distintos tipos de daño.

Este estudio debe contener, a lo menos, la siguiente información:

- a) Definición, descripción y análisis del valor patrimonial del edificio desde el punto de vista histórico y cultural.
- b) Descripción detallada de los materiales, y sistemas constructivos originalmente utilizados en la construcción y sus modificaciones posteriores.
- c) Descripción detallada del estado actual de la estructura, identificando daños y deterioro.

Estos contenidos deben considerar la inspección, en distinto niveles de profundidad de la construcción y su entorno.

Comentario: Es importante que estos estudios respondan a un programa adecuado y coherente con la escala de la intervención, complejidad de la estructura, nivel de detalle requerido y recursos disponibles.

A.2. Levantamiento de la construcción

El levantamiento planimétrico de la construcción es la base sobre la cual contrastar la documentación histórica y los registros de las intervenciones sucesivas realizadas sobre la obra a lo largo del tiempo. Este levantamiento tiene como objeto comprender el sistema constructivo y tipología estructural, las épocas de las intervenciones históricas, a la vez que identificar el proceso patológico de la estructura.

Para lograr lo anterior, resulta fundamental la colaboración multidisciplinaria que permita entender los diferentes aspectos que convergen en el proyecto, contrastando los datos históricos de tal modo de esclarecer las interrogantes que surjan del levantamiento.

El levantamiento de la construcción podrá considerar los siguientes aspectos:

- a) Levantamiento geométrico

Este levantamiento debe reflejar en detalle el estado de conservación de la construcción, referirse tanto a la geometría completa del conjunto como a la de los elementos constructivos, incluyendo la relación con edificios adyacentes, sean ellos solidarios o no. Los datos obtenidos se deben representar en planos a escala adecuada para su lectura que contengan plantas, elevaciones, cortes y detalles.

Se debe considerar que las irregularidades geométricas pueden ser resultado de deformaciones anteriores, pero también puede señalar distintas fases constructivas o alteraciones en las calidades de los materiales de la edificación.

b) Levantamiento del sistema estructural y materiales constituyentes

Debe contener la identificación de los materiales y describir el sistema estructural del inmueble, teniendo presente la calidad y el estado de conservación de los materiales, elementos constructivos, y los sistemas de unión y su inserción en la estructura del edificio.

El levantamiento del sistema estructural debe describir, a lo menos: sistema de fundaciones, sistema de pilares, losas y vigas de los distintos niveles de la construcción, sistema estructural de cubierta o techumbre y elevaciones de todos los ejes estructurales del edificio.

Este procedimiento requiere de la recopilación de información a través de ensayos no destructivos, en los casos donde no puedan llevarse a cabo ensayos de otra clase.

c) Levantamiento de daños y agentes de deterioro

Este registro debe contener una descripción exhaustiva de los daños y sus principales causas.

El estudio de las alteraciones estructurales comienza por el levantamiento de los daños visibles, con lo cual se debe elaborar una idea sobre el comportamiento estructural del edificio, y a su vez, examinar de forma más detallada aquellos aspectos críticos.

d) Levantamiento crítico

Levantamiento del estado de la construcción y de su entorno con el objetivo de identificar daños, que permitan determinar la causa de las lesiones con el fin de establecer la estrategia de intervención y las medidas de prevención por medio de un análisis inverso.

ANEXO B – Definición de espectro sísmico SDI (Normativo)

El siguiente anexo presenta las curvas de espectro sísmico exigido en esta normativa, para ello se presenta la TABLA A- 2 con los parámetros necesarios para definir el espectro de diseño, SDI, ilustrado esquemáticamente en la FIGURA A- 1 para cada tipo de suelo.

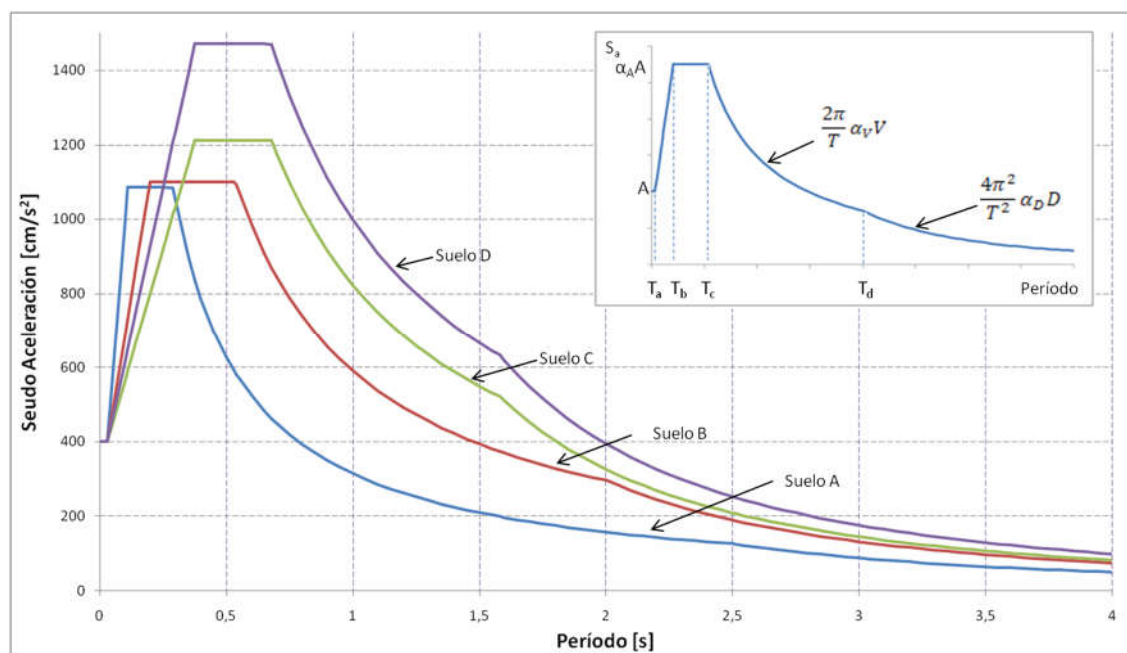


FIGURA A- 1.- ESPECTRO BASE DE DISEÑO PARA ZONA SÍSMICA 2 Y LOS CUATRO TIPOS DE SUELOS ($\beta = 0,05$). FUENTE: NCh 2745:2013.

Además, se presenta la TABLA A- 1 los factores por los que se debe amplificar el espectro según la zonificación sísmica y la intensidad del sismo.

TABLA A- 1.- FACTORES DE AMPLIFICACIÓN QUE DEPENDEN DE LA ZONIFICACIÓN SÍSMICA SEGÚN 8.1.2.

Zona sísmica	Z	M_M
1	$\frac{3}{4}$	1,2
2	1	1,2
3	$\frac{5}{4}$	1,2

TABLA A- 2.- PARÁMETROS PARA DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO, SDI.

Suelo	T_a	T_b	T_c	T_d	T_e	T_f	$\alpha_A A$	$\alpha_V V$	$\alpha_D D$
NCh 433	s	s	s	s	s	s	cm/s ²	cm/s	cm
A	0,030	0,110	0,290	2,510	10	33	1085	50	20
B	0,030	0,200	0,540	2,000	10	33	1100	94	30
C	0,030	0,375	0,680	1,580	10	33	1212	131	33
D	0,030	0,375	0,680	1,580	10	33	1470	159	40

ANEXO C – Ensayos y pruebas de laboratorio (Informativo)

Se detallan una lista de ensayos recomendados para cada tipología tratada en esta normativa, abarcando las propiedades físicas, químicas, mecánicas y biológicas que pueden ser de relevancia para el estado de conservación de la edificación y sus posibles deficiencias y futura intervención.

Albañilería de Arcilla Cocida

Propiedades físicas	: Absorción de agua	NCh 181
	: Densidad	NCh 2123
	: Dimensiones geométricas	NCh 2123
Propiedades químicas	: Esfloreencias	
Propiedades mecánicas	: Resistencia a compresión por unidad y bloque	NCh 2123
	: Resistencia a compresión diagonal	

Acero

Propiedades físicas	: Requisitos de forma acero estructural	NCh 203
Propiedades químicas	: Contenido de carbono	NCh 203
Propiedades mecánicas	: Corrosión	
	: Resistencia a tracción	NCh 203
	: Tensión de fluencia	
	: Alargamiento	

Madera

Propiedades físicas	: Humedad	NCh 3028/2
	: Estabilidad dimensional	
	: Densidad aparente	
	: Contracción e hinchamiento volumétrico	NCh 980
	: Tolerancias dimensionales	NCh 3053
Propiedades químicas	: Emisión de formaldehído	NCh 174
		NCh 3390
Propiedades mecánicas	: Compresión paralela a la fibra	NCh 976
	: Compresión normal a la fibra	NCh 975
	: Resistencia a la flexión	NCh 987
	: Resistencia a clavaje	NCh 977
	: Extracción de clavo	NCh 979
	: Dureza	NCh 978
	: Tenacidad	NCh 986
Propiedades Biológicas	: Ataque por fitófagos	
	: Ataque por termitas	

Hormigón

Propiedades físicas	:	Docilidad	NCh 1019
		Densidad aparente – Densidad aparente compactada	NCh 1564
		Contenido de aire	ASTM C-231
		Uniformidad	NCh 1565
		Impermeabilidad	NCh 2262
Propiedades químicas	:	Requisitos de forma barras de acero para hormigón armado	NCh 204
		Reacción Álcali - arido	ASTM C - 227
		Carbonatación	
		Contenido de carbono barras de acero para hormigón armado	NCh 204
		Corrosión barras de acero para hormigón armado	
Propiedades mecánicas	:	Resistencia a compresión por testigos	NCh 1037
		Extracción de barra de acero	
		Resistencia a tracción barras de acero para hormigón armado	NCh 204
		Tensión de fluencia barras de acero para hormigón armado	
		Alargamiento barras de acero para hormigón armado	

Mortero

Propiedades físicas	:	Densidad aparente	NCh 1019
		Impermeabilidad	NCh 2262
Propiedades químicas	:	Reacción Álcali - arido	ASTM C - 227
		Carbonatación	
Propiedades mecánicas	:	Resistencia a compresión por testigos	NCh 1037
		Ensayo de adherencia	

ANEXO D – Factores de conversión para probetas de hormigón (Informativo)

La capacidad de las probetas de hormigón depende de sus dimensiones y forma, pudiendo ser necesario transformar los valores de resistencia a los de probetas cúbicas de dimensión básica de 200 mm, ensayada a los 28 días de edad.

Los valores de factores de conversión de probetas que se recomienda para traspasar resistencias de probetas cúbicas a cilíndricas, en general, son los propuestos por la International Organization for Standardization (ISO) en su documento ISO TC 71.69.

D.1. Relación entre probetas cúbicas y probetas cilíndricas

Los valores de resistencia a la compresión de cubos de 200 mm de arista y cilindros de 150 mm de diámetro pueden relacionarse según la fórmula:

$$f_c = k_1 \cdot f'_c \quad (\text{Ec A – 1})$$

donde:

- f_c : Resistencia sobre probetas cúbicas
 f'_c : Resistencia sobre probetas cilíndricas
 k_1 : Coeficiente indicado en TABLA A- 3.

TABLA A- 3.- FACTOR DE CONVERSIÓN PARA LAS PROBETAS PREFERIDAS EN FORMAS CÚBICAS Y CILÍNDRICAS.

f_c [MPa]	k_1	f'_c [MPa]
5	1.25	4
10	1.25	8
15	1.25	12
20	1.25	16
25	1.25	20
30	1.20	25
35	1.17	30
40	1.14	35
45	1.13	40
50	1.11	45
55	1.10	50
60	1.09	55

Los valores de TABLA A- 3 se pueden interpolar linealmente para valores intermedios de resistencia.

ANEXO E – Propiedades de materiales (Normativo)

Se presentan valores por defecto de cada materialidad que pueden ser utilizados en caso de no existir ensayos, destructivos o no destructivos, en unidades de MPa.

E.1. Albañilería

TABLA A- 4. - VALORES POR DEFECTO NOMINALES DE ALBAÑILERÍA HISTÓRICA DE LADRILLO.

Propiedad	Valor (MPa)
Resistencia a Compresión (f_m)	1,0
Módulo de elasticidad (E)	$600f'_m$
Resistencia al Corte (τ_0)	0,025
Módulo elástico de corte (G)	$0,25E$

E.2. Madera

TABLA A- 5. - VALORES POR DEFECTO DE TENSIÓN ADMISIBLE DE LAS MADERAS TÍPICAS CHILENAS.

Especies	Tensión admisible		Estado seco [MPa]
Pino Radiata	Resistencia a la flexión	F_f	8,60
	Resistencia a la compresión paralela	F_{cp}	6,60
	Resistencia de cizalle	F_{cz}	0,86
	Módulo elasticidad Flexión	E_f	6900
Roble	Resistencia a la flexión	F_f	14,00
	Resistencia a la compresión paralela	F_{cp}	10,50
	Resistencia de cizalle	F_{cz}	1,25
	Módulo elasticidad Flexión	E_f	9100
Pino Oregón	Resistencia a la flexión	F_f	11,00
	Resistencia a la compresión paralela	F_{cp}	8,30
	Resistencia de cizalle	F_{cz}	1,05
	Módulo elasticidad Flexión	E_f	7900

E.3. Hormigón

TABLA A- 6. - VALORES POR DEFECTO DE RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE HORMIGÓN ANTIGUO.

Clases de hormigón	Resistencia característica probeta cúbica (f_c) [MPa]
A	10,0
B	12,8
C	15,2
D	18,8
E	24,0

TABLA A- 7.- VALORES POR DEFECTO DE PROPIEDADES MECÁNICAS DE ACERO DE REFUERZO.

Grado	Tensión de Fluencia (f_y) [MPa]	Resistencia a la tracción (f_u) [MPa]
A37 - 24H	240	370

E.4. Acero

TABLA A- 8.- VALORES POR DEFECTO DE TENSIÓN ADMISIBLE DE ACERO ESTRUCTURAL.

Año	Tensión admisible (F_f) [MPa]
Antes de 1900	100
1900 - 1960	120
1960 en adelante	140

ANEXO F – Métodos de intervención (Informativo)

A continuación, se indican los métodos de intervención más comunes para las tipologías estructurales definidas en el alcance de esta norma.

F.1. Albañilerías

El análisis preliminar debe identificar las características de los materiales (piedras, ladrillos o tipos de morteros), y la forma cómo están unidos estos elementos. Del mismo modo, es importante conocer el tipo de entramado o ensamblaje de las unidades, es decir, cómo se relacionan geométricamente entre sí.

Las estructuras de albañilería dependen, por lo general, de los elementos estructurales de amarre y confinamiento como son pilares y cadenas, entre otros, por lo cual es importante examinar la disposición y conexión efectiva entre éstos.

Las principales causas del daño y colapso son las cargas verticales, las que pueden producir aplastamientos, pandeo y rotura frágil, entre otros. Estas situaciones son especialmente peligrosas porque generan deformaciones y signos poco visibles.

Las fuerzas laterales y sus efectos también son importantes en construcciones elevadas como cuando existen empujes de arcos y bóvedas.

Comentario: Es importante considerar que paredes o muros de gran espesor pueden estar constituidos por distintos tipos de materiales y calidades estructurales, lo que puede provocar efectos como empujes laterales o separaciones del núcleo. En este caso es preciso determinar si paramentos y núcleo actúan conjunta o separadamente.

Entre las distintas intervenciones destinadas a reforzar una muro se recomienda:

- a) Rejuntado de la albañilería, consolidación de la pared con mortero.
- b) Refuerzo mediante armaduras metálicas, verticales o longitudinales,
- c) Eliminación y reposición de material deteriorado.
- d) Desmontaje y reconstrucción del elemento constructivo, ya sea de manera parcial o total.

La selección adecuada de los morteros para consolidar las albañilerías ante problemas de agrietamiento y deterioro depende de las características de los materiales.

Los cementos que contienen sales sólo pueden utilizarse cuando no hay riesgo de daño sobre la obra original y sus paramentos. En las paredes con morteros de yeso, la reacción entre el yeso y los minerales del cemento tiene como resultado la formación de sales que tarde o temprano supondrán un daño. Puede darse el problema de lixiviación de sales solubles del mortero que tenga como resultado eflorescencia en la superficie de los ladrillos.

Una alternativa a la consolidación del material es la utilización de tirantes de materiales adecuados, que contribuyen a mejorar la calidad portante de la estructura.

Los arcos y estructuras abovedadas son típicas de las albañilerías, dado que su uso permite una baja resistencia a la tracción y excelente capacidad portante. Sin embargo, el movimiento de sus apoyos laterales y estribos puede introducir momentos flectores y tensiones de tracción, lo cual conduce a la abertura de las juntas y, en consecuencia, a un posible colapso.

Los problemas estructurales pueden relacionarse con una ejecución de baja calidad (baja adherencia entre los elementos, baja calidad del material, etc.), una geometría inadecuada de la distribución de

cargas o una resistencia y rigidez inapropiadas de los elementos que deben resistir los empujes (cadenas metálicas, estribos, etc.).

Las principales medidas de intervención se basan en el reconocimiento de los puntos señalados anteriormente, la adición de tirantes, la construcción de machones o contrafuertes, o la corrección de la distribución de cargas (en algunos casos añadiendo carga).

Estructuras elevadas, como torres o campanarios, pueden experimentar tensiones de compresión elevadas y presentar problemas similares a los de pilares y columnas. Además, pueden estar debilitadas por modificaciones y conexiones deficientes entre los elementos estructurales que las conforman. En este escenario, los diafragmas, los tirantes horizontales y las cadenas pueden aumentar la capacidad resistente frente a cargas gravitatorias.

F.2. Madera

En el caso de las edificaciones de madera, su comportamiento estructural se encuentra determinado por la especie a que pertenece y sus características de crecimiento, además del estado de conservación y deterioro del inmueble.

Las operaciones preliminares deben orientarse a identificar las especies utilizadas susceptibles al ataque biológico, y la evaluación de la resistencia de los elementos individuales, en lo relativo al tamaño, distribución de nudos y otras características del crecimiento.

<i>Comentario: Las fisuras o grietas axiales, radiales o tangenciales a las fibras de la madera (fendas) debidas a la retracción por secado, deberán limitarse si la experiencia y la investigación demuestran que tienen un efecto significativo en la resistencia de las calidades especiales del material. En caso contrario deberán despreciarse.</i>

La durabilidad puede verse afectada por los métodos de tala, secado y aserrado, que pueden haber variado en diferentes momentos de construcción. Los ataques de hongos e insectos son las fuentes principales del daño. Estos ataques están relacionados con un alto contenido de humedad y la temperatura. El contenido de humedad debe ser considerado como indicación de la vulnerabilidad al ataque.

Un mantenimiento pobre de los edificios y los cambios radicales en las condiciones internas de la madera, son las causas más comunes de su deterioro.

El uso de productos químicos puede proteger la madera del ataque biológico. Por ejemplo, en el caso de estructuras de cubierta los extremos de las vigas, empotrados en envigados o muros de albañilería, deben ser protegidos.

Se debe verificar la compatibilidad de la estructura de madera con los materiales de refuerzo que se introduzcan. Por ejemplo, los elementos de fijación de acero son susceptibles a corrosión y por lo tanto deberían utilizarse aceros inoxidables. Las intervenciones no deben restringir la evaporación de la humedad de la madera.

La madera se utiliza frecuentemente para formar estructuras aporticadas y celosías, donde los principales problemas están asociados con la rotura local de los nudos. En tales casos, las medidas terapéuticas más comunes consisten en reforzar los nudos o añadir elementos diagonales suplementarios para mejorar la estabilidad frente a esfuerzos laterales.

F.3. Hierro y acero

Se debe distinguir entre las estructuras de hierro fundido, de hierro forjado y las estructuras de acero. El primero no sólo es frágil en tracción, sino que además puede incorporar esfuerzos residuales causados por coladas. Dada su fragilidad, si está sujeto a tensiones de tracción, puede fracturarse sin previo aviso. La resistencia de elementos individuales puede verse afectada negativamente por una fabricación deficiente en la fundición.

Todos los materiales ferrosos son susceptibles a corrosión, la cual siempre va acompañada de un aumento del volumen, el que, a su vez, puede aumentar las tensiones en materiales asociados. Por ejemplo, el fraccionamiento de piedra u hormigón como resultado de la corrosión de barras o grapas de hierro insertadas.

Las uniones son los elementos más vulnerables en las estructuras de hierro y acero. Es donde se generan concentración de tensiones, especialmente en huecos o perforaciones para elementos de fijación. Los puentes u otras estructuras sometidas a cargas cíclicas pueden experimentar rotura por fatigamiento.

En conexiones con roblones y pernos es muy importante revisar las grietas y fisuras que se inician en huecos o perforaciones.

En el caso de estructuras con uniones soldadas, se debe demostrar que el material base cumple con las condiciones para ser soldable, verificando que el contenido de carbono equivalente C_{eq} sea menor a 0.4%. En ningún caso se debe permitir que la transmisión de esfuerzos se efectúe mediante elementos con diferentes calidades de acero o distintos sistemas de unión (soldadura, remache, perno). Lo anterior puede generar concentraciones de esfuerzos locales, llevando al sistema estructural a fallas con bajo nivel tensional.

La protección contra la corrosión del hierro y el acero, precisa, en primer lugar, eliminar la corrosión de las estructuras, limpiar, imprimir y posteriormente recubrir las superficies con productos anticorrosivos adecuados. En ningún caso se aceptará el uso de grasas o aceites normales para lograr esta protección.

En general no es posible reparar estructuras de hierro y acero fuertemente dañadas y deformadas. El refuerzo de estructuras débiles puede conseguirse añadiendo nuevos elementos, debiendo evitarse el uso indiscriminado de soldadura como forma de unión.

F.4. Hormigón armado

El hormigón armado y el hormigón pretensado son los materiales muy usados en edificios que actualmente son considerados de valor patrimonial. Si embargo en muchos de ellos, durante su construcción no se tenía una comprensión acabada del funcionamiento de esos materiales, de modo que pueden presentar problemas especiales de resistencia, durabilidad, impermeabilidad y otros, como: insuficiencia de armaduras, dosificaciones pobres, recubrimientos inadecuados, etc.

Los problemas más comunes incluyen la carbonatación del hormigón, que lo vuelve más frágil, y reduce la protección del acero frente a la corrosión. El hormigón armado expuesto a cloruros, en ambientes marinos o salinos, permite e intensifica la corrosión del acero.

La corrosión del acero tiene como resultado el desmoronamiento del hormigón, debido al aumento de volumen de las barras. Para consolidar un elemento de hormigón armado afectado por este fenómeno, se precisa la eliminación del hormigón deteriorado (por ejemplo, mediante chorro de agua, medios mecánicos u otros), el saneamiento del acero, la adición de nueva armadura o recambio de la existente y la reconstrucción de la superficie, utilizando, en algunos casos, hormigones y aditivos especiales.

ANEXO G – Bibliografía (Informativo)

- [1] Allen, D.E. *Safety Criteria for Evaluation of Existing Structures*. IABSE Colloquium: Remaining Structural Capacity, Copenhagen, 1993, pp. 77-84.
- [2] ASCE. ASCE 41:13. *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. American Society of Civil Engineers, 2014.
- [3] Carta de Atenas para la Restauración de Monumentos históricos. Primera Conferencia Internacional de Arquitectos y Técnicos de Monumentos históricos, Atenas, 1931.
- [4] Carta Internacional para la Conservación y Restauración de Monumentos y Sitios (la Carta de Venecia, 1964). Segundo Congreso Internacional de Arquitectos y Técnicos de Monumentos Históricos, Venecia 1964.
- [5] FEMA. FEMA 273: *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Building Seismic Safety Council, Washington, Octubre, 1997.
- [6] FEMA. FEMA 310: *Handbook for the seismic evaluation of buildings*. American Society of Civil Engineers (ASCE) & Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1998.
- [7] Hurtado, Eduardo. *Ficha de lesiones típicas de daños por terremoto en inmuebles*. Dirección de Arquitectura. Ministerio de Obras Públicas. Versión 1. Santiago, Abril, 2014.
- [8] ICOMOS-ISCARSAH. *Recomendaciones para el análisis, conservación y restauración estructural del Patrimonio arquitectónico*. ISCARSAH-Comité Internacional sobre Análisis y restauración de estructuras del patrimonio arquitectónico, ICOMOS, 2003. Ed. especial. Trad. Agnès González Dalmau. 2004.
- [9] ICOMOS Charter. *Principles for the analysis, conservation and structural restoration of architectural Heritage*. (2003) / ICOMOS: ratified by the ICOMOS 14th General Assembly, in Victoria Falls, Zimbabwe, Octubre, 2003.
- [10] ICOMOS. *The Nara Document on Authenticity*. (1994) / Ratified at Nara Conference on Authenticity in Relation to the World Heritage Convention. Nara, Japón, Noviembre, 1994.
- [11] ISO13822:2010. *Bases for design of structures - Assessment of existing structures*. Technical Committee. ISO/TC 98/SC2. Reliability of structures. 2010.
- [12] ISO 2394:2015. *General principles on reliability for structures*. Technical Committee. ISO/TC 98/SC2. Reliability of structures. 2015.
- [13] ISO 2854:1976. *Statistical interpretation of data - Techniques of estimation and tests relating to means and variances*. Technical Committee. ISO/TC 69. Applications of statistical methods. 1976. Revised in 2006.
- [14] ISO 12491:1997. *Statistical methods for quality control of building materials and components*. Technical Committee. ISO/TC 98/SC2. Reliability of structures. 1997. Revised in 2013.
- [15] Ley N° 17288. *Sobre Monumentos Nacionales y Normas relacionadas*. Ministerio de Educación. Dirección de Bibliotecas, Archivos y Museos, y Consejo de Monumentos Nacionales. 2015.

- [16] *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni*. Consiglio superiore dei lavori pubblici. Ministero dei beni e delle attività culturali e del turismo. 2006.
- [17] *Manual para la construcción y diseño de edificios de Albañilería armada de bloques de cemento y ladrillos cerámicos*. Dirección de Arquitectura. Ministerio de Obras Públicas. 1983.
- [18] Melchers, R.E. *Structural Reliability; Analysis and Prediction*. ELLIS HORWOOD, 1987.
- [19] Mori, Y; Ellingwood, B. *Reliability-based Service Life Assessment of Aging Concrete Structures*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.119, No.5, 1993.Pp. 1600-1621,
- [20] NCh170.Of2016. *Hormigón. Requisitos generales*. Instituto Nacional de Normalización, 2016.
- [21] NCh430.Of2008. *Hormigón armado - Requisitos de diseño y cálculo*. Instituto Nacional de Normalización, 2008.
- [22] NCh204.Of2006. *Acero - Barras laminadas en caliente para hormigón*. Instituto Nacional de Normalización, 2006.
- [23] NCh427.cR1977. *Construcción - Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero*. Instituto Nacional de Normalización, 1977.
- [24] NCh428.Of57. *Ejecución de construcciones de acero*. Instituto Nacional de Normalización, 1957.
- [25] NCh1928.Of1993 mod.2009. *Albañilería Armada - Requisitos para el diseño y cálculo*. Instituto Nacional de Normalización, 2009.
- [26] NCh2123.Of1997 mod.2003. *Albañilería confinada -Requisitos de diseño y cálculo*. Instituto Nacional de Normalización, 2003.
- [27] NCh1198.Of2014. *Madera - Construcciones en madera - Cálculo*. Instituto Nacional de Normalización, 2014.
- [28] NCh1990.Of2017. *Madera - Tensiones admisibles para madera estructural*. Instituto Nacional de Normalización, 2017.
- [29] Rackwitz, R. *A Concept for Deriving Partial Safety Factors for Time Variant Reliability*. Proceedings to ESREL '97, Advances in Safety and Reliability, Lisbon,1997. Pp. 1295-1305.

NOTAS:

1. El concepto de Autenticidad se definió en la Carta de Venecia [4] de 1964 como patrimonio compuesto de material original, posición original, diseño original y procedimiento original. Posteriormente, en 1994, fue ampliado por el Documento de Nara.
2. ISCARSAH (Comité Científico Internacional para el Análisis y Restauración de las Estructuras de Arquitectura Patrimonial, ICOMOS), elaboró una guía de conservación de las estructuras patrimoniales [8], documento ratificado por ICOMOS en la 14ª Asamblea General, en las Cataratas Victoria, Zimbabwe, Octubre, 2003 [9].