UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAISO – CHILE

COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO EN ESTRUCTURAS DE ACERO

Memoria de titulación presentada por
ARTURO MILLÁN CORREA

Como requisito parcial para optar al título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Carlos Aguirre A.

Julio de 2017

Al de Hipona, allá en la Urbe celeste

Nomenclatura

b_f	=	ancho ala de columna perfil W
C_d	=	factor de amplificación de las deformaciones.
CMR	=	razón de margen de colapso (*collapse margin ratio*)
D	=	carga permanente
E	=	carga sísmica según NCh433
E	=	módulo de elasticidad del acero, kgf/cm^2
F_y	=	tensión mínima de fluencia, kgf/cm^2
F_{ye}	=	resistencia de fluencia esperada, kip/in^2
H,h	=	altura de alma de columna perfil W
L	=	carga de uso según NCh1537
L_r	=	carga de uso de techo según NCh1537
OCBF	=	pórticos arriostrados concéntricos corrientes (*ordinary concentric braced frames*)
P	=	peso total del edificio a considerar en la demanda sísmica, *ton*
PSA	=	pseudo aceleración espectral, m/s^2
$Q_{analisis}$	=	corte basal empleado en el análisis, *ton*
$Q_{espectro}$	=	corte basal resultante de la aplicación directa del espectro de diseño, *ton*
Q_{max}	=	corte basal máximo según norma de diseño sísmico, *ton*
Q_{min}	=	corte basal mínimo según norma de diseño sísmico, *ton*
R	=	factor de modificación de respuesta
*R**	=	factor de modificación de respuesta ajustado por periodo, NCh433, *seg*
SCBF	=	pórticos arriostrados concéntricos especiales (s*pecial concentric braced frames)*
S_s	=	aceleración espectral para periodos cortos (0,2 seg) y un amortiguamiento de 5%
S_1	=	aceleración espectral para un periodo de 1,0 seg y un amortiguamiento de 5%
$\hat{S}_{CT}$	=	coordenada espectral de colapso.
$\hat{S}_{MT}$	=	coordenada del espectro elástico de diseño
T_1	=	periodo fundamental de la estructura, *seg*
t_f	=	espesor de alma de columna perfil W
t_w	=	espesor de ala de columna perfil W
V	=	corte basal ante demanda por sismo, *ton*
Δ_c	=	deformación axial para la carga de pandeo esperada, *cm*
ϑ_y	=	rotación de fluencia, radianes
Ω_0	=	factor de sobrerresistencia

Contenido

I. Introducción 7
II. Objetivos 9
III. Organización del documento 10
1. Práctica actual del diseño sísmico en Chile 11
1.1 Normativa nacional. 11
1.2 Normativa sísmica. NCh 433 Of96Mod2009. DS 61. 11
1.3 Factores R. 12
1.4 Combinaciones de carga. NCh 3171.Of2010. 15
2. Práctica actual del diseño sísmico en USA 16
2.1 Normativa USA. 16
2.2 ASCE 07-10. 16
2.2.1. Capítulo 11. *Seimic Design Criteria*. Criterios de diseño sísmico ASCE-7. 16
2.2.2. Capítulo 12. Seismic Design Requirements for Building Structures. Requisitos de diseño sísmico para edificios. 19
2.2.3. Prácticas constructivas EEUU. 24
3. Conocimiento actual de los factores de modificación de respuesta R 25
3.1 Antecedentes históricos. 26
3.2 Fema P695, “Determinación de los factores de desempeño sísmico en edificios”. 28
4. Procedimiento de comparación del desempeño de los factores de modificación de respuesta de código ASCE7 y norma NCh 433. 32
4.1 Antecedentes. 32
4.2 Definición de arquetipos. 33
4.3 Registros de terremotos. 34
4.3.1 Registros medidos en Chile. 35
4.3.2 Registros medidos en EE.UU. 36
4.4 Diseño sísmico de arquetipos. Método de análisis modal espectral. 37
4.5 Descripción del comportamiento estructural. Desarrollo de modelos de análisis. 38
4.6 Resultados de ensayos en elementos de acero. 39
4.6.1 Riostras 40
4.6.2 Columnas 41
4.6.3 Vigas 41

4.6.4 Conexiones 42
4.7 Determinación de la capacidad estructural. Estados límites de desempeño. 42
4.7.1 Riostras. 43
4.7.2 Columnas. 44
4.7.3 Vigas. 45
4.8 Factores de comparación. 46
4.8.1 Factor de forma espectral. 46
4.8.2 Incertezas en evaluación de *ACMR*. Valores admisibles de *ACMR*. 47
4.9 Procedimiento de evaluación. 48
4.9.1 Descripción procedimiento de evaluación. 48
4.9.2 Procedimiento estándar para la determinación del margen de colapso, CMR. 49
4.9.3 Evaluación factores de respuesta R, Ω_0 y C_d. 53
4.9.4 Disposiciones de Fema P695 no consideradas en este trabajo. 54
5. Comparación del desempeño de los factores de modificación de respuesta de código ASCE7 y norma NCh 433 en pórticos arriostrados especiales. 55
5.1 Campo de comparación. 55
5.2 Pórticos de acero arriostrados en V invertida especiales. Descripción sistema sismorresistente. 56
5.2.1 Diseño estructural en pórticos arriostrados especiales. Requisitos. 58
5.3 Evaluación estructural en pórticos arriostrados concéntricos especiales. Diseño de arquetipos. 62
5.3.1 Edificio de 4 pisos. 62
5.3.2 Edificio de 6 pisos. 64
5.3.3 Edificio de 8 pisos. 67
5.3.4 Edificio de 10 pisos. 70
5.3.5 Edificio de 15 pisos. 74
5.4 Evaluación no lineal en pórticos arriostrados especiales. Determinación del punto de colapso. 78
5.4.1 Edificio de 4 pisos. 78
5.4.2 Edificio de 6 pisos. 81
5.4.3 Edificio de 8 pisos. 85
5.4.4 Edificio de 10 pisos. 89
5.4.5 Edificio de 15 pisos. 92

5.5 Evaluación del desempeño en pórticos arriostrados especiales en V invertida. Suelo D en zona 3 NCh 433 Of96 Mod2009. 95

5.6 Evaluación del desempeño en pórticos arriostrados especiales en V invertida. Suelo D para demanda espectral de la ciudad de Los Angeles. 98

5.7 Comparación del desempeño en pórticos arriostrados especiales en V invertida. Suelo D zona 3 NCh 433 respecto de ASCE7. 101

6. Comparación del desempeño de los factores de modificación de respuesta de código ASCE7 y norma NCh 433 en pórticos arriostrados corrientes. 103

6.1 Campo de comparación. 103

6.2 Pórticos de acero arriostrados concéntricos corrientes. Descripción sistema sismorresistente. 104

6.2.1 Diseño estructural en pórticos arriostrados corrientes. Requisitos. 105

6.3 Evaluación estructural en pórticos arriostrados concéntricos corrientes. Diseño de arquetipos. 108

6.3.1 Edificio de 4 pisos. 109

6.3.2 Edificio de 6 pisos. 111

6.3.3 Edificio de 8 pisos. 113

6.3.4 Edificio de 10 pisos. 115

6.4 Evaluación no lineal en pórticos arriostrados corrientes. Determinación del punto de colapso. 119

6.4.2 Edificio de 6 pisos. 122

6.4.3 Edificio de 8 pisos. 125

6.4.4 Edificio de 10 pisos. 129

6.5 Evaluación del desempeño en pórticos arriostrados corrientes concéntricos en X entre niveles. Suelo B en zona 2 NCh 433 Of96 Mod2009. 135

6.6 Evaluación del desempeño en pórticos arriostrados corrientes concéntricos en X entre niveles. Suelo B para demanda espectral de la ciudad de Portland. 138

6.7 Comparación del desempeño en pórticos arriostrados corrientes en X. Suelo B zona 2 NCh 433 respecto de ASCE7. 141

7. Conclusiones. 143

8. Referencias. 145

I. Introducción

En las regiones cuyas estructuras están expuestas a la ocurrencia de sismos de intensidad severa, como es el caso de las construcciones edificadas en nuestro país, es necesario el estudiar los efectos generados por la acción de los sismos característicos a una cierta zona geográfica, lo cual permita el resguardo de la integridad física de los ocupantes, así como el minimizar la pérdida económica, esto a través de métodos o procedimientos que consideren los distintos tipos o sistemas estructurales y su comportamiento frente a terremotos severos.

A lo largo del siglo XX, a través de múltiples iniciativas incentivadas por el avance de la técnica y de las herramientas de análisis, la tendencia predominante en el diseño de estructuras sismorresistentes ha sido el desarrollo de modelos de análisis lineales elásticos, los cuales son evaluados para los efectos de una demanda sísmica estandarizada. En estos modelos de análisis, las fuerzas generadas en los distintos elementos son proporcionales en forma lineal a los desplazamientos, permitiendo el caracterizar sistemas estructurales complejos con un gran número de grados de libertad y relaciones fuerza desplazamiento en una forma sencilla y directa. Esta linealidad, si bien es cierta para rangos reducidos de deformación, se pierde a medida que la demanda sísmica aumenta su intensidad, lo cual obliga a implementar prácticas de diseño que permitan evaluar dichas estructuras ante un rango mayor de deformaciones.

Esta necesidad ha sido abordada mediante el uso de los factores de modificación de respuesta R, los cuales reducen la demanda sísmica definida en los espectros de diseño. Esta reducción en la demanda está basada en las características de ductilidad y sobrerresistencia de los distintos tipos estructurales, las cuales permiten afirmar que dichas estructuras tendrán un comportamiento global estable ante deformaciones mayores a las consideradas en el análisis.

Tradicionalmente, los factores de modificación de respuesta estructural R se han basado en valores acordados en forma cualitativa por los especialistas de los distintos materiales, dada la ausencia de metodologías que permitieran una evaluación sistemática de dichos factores. Si bien dichos factores han prestado una contribución importante a las prácticas de la ingeniería, es necesaria su validación a través de criterios cuantitativos, entre los cuales las herramientas de análisis no lineal recientemente disponibles permiten la evaluación sistemática de los distintos tipos estructurales.

La revisión de los efectos que genera el empleo de los factores de modificación de respuesta R en el diseño tiene como objeto principal validar una práctica que ha permitido construir un gran número de estructuras con un comportamiento satisfactorio probado durante sismos de intensidad severa, entre los que destacan el reciente sismo ocurrido el 27 de febrero de 2010, en el que la mayoría de los construcciones de materiales construidos de acuerdo a códigos de diseño modernos presentaron un comportamiento satisfactorio. Asimismo, se busca identificar prácticas de diseño deseables para el conjunto de tipos estructurales considerados.

El presente trabajo considera la revisión de las estructuras de acero conocidas como pórticos arriostrados concéntricos especiales (SCBF *Special Concentric Braced Frames*) y los denominados

pórticos arriostrados concéntricos corrientes (OCBF *Ordinary Concentric Braced Frames*), los cuales han sido seleccionados por ser los tipos estructurales en acero más empleados en Chile.

II. Objetivos

En regiones de alto riesgo sísmico, como es el caso de Chile, donde se espera que las estructuras deban resistir al menos un sismo de intensidad severa durante su vida útil, es necesario revisar las disposiciones de diseño sísmico, en especial las relacionadas a la determinación de la resistencia de diseño a partir de la evidencia experimental. Esta evidencia experimental se ha traducido en las disposiciones de diseño sísmico de la norma NCh 433 Of96 Mod2009, en especial el uso de un espectro de diseño, el cual entre sus parámetros se cuenta el factor de modificación de respuesta R, el cual relaciona las demandas elásticas con las demandas de diseño a través de consideraciones de no linealidad en la respuesta de las estructuras.

De acuerdo a lo anterior, los objetivos de esta memoria de título son:

1. Recopilar los antecedentes ligados a la formulación de los valores de R en el código NCh 433 en Chile.
2. Documentar como los factores de modificación de respuesta son usados en los códigos vigentes en USA.
3. Presentar el conocimiento actual de los factores R.
4. Encontrar una forma racional para transportar los factores de modificación de respuesta publicados en los códigos de USA a la norma NCh 433.

III. Organización del documento

Los objetivos presentados han sido desarrollados de acuerdo a la siguiente disposición:

El capítulo 1 trata acerca de la práctica actual del diseño sísmico en Chile, lo que incluye la descripción de las normas empleadas en el diseño de estructuras, entre las que destaca la norma NCh 433 y su metodología para la determinación de la demanda sísmica, con un especial énfasis en los factores de modificación de respuesta allí especificados.

En forma similar, el capítulo 2 describe las prácticas de diseño sísmico empleadas en las regiones de alto riesgo sísmico de los EE.UU. Entre las disposiciones tratadas se encuentran las relativas a la determinación del espectro de diseño y los factores de modificación de respuesta a considerar en la cuantificación de la demanda sísmica.

El capítulo 3 expone el conocimiento actual de los factores de modificación de respuesta, su evolución en el tiempo, y las nuevas metodologías disponibles para su estudio.

El capítulo 4 expone la metodología propuesta en este trabajo para el estudio de los factores de modificación de respuesta, así como la definición del campo de estudio considerado en la aplicación práctica de esta metodología a través de la comparación del desempeño esperado para estructuras diseñadas mediante la norma chilena NCh 433 y la norma ASCE 7.

El capítulo 5 desarrolla en forma práctica la metodología propuesta en el capítulo 4 para las estructuras de acero arriostradas en una zona de alta demanda sísmica, comparando el desempeño esperado para estructuras a ubicar en Chile y en los EE.UU.

El capítulo 6 presenta de la misma forma el uso práctico de la metodología, en este caso aplicado a la comparación de estructuras de acero arriostradas proyectadas en Chile y en los EE.UU, para una zona de una demanda sísmica equivalente a la de la zona 2 suelo B definidas en DS 61.

El capítulo 7 trata acerca de las conclusiones derivadas del trabajo desarrollado en la elaboración de este documento.

El capítulo 8 da el detalle de las referencias.

El anexo A informa en detalle los registros empleados en el análisis. El anexo B presenta un procedimiento alternativo para la determinación de factores R0 a partir de los factores R de ASCE 7. El anexo C da a conocer el modelo de análisis empleado en el análisis de una estructura de seis pisos estudiada en el capítulo 5, considerado como modelo tipo para las diferentes estructuras analizadas.

1. Práctica actual del diseño sísmico en Chile

1.1 Normativa nacional.

La normas que reglamentan el diseño de estructuras de acero en Chile y cuyo uso está reglamentado en la Ordenanza General de Construcción son las siguientes:

- NCh 433 Of96 Mod20009. "*Diseño sísmico de edificios*"
- NCh 1537 Of2009, "*Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso*".
- NCh 3171 Of.2010, "*Diseño estructural, Disposiciones generales y combinaciones de cargas".*
- NCh 427.cR76, "*Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero para edificios*".
- Decreto Supremo DS 61, "*Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios*".

Las normas de la serie NCh corresponden a las normas emitidas por el Instituto Nacional de Normalización, INN. Por su parte, el DS 61 ha sido emitido por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo.

En forma adicional, el anexo B de NCh 433 Of96 Mod2009 (en adelante NCh433) especifica el uso de las siguientes normas, mientras no se oficialice la norma chilena para el diseño de estructuras de acero.

- AISC 360-05, "*Specification for Structural Steel Buildings*".
- AISC 341-05, "*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*".

Ambas normas han sido elaboradas por el *American Institute of Steel Construction*, AISC.

Las normas descritas en esta sección son de carácter obligatorio.

1.2 Normativa sísmica. NCh 433 Of96Mod2009. DS 61.

La norma que reglamenta el diseño sísmico en estructuras habitacionales es la norma chilena NCh 433 Of96Mod2009, "*Diseño sísmico de edificios*" (INN, 2009), la cual a lo largo del presente trabajo es denominada NCh 433. Adicionalmente, tras el sismo del año 2010 debe ser empleada en conjunto al Decreto Supremo DS 61 (MINVU, 2011), en lo sucesivo DS 61, incorpora modificaciones en la clasificación de los tipos de suelo, así como en el espectro de diseño. El DS 61, a su vez, mantiene el uso de un factor de modificación R*, el cual reduce la demanda establecida en el espectro de diseño definido en el artículo 12, mediante la expresión:

$$S_a = \frac{SA_0\alpha}{(R^*/I)} \qquad (1.2\text{-}1)$$

en el que S depende de las características del suelo, A_0 es la aceleración efectiva máxima, la cual depende de la zonificación sísmica del país, α es el factor de modificación, R* es el factor de reducción de respuesta, e I refleja la importancia de la estructura. Si bien el espectro ha sido modificado en los últimos años (2010, 2011), la expresión para determinar el factor R^* se ha mantenido sin cambios, de acuerdo al acápite 6.3.5.3 de NCh 433 Of96Mod2009.

El factor de modificación α corresponde a la amplificación esperada para un sistema elástico de un grado de libertad, el que en conjunto al valor de aceleración máxima A_0 y al factor S incorporado en DS 61, proporcionan la forma del espectro elástico. En la determinación de este espectro se consideró principalmente el análisis de sistemas de un grado de libertad sujetos al registro de aceleraciones de los terremotos de marzo de 1985 y de febrero de 2010, sin consideraciones relativas a un análisis probabilístico de la demanda sísmica (Boroschek, Soto, Leon, 2011). El factor R^*, tratado en la sección 1.3, permite obtener la demanda de diseño a partir del espectro de diseño elástico.

En forma adicional al espectro de diseño, la normativa considera un valor máximo y mínimo al corte basal de diseño determinado a partir del espectro, los cuales se definen como $IC_{max}P$ y $ISA_0P/6g$, según lo señalado en 6.3.7.2 de NCh433 y el artículo 14 del DS 61, respectivamente. El valor de C_{max} es una estimación de la demanda sísmica máxima la cual pueda efectivamente desarrollarse para cada tipo estructural durante un sismo de intensidad severa, y cuyo valor es determinado en la tabla 6.4 de NCh 433, de acuerdo al factor R característico de cada tipo estructural, mientras que P corresponde al "peso total del edificio sobre el nivel basal". Los valores límites señalados están referidos al corte basal, el cual es la resultante de la combinación modal de los distintos modos de vibración considerados en el análisis, por lo que no son límites aplicados directamente al espectro de diseño, si no al corte basal combinado. Normalmente, para estructuras regulares, el modo fundamental de respuesta es determinante en la evaluación de la demanda de diseño, resultando en una cierta proporcionalidad entre el espectro de diseño y el corte basal. Estas limitantes afectan la determinación de las fuerzas de diseño y los desplazamientos a emplear en el diseño, los que son incorporados en el diseño de acuerdo a las combinaciones de carga definidas en NCh 3171 (INN, 2010).

El espectro de diseño y sus limitantes se encuentran avalados por el buen desempeño mostrado por las estructuras en los sismos de marzo de 1985, febrero 2010 y septiembre 2015, entre otros, especialmente en estructuras de hormigón, que es el material más empleado en la construcción de estructuras habitacionales de altura en Chile. La relativa ausencia de estructuras de acero al momento de ocurrir dichos terremotos no ha permitido constatar la idoneidad de las disposiciones sísmicas para las estructuras de acero, razón por la cual es recomendable estudiar en detalle el comportamiento de estas.

1.3 Factores R.

El espectro de diseño especificado en NCh 433, debido a las ductilidad y amortiguamiento observadas para distintos sistemas estructurales ante sismos de intensidad severa, define un factor de reducción de respuesta R^*, que reduce la demanda determinada mediante un espectro demanda elástica a una demanda de diseño menor con la cual se dimensionan los elementos estructurales. El factor de modificación de respuesta R^* refleja la capacidad de los sistemas estructurales de sustentar en forma estable deformaciones mayores a las determinadas para el limite resistente, lo cual está asociado a la ductilidad de los elementos que forman parte de un determinado tipo estructural.

Esta ductilidad de los elementos estructurales se refiere a la capacidad que poseen los distintos miembros pertenecientes a un sistema sismorresistente de sustentar en forma estable deformaciones mayores a las de su límite elástico, el cual frecuentemente está asociado al rango en el cual un elemento se deforma sin presentar daños y/o deterioros en su capacidad resistente y en su rigidez. Durante sismos pasados se han observado para distintos sistemas constructivos significativas incursiones en el rango no lineal de respuesta en sus elementos sismorresistentes. Estas mayores deformaciones en el rango no lineal se traducen en daños, los cuales dentro de un rango acotado permiten la liberación de la energía inducida por el sismo, a la vez que mantienen un comportamiento global estable. Deformaciones mayores aún resultan en una pérdida de resistencia y/o rigidez, las que pueden llegar a generar un colapso parcial o completo del sistema estructural. De esto se tiene que el control de deformaciones dentro del rango permitido por el tipo estructural es fundamental para el buen desempeño sísmico, lo cual hace necesario el estudio tanto de la experiencia recopilada durante sismos pasados, del uso de modelos de análisis rigurosos y de los resultados de laboratorio, los que han servido de base para la asignación de los factores de modificación de respuesta en las distintas normativas de diseño sísmico.

De lo anterior se tiene que si bien las solicitaciones de diseño son significativamente menores a las determinadas por el espectro elástico, permitiendo el daño de los elementos estructurales durante sismos de intensidad severa, si son suficientes para evitar el colapso total o parcial de una edificación. En NCh 433, la determinación de la demandas de diseño, considera la reducción de la demanda elástica mediante el uso de un factor de reducción definido por:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0{,}10T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \qquad (1.3\text{-}2)$$

donde T^* ha sido definido como el "periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis", y R_0 es el factor de modificación de respuesta definido en tabla 5.1, la cual define los valores máximos de los factores de reducción para los distintos tipos estructurales. La relación descrita en la expresión 1.2-2 entre R_0 y R^* se obtuvo del análisis de espectros elástico e inelásticos presentada por Ridell, Hidalgo y Cruz (1989), la cual se fundamenta en el hecho de que para estructuras de periodos bajos, la reducción en la capacidad resistente resulta en desplazamientos considerablemente mayores a los determinados en un análisis elástico, lo que resulta en demandas de ductilidad significativas. La relación 1.2 determina para un nivel de ductilidad constante asociado a cada tipo estructural los valores del factor de reducción para distintos periodos fundamentales. Esta relación resulta en una reducción de la demanda elástica menor para periodos bajos, mientras que para periodos altos, dicho valor se incrementa, tendiendo a un valor de $R^* = 1+R_0$, el cual depende únicamente del tipo estructural.

La expresión 1.3-2 se origina en la evaluación de espectros inelásticos, esto es de la evaluación de modelos de un único grado de libertad, determinándose para un nivel de ductilidad constante la reducción ponderada en la respuesta admisible para un grupo de sismos. Sin embargo, del análisis de registros de aceleración individuales, se observan importantes variaciones en el factor de

modificación de respuesta dependiendo del período y del contenido de frecuencias del registro estudiado, los cuales sólo tienden a un valor estable para períodos elevados.

En la tabla 1.1 se reproducen los factores R_0 y R (empleado en el método estático de sección 6.2 NCh 433) para algunos de los tipos estructurales señalados en la tabla 5.1 de NCh 433.

Tabla 1.1. Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta en NCh 433

Sistema estructural	Material estructural		R	R_0
Pórticos	**Acero estructural**			
	a)	Marcos corrientes (OMF)	4	5
	b)	Marcos intermedios (IMF)	5	6
	c)	Marcos especiales (SMF)	7	11
	d)	Marcos de vigas enrejadas (STMF)	6	10
	Hormigón armado		7	11
Muros y sistemas arriostrados	**Acero estructural**			
	a)	Marcos concéntricos corrientes (OCBF)	3	5
	b)	Marcos concéntricos especiales (SCBF)	5.5	8
	c)	Marcos excéntricos (EBF)	6	10
	Hormigón armado		7	11
	Albañilería armada de ladrillo cerámico		3	3

Los factores R y R_0 de los sistemas sismorresistentes incluidos en NCh 433 "refleja(n) las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados" (acápite 5.7.1). Dichas características, están basadas tanto en el comportamiento general observado en edificios tipo durante sismos pasados, en especial el de 3 de Marzo de 1985, las estimaciones de la resistencia de distintos sistemas estructurales como un todo, y las estimaciones del amortiguamiento presente durante una respuesta inelástica.

Esto se refleja en factores de modificación de respuesta R mayores para las estructuras consideradas "dúctiles", es decir, que son capaces de lograr una extensa respuesta en el rango no lineal de forma estable, mientras las construcciones consideradas "frágiles" se refieren a las construcciones que son susceptibles de colapso para deformaciones ligeramente mayores al límite elástico. Estas tienen factores R menores, y con ello, mayores requisitos de resistencia. Si bien los valores de los factores R están basados en el mejor juicio y datos disponibles, requieren de una

evaluación cuantitativa para los tipos estructurales en los cuales se tenga una menor evidencia experimental la cual permita determinar los valores a emplear en el diseño sísmico.

Sistemas estructurales tales como pórticos concéntricos especiales de acero, son considerados capaces de desarrollar deformaciones no lineales significativas, aunque algo menores a las observadas en pórticos especiales de momento, lo que junto a una pérdida de resistencia en compresión para las riostras que proporcionan la estabilidad lateral del sistema sismorresistente, se traducen en la asignación de un factor R_0 algo menor a las de pórticos especiales de momento.

A partir de esta experiencia, implementada tanto en NCh 433 y NCh 2369 (INN, 2003), al usar factores de modificación de respuesta considerablemente mayores que 1, se debe tener claro que esto es equivalente a decir que las herramientas del análisis lineal pueden ser usadas no más que para obtener estimaciones razonables de la respuesta no lineal de la estructura, aceptándose la generación de daños en los elementos constitutivos del sistema sismorresistente. De ahí que en forma adicional a la adecuada calibración de los factores de modificación de respuesta, se debe considerar el uso juicioso del conocimiento acumulado para cada material y sus tipos estructurales para la concreción de estructuras capaces de sustentar en forma estable las demandas desarrolladas durante sismos severos.

1.4 Combinaciones de carga. NCh 3171.Of2010.

Las combinaciones de carga especificadas para las estructuras a edificar en Chile, relativas a los efectos de la gravedad y a la demanda sísmica a emplear en el diseño por resistencia, son las indicadas en NCh 3171 Of2010 (INN, 2010), según el detalle dado a continuación:

1) $1{,}4D$
2) $1{,}2D + 1{,}6L + 0{,}5Lr$
3) $1{,}2D + 1{,}6L_r + L$
5) $1{,}2D + 1{,}4E + L + 0{,}2S$
7) $0{,}9D + 1{,}4E$

donde

D	=	carga permanente
E	=	carga sísmica según NCh433
L	=	carga de uso según NCh1537
L_r	=	carga de uso de techo según NCh1537

2. Práctica actual del diseño sísmico en USA

2.1 Normativa USA.

En los Estados Unidos, los códigos de diseño son desarrollados y adoptados localmente ya sea por una ciudad, condado o a nivel estatal (distinto al nacional). La gran mayoría de estas jurisdicciones basan sus códigos de diseños locales en uno o varios códigos de edificación (NIST, 2012). De estos códigos destacan los siguientes:

- IBC, International Building Code, preparado por *International Code Council* (ICBO).
- ASCE 7, preparado por American Society of Civil Engineers.

El IBC (2006), el cual es el documento predominante para el diseño en EEUU se ha formado de la recopilación de los códigos de diseño elaborados por la asociación en una única entidad de las organizaciones *Building Officials and Code Administrators International* (BOCA), *Standard Building Code* (SBCCI) y el *International Conference of Building Officials* (ICBO), la cual se ha denominado *International Code Council*, la cual se ha basado respecto a las disposiciones sismorresistentes en el código UBC. Sin embargo, desde el año 2006, el IBC ha adoptado los requisitos de diseño sísmico de ASCE/SEI 7 (2010).

Al contener el documento ASCE 7-10 los requisitos de diseño sísmico más extendido en EEUU, se le ha considerado en forma íntegra para el diseño de estructuras en USA. Esta memoria al ser escrita en español considera la traducción de los distintos apartados de esta norma.

2.2 ASCE 07-10.

ASCE 7-10 (ASCE, 2010), el que es denominado como ASCE 7 a lo largo del presente documento, define las demandas a considerar en el diseño de estructuras, lo cual incluye tanto las demandas relacionadas a cargas estáticas, viento, sismo entre otros, así como la definición de las combinaciones de carga y los procedimientos para la clasificación del suelo de fundación. La definición de la demanda sísmica se presenta en los capítulos 11 y 12, los cuales son presentados a continuación.

2.2.1. Capítulo 11. *Seimic Design Criteria*. Criterios de diseño sísmico ASCE-7.

El capítulo 11 presenta los criterios para el diseño y construcción de edificios y otras estructuras expuestas a movimientos sísmicos. Este señala “Las cargas por sismo especificadas están basadas en la disipación más allá del rango elástico, por lo cual los requisitos de diseño, detallamiento y construcción deben ser satisfechos para todas las estructuras, aún si cargas de otra naturaleza (viento, nieve, etc) generan demandas mayores que las inducidas por las combinaciones de carga que incluyan a las cargas por sismo”.

La demanda sísmica se caracteriza a través del *terremoto máximo considerado* (MCE), o el máximo terremoto considerado para el diseño de estructuras, el cual “corresponde a un sismo con un 2% de probabilidad de excedencia, esto es, que tenga una recurrencia de 2500 años. Si bien se considera que pueden ocurrir terremotos de mayor magnitud, se considera como antieconómico

diseñar estructuras para eventos de tan rara ocurrencia. Dicha demanda se halla caracterizada en la sección 11.4 mediante los parámetros de aceleración S_s y S_1, determinados para la respuesta espectral de aceleraciones para 0,2-0,3 y 1,0 segundos, de acuerdo a los mapas del capítulo 22 de ASCE 7-10, los cuales permiten identificar el nivel de sismicidad de cada región de los EEUU. Sin embargo, en regiones de alta sismicidad, tales como California, el peligro sísmico predominante está basado en eventos de gran magnitud cuyo origen se da en un número limitado de fallas bien caracterizadas. Los sismos determinados para un 2% de excedencia en 50 años pueden resultar en sismos mucho mayores a los caracterizados en forma determinística, teniendo como base las magnitudes características de los sismos de estas fallas. Esta probabilidad de ocurrencia es mayor si estas fallas producen terremotos característicos cada algunos cientos de años. Para estas regiones, se ha considerado más apropiado el determinar un terremoto máximo considerado, MCE, directamente por métodos determinísticos basados en los terremotos característicos de estas fallas. Con tal de proporcionar un nivel de coherencia en el proceso de diseño en caso de considerarse el enfoque por sismo determinístico para la determinación del terremoto máximo considerado MCE, la mediana del movimiento sísmico estimada ha sido multiplicada por 1,5" (*NEHRP* 2009).

Lo anterior se traduce en que dado que en zonas próximas a estas fallas se producen terremotos severos con periodos de recurrencia menores (algunos cientos de años v/s 2500 años), se ha modificado el criterio probabilístico asociado a este periodo de recurrencia, considerándose en su reemplazo el menor valor entre este primer criterio y el valor del promedio más una desviación estándar de los efectos del sismo determinado en forma analítica de acuerdo a las características de la falla analizada. Este último valor no puede ser menor que la demanda especificada para la zona 4 indicada en los años 90 en el código UBC.

En forma adicional, en regiones como Los Ángeles, el espectro MCE no representa a un evento único, si no que representa la demanda derivada de múltiples eventos, los cuales se generen en distintos tipos de fallas, para distancias al epicentro variables, así como con magnitudes que van desde sismos leves a sismos de magnitud severa, por lo cual no se puede tener una correspondencia directa entre registros individuales y el espectro de diseño (Lew, Naeim, Hudson, Korin, 2008).

Para estructuras de ocupación ordinaria, ASCE/SEI 7 estima una probabilidad de colapso menor al 10%, dada la probabilidad de que ocurra un terremoto MCE durante la vida útil de una estructura. Si bien esto no ha podido ser aún demostrado para todos los sistemas estructurales, es uno de los objetivos para dicho código.

Los parámetros de aceleración S_s y S_1 se encuentran definidos para las distintas coordenadas geográficas de EEUU en los mapas de riesgo sísmico del capítulo 22 de ASCE 7-10. Estos parámetros caracterizan apropiadamente la demanda sísmica cuando se tiene una clasificación de suelos tipo B, la cual corresponde a roca. Para condiciones distintas de clasificación del suelo se debe ajustar el terremoto máximo considerado mediante los coeficientes de sitio F_a y F_v, los cuales están definidos a partir de la intensidad de la demanda sísmica y de la clasificación del suelo sobre

el cual se edifica. Mientras F_a amplifica a las coordenadas de aceleración para periodos cortos S_s, F_v amplifica las coordenadas de aceleración para 1,0 segundos S_1, de acuerdo a lo señalado la sección 11.4 de ASCE 7-10.

De lo anterior se tiene que:

S_s = valor definido para una determinada ubicación geográfica de la aceleración espectral para periodos cortos (0,2 seg), considerando un amortiguamiento del 5% en suelo tipo B.

S_1 = valor definido para una determinada ubicación geográfica de la aceleración espectral para un periodo de 1,0 segundos sobre suelo tipo B, considerando un amortiguamiento del 5%.

Los parámetros de respuesta espectral de aceleraciones ajustados por los efectos de suelos se definen mediante las siguientes relaciones:

$$S_{MS} = F_a S_s \qquad (2.1.1\text{-}1)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \qquad (2.1.1\text{-}2)$$

Estos factores definen el sismo de diseño a través de los parámetros de respuesta espectral del terremoto de diseño, los cuales se definen a partir de las siguientes expresiones:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \qquad (2.1.1\text{-}3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \qquad (2.1.1\text{-}4)$$

Estos valores definen el espectro de diseño S_a, según el periodo fundamental de la estructura, de acuerdo a las expresiones indicadas en la sección 11.4.5 de ASCE 7-10, y a su figura 11.4-1, las que son representadas en forma gráfica en la figura 2.2.1-1 a continuación.

Para periodos menores a T_0:

$$S_a = S_{DS}\left(0.4 + 0.6\frac{T}{T_0}\right) \qquad (2.1.1\text{-}5)$$

Para periodos mayores a T_0 y menores a T_s:

$$S_a = S_{DS} \qquad (2.1.1.\text{-}6)$$

Para periodos mayores a T_S y menores a T_L:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \qquad (2.1.1\text{-}7)$$

Para periodos mayores a T_L:

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \qquad (2.1.1\text{-}8)$$

donde:

T = periodo fundamental de respuesta.

$T_0 = 0.2\,\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

$T_1 = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

T_L = periodo de transición según capítulo 22 de ASCE 7-10.

Lo anterior según las coordenadas espectrales definidas en 2.1.1-3 y 2.1.1-4.

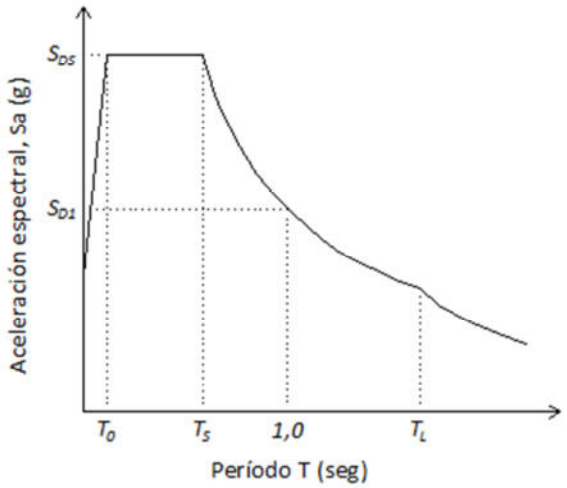


Fig. 2.2.1-1. Espectro de diseño elástico ASCE 7-10.

Este espectro de diseño será considerado en el diseño y evaluación de las estructuras conformes a ASCE7-10, prefiriéndose estructuras ubicadas en zonas de una alta demanda sísmica comparables a la existente en Chile.

En forma adicional, el capítulo 11 define la categoría de diseño sísmico a partir de los parámetros de respuesta S_{DS} y S_{D1}, y de la categoría de riesgo definida para la estructura de acuerdo a la ocupación asignada. En estructuras ubicadas en zonas de alto riesgo sísmico, el cual es evaluado mediante el parámetro espectral S_1 (S_1>0,75), y cuya categoría de riesgo sea I, II o III, lo cual excluye estructuras de vital importancia las cuales están fuera del alcance de este trabajo, se tiene una categoría de diseño sísmico E. La categoría de diseño sísmico E fija requisitos adicionales los cuales son debidamente incorporados en el diseño de las estructuras estudiadas.

2.2.2. Capítulo 12. Seismic Design Requirements for Building Structures. Requisitos de diseño sísmico para edificios.

El capítulo 12 especifica los procedimientos de análisis y diseño a ser empleados en el diseño de edificios y sus miembros constituyentes, los cuales incluyen los parámetros de diseño para los distintos sistemas estructurales (R, Cd, Ω). Son proporcionadas además reglas generales de buen diseño, tales como el proporcionar una adecuada continuidad para los elementos resistentes y sus conexiones, el contar con fundaciones acordes a las condiciones simuladas en el modelo de análisis, así como el limitar las deformaciones al rango especificado para cada material.

2.2.2.1 Parámetros base de diseño.

La sección 12.2 define en su tabla 12.2-1 los parámetros de diseño para los distintos sistemas sismorresistentes, estos son el factor de modificación de respuesta, *R*, el factor de sobrerresistencia, Ω_0, y el factor de amplificación de las deformaciones C_d, los cuales deben ser empleados en determinar el corte basal, las fuerzas de diseño para los distintos elementos estructurales, y las derivas de piso de diseño. Asimismo cada sistema estructural debe respetar las limitaciones especificadas para cada sistema, los requisitos de diseño y de detallamiento señalados para su tipo estructural, junto a los límites de altura especificados en dicha tabla.

Para estructuras de acero, los tipos estructurales más comunes son los pórticos de momento y los marcos arriostrados para los cuales se permiten distintos niveles de detallamiento, a partir de los cuales se han definido los valores de la tabla 12.2-1 de dicha sección, los cuales son reproducidos en la tabla 2.2.2-1 a continuación:

Tabla 2.2.2-1. Factores de modificación de respuesta en sistemas sismorresistentes de acero. (Extracto tabla 12.2-1 ASCE 7-10).

Sistema sismorresistente	Coeficiente de modificación de respuesta, R	Factor de sobrerresistencia, Ω_0	Factor de amplificación de deformaciones, C_d	Límite de altura del sistema estructural, m SDC E
B. Edificios con sistemas arriostrados				
1. Pórticos de acero arriostrados excéntricos	8	2	4	50
2. Pórticos de acero arriostrados concéntricos especiales	6	2	5	50
3. Pórticos de acero arriostrados concéntricos ordinarios	3¼	2	3¼	11
C. Sistemas de pórticos de momento				
1. Pórticos de momento especiales de acero	8	3	5½	Sin límite
2. Pórticos de enrejados especiales de acero	7	3	5½	30
3. Pórticos de momento intermedios de acero	4½	3	4	No permitido
4. Pórticos de momento ordinarios de acero	3½	3	3	No permitido

Si bien se permite el uso de estructuras que consideren el uso de distintos sistemas sismorresistentes para una estructura individual, dicha condición no está considerada en el presente trabajo.

Por último, la altura límite de un edificio señalada para estructuras en la categoría sísmica E es de 50 m (160 ft) para los pórticos arriostrados, la cual puede ser incrementada a 75 m (240 ft) en estructuras sin irregularidades estructurales, y cuyos pórticos individuales no resistan más del 60% del corte basal. Ambas condiciones se cumplen en los pórticos tratados en el capítulo 5, por lo cual la altura máxima considerada en este estudio para pórticos especiales es de 75 m.

La limitación de altura para pórticos corrientes arriostrados ha sido ampliada según lo descrito en el capítulo 6, esto con tal de poder evaluar este tipo estructural según las disposiciones de NCh433.

2.2.2.2 Efecto por demanda sísmica y combinaciones de carga asociadas.

Los efectos por demanda sísmica y sus combinaciones son tratados en la sección 12.4. En esta, se define el sismo de diseño a considerar en las combinaciones 5 de la sección 2.3.2 de ASCE7 como el siguiente:

$$E = E_h + E_v \qquad (2.2.2\text{-}1)$$

Donde

E_h = efecto debido a fuerzas sísmicas horizontales.

E_v = efecto debido a fuerzas sísmicas verticales.

Mientras que la demanda a considerar en la combinación 7 de al sección 2.3.2 de ASCE7 es:

$$E = E_h - E_v \qquad (2.2.2\text{-}2)$$

Los efectos debidos a fuerzas sísmicas horizontales, E_h, son calculados a partir del sismo horizontal ρQ_E, el cual debe determinarse a través de algún procedimiento de análisis (modal espectral, método estático), mientras que E_v corresponde al sismo vertical, el cual debe determinarse a partir de la siguiente expresión:

$$E_v = 0.2 S_{DS} D \qquad (2.2.2\text{-}3)$$

donde

S_{DS} = Parámetro de aceleración espectral de diseño para periodos cortos, según (2.1.1-3).

D = Cargas debido a peso propio de la estructura.

Las combinaciones de carga básicas para el diseño por resistencia a considerar, teniendo en cuenta el efecto de las demandas por sismo informadas, son las señaladas a continuación:

5. $(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0.2S$ (2.2.2-4)

6. $(0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + 1.6H$ (2.2.2-5)

A lo ya definido se agrega

ρQ_E = demanda por cargas sísmicas horizontales.

L = Cargas de uso.

S = Carga por nieve.

H = Carga por presión lateral de tierra o por aguas subterráneas.

Para los elementos en los cuales sea necesario amplificar la demanda por el factor de sobrerresistencia, deberán considerarse los efectos derivados de E_{mh} en reemplazo de E_h, donde E_{mh} corresponde a:

$$E_{mh} = \Omega_0 \, Q_E \qquad (2.2.2\text{-}6)$$

donde Ω_0 es el factor de sobrerresistencia.

Sin embargo, no es necesario considerar un valor de E_{mh} mayor al que pueda desarrollarse en un elemento de acuerdo a un análisis racional de este.

2.2.2.3 Procedimientos de diseño. Análisis Modal Espectral.

Para las estructuras estudiadas, se considera un análisis modal espectral, de acuerdo a las disposiciones de 12.9 de ASCE 7, el cual debe realizarse en ambas direcciones ortogonales, de acuerdo a lo definido en 12.5. Al ser estructuras sin irregularidades ni cargas axiales importantes debido a sismo para aquellos elementos pertenecientes a pórticos en distintas direcciones de análisis, no se ha considerado ninguna combinación de respuesta adicional para el sismo evaluado en las direcciones ortogonales del análisis.

En forma similar a lo señalado en NCh 433, se ha considerado un peso sísmico efectivo de acuerdo a lo definido en 12.7, el cual incluye el total del peso propio y un 25% de la carga de uso sobre pisos.

El modelo matemático de análisis debe considerar las características de rigidez y resistencia de los distintos elementos constituyentes del sistema estructural, modelo el cual debe permitir el realizar un análisis de los distintos modos de vibración de la estructura, considerando tantos modos sean necesarios con tal de que se tenga una participación modal de al menos un 90% del peso total, tal como en NCh433. Sin embargo los efectos de la respuesta de los distintos modos combinados mediante el método CQC, de acuerdo a lo señalado en 12.9.3 y 12.9.4, deben ser comparados de forma tal que el corte basal combinado por CQC V_t, sea al menos un 85 por ciento de la magnitud del corte basal V determinado mediante el procedimiento de carga lateral equivalente

especificado en sección 12.8. En caso de que V_t sea inferior a dicho valor, deberá ser amplificado por un factor igual a $0.85V/V_t$.

El corte basal sísmico, V, de acuerdo la ecuación 12.8-1 de la sección 12.8 de ASCE 7-10, se determina a partir de la siguiente relación:

$$V = C_s W \qquad (2.2.2.3\text{ -}1)$$

Donde C_s es el coeficiente sísmico, y W el peso sísmico efectivo. El coeficiente sísmico se determina de acuerdo lo señalado en la ecuación 12.8-2 de ASCE 7-10, según:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \qquad (2.2.2.3\text{-}2)$$

Dicho valor no necesita exceder lo indicado en las ecuaciones 12.8-3 y 12.8-4 representadas a continuación:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{para } T \leq T_L \qquad (2.2.2.3\text{-}3)$$

$$C_s = \frac{S_{D1}T_L}{T^2\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{para } T > T_L \qquad (2.2.2.3\text{-}4)$$

Adicionalmente, C_s no debe ser menor que lo señalado en la ecuación 12.8-5 de ASCE 7-10:

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \qquad (2.2.2.3\text{-}5)$$

para estructuras localizadas donde S_1 es mayor o igual a 0,6g, Cs no debe ser menor que lo especificado en 12.8-6 de ASCE 7-10, esto es:

$$C_s = 0.5 S_1/(R/I_e) \qquad (2.2.2.3\text{-}6)$$

Los valores recién señalados representan un valor mínimo para el corte basal de diseño.

De lo anterior se tiene que el procedimiento con el cual determinar el corte basal sísmico V depende de la sismicidad a la cual está expuesta la estructura, los parámetros de modificación de respuesta señalados en la sección 2.2.2.1 y del período T de esta, cuya determinación se comentará en el próximo párrafo, lo cual lo hace al corte basal V independiente del número de modos de vibrar considerados en el análisis.

El período T determinado mediante el modelo matemático de análisis, no debe exceder el producto del coeficiente para el límite superior del período calculado, C_u, de la tabla 12.8-1, y del período fundamental aproximado, T_a, de acuerdo a la sección 12.8.2.1.

Lo anterior permite determinar el corte basal de la estructura en forma paralela al modelo matemático de análisis, procedimiento el cual ha sido implementado en el estudio de las estructuras consideradas en este trabajo.

Junto a la determinación del corte basal, debe verificarse el que la magnitud de las derivas de piso sean menores a los límites señalados en la sección 12.12, tabla 12.12-1, las cuales tienen como límite máximo $0.02\ h_{sx}$, donde h_{sx} es la altura del piso x. Estas derivas de piso son determinadas de acuerdo a lo señalado en sección 12.9.2. Esta sección señala que las deformaciones determinadas a partir del sismo de diseño, el cual ha sido reducido por el factor R/I_e, son multiplicadas por el factor C_d/I_e. Estos valores presentan una cierta diferencia respecto a los valores especificados en NCh 433.

Entre las consideraciones no tratadas en el presente trabajo se encuentran la amplificación de la demanda base debido a la existencia de irregularidades verticales y/o horizontales en el sistema estructural la existencia de sistemas sismorresistentes con una redundancia insuficiente, dado que los sistemas estructurales estudiados, los cuales no cuentan con irregularidades notables. Asimismo, las separaciones máximas entre edificios no han sido consideradas en el diseño.

2.2.3. Prácticas constructivas EEUU.

En EEUU, se han documentado las siguientes prácticas constructivas y de diseño:

- Restringir el número de elementos que forman parte del sistema sismorresistente, lo cual resulta en un menor costo en mano de obra. Asociado a dicho costo está el uso de vanos de mayor longitud.
- Losas pretensadas, las cuales reducen el peso (ingresan últimamente en Chile).
- Conexiones y vigas colectores deben ser diseñadas para fuerzas amplificadas por el factor de sobrerresistencia Ω_0.
- Deformaciones para el sismo de diseño amplificadas por el factor de amplificación de deformaciones C_d.
- Coordenadas espectrales definidas en torno a la ubicación particular del proyecto, en contraste con las zonas sísmicas definidas en NCh 433.

3. Conocimiento actual de los factores de modificación de respuesta R

De acuerdo a las normas y prácticas de diseño elástico tratadas en los capítulos 1 y 2, se tiene que, para el dimensionamiento de los elementos estructurales ante sismos de intensidad severa, se emplea el uso de una demanda por sismo reducida por un factor de reducción de respuesta *R*, el que refleja la capacidad de los sistemas estructurales de sustentar en forma estable deformaciones mayores a las determinadas para el limite resistente, esto avalado por la experiencia recopilada durante sismos pasados, donde se ha observado para distintos sistemas constructivos incursiones significativas en el rango no lineal de respuesta en sus elementos sismorresistentes. Este comportamiento ha sido caracterizado cuantitativamente mediante curvas fuerza-deformación, o curvas de capacidad, las que son determinadas a partir de la modelación del comportamiento de la estructura ante demandas que superan el rango lineal de respuesta.

De esto, se ha definido al factor de modificación de respuesta *R* como la razón entre el corte basal (V_E) a desarrollar en un sistema sismorresistente con una respuesta completamente elástica lineal ante la demanda correspondiente al sismo de diseño, respecto al valor del corte basal base empleado en el diseño de dicha estructura (V). La caracterización de estas curvas de capacidad se complementa con los siguientes factores de modificación de respuesta, el factor de sobrerresistencia Ω_0, razón entre la resistencia máxima (V_{max}) a desarrollar por un sistema sismorresistente respecto a corte basal de diseño, y el factor C_d, el cual amplifica las deformaciones asociadas al corte basal empleado en el diseño al valor esperado de las deformaciones a desarrollar por la estructura en fluencia debido a la demanda generada por el sismo de diseño, los cuales son representados en forma gráfica en la figura 3-1 para un sistema estructural genérico. Esta representa además al sismo de diseño, a comparar con la curva de capacidad.

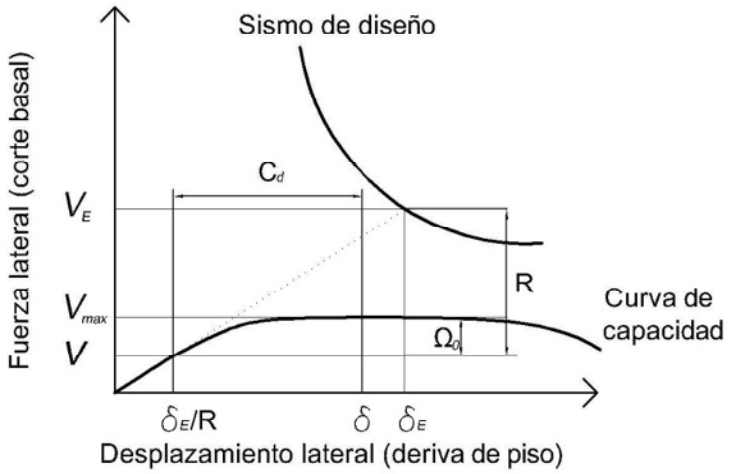


Fig. 3-1. Comportamiento global y factores de modificación de respuesta.

Los valores de los factores de modificación de respuesta fueron desarrollados inicialmente a partir del criterio y la comparación cualitativa de unos pocos sistemas sismorresistentes. Esto sugiere

una revisión cuantitativa de los factores de modificación de respuesta, en base a las nuevas herramientas metodológicas y de análisis disponibles.

El hecho de ser parámetros basados en criterios cualitativos obliga a una revisión en el tiempo de las prácticas de diseño y su uso asociados a los factores de modificación de respuesta.

3.1 Antecedentes históricos.

Los factores R, mediante los cuales son cuantificadas las fuerzas de diseño a partir de una respuesta completamente lineal del sistema sismorresistente, fueron propuestos por primera vez en ATC-3-06 *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings* (ATC, 1978), en 1978, teniendo como base los factores *K* dependientes del tipo estructural publicados en SEAOC 1959 *Recommended Lateral Forces Requirements* (conocido como *SEAOC Blue Book*), los cuales estaban basados en criterio y en comparaciones cualitativas respecto de la capacidad de sistemas sismorresistentes conocidas en dicha época, de acuerdo a la recopilación contenida en ATC-19 (ATC-19, 1995) sobre la evolución de los factores de modificación de respuesta. A su vez, los valores de los factores R contenidos en ATC-3-06 son básicamente los mismos de 1991 *NEHRP Provisions*.

Tabla 3.1-1. Comparación del coeficiente de modificación de respuesta en estructuras de acero

Sistema sismorresistente	R (ATC, 1978)	R (BSSC 1991)	R (UBC 1997)	R (ASCE 7-10)
B. Edificios con sistemas arriostrados				
1. Pórticos de acero arriostrados excéntricos	-	7.0-8.0	7	8
2. Pórticos de acero arriostrados concéntricos especiales	6.0[1]	7	6.4	6
3. Pórticos de acero arriostrados concéntricos ordinarios	-		5.6	3¼
C. Sistemas de pórticos de momento				
1. Pórticos de momento especiales de acero	8	8	8.5	8
2. Pórticos de enrejados especiales de acero	-		6.5	7
3. Pórticos de momento intermedios de acero	-			4½
4. Pórticos de momento ordinarios de acero	4.2	4.5	4.5	3½

[1]. Sistema mixto entre pórticos concéntricos y pórticos especiales de momento.

ATC-19, publicado en 1995, proporciona una compilación acerca del uso y fundamentos de los factores *R* empleados en EEUU al momento de su publicación. Los valores de los factores *R* allí presentados son en esencia los mismos que los especificados en ASCE 7-10, de acuerdo a la tabla 3.1-1, cuyos valores de R han sido elaborados según diseño por resistencia.

Las conclusiones de ATC-19 señalan "Los valores asignados a K (forma anterior del factor *R, correspondiente al inverso proporcional de este,* desarrollados en los años 50) fueron basados en criterio ingenieril, y no en análisis detallados, dado que las herramientas analíticas no estuvieron disponibles hasta mediados de los años 70. La investigación (ATC-19, 1995) concluye que:

1. No existe una base matemática para los valores de los factores de modificación de respuesta en EEUU.

2. Un valor único de *R* para todos los edificios de un tipo estructural, sin consideración a sus irregularidades verticales o en planta no es justificable.

3. Para asegurar niveles consistentes de daño, los valores de R debieran de depender del periodo del edificio y del tipo de suelo en el que es construido.

4. Los valores asignados a R debieran de variar según la zona sísmica, pues la reserva de resistencia es probablemente una función de la razón entre el peso gravitacional y las cargas sísmicas. Además, existen diferencias en el detallamiento entre zonas distintas.

5. Los valores actualmente asignados a *R* para distintos sistemas estructurales probablemente no otorgan niveles uniformes de riesgo para todos los edificios."

Adicionalmente, se consideró el subdividir el factor R en una serie de subcomponentes de acuerdo a "La nueva formulación para el factor de modificación de respuesta divide R en factores relacionados a resistencia, ductilidad y redundancia. Las implicaciones de introducir un factor de amortiguamiento son también tratadas".

Sin embargo, al subdividir el factor *R* en subcomponentes independientes, se observa la dificultad de conciliar la alta variabilidad de los valores reportados (ATC-19, 1995), tanto para el factor de sobrerresistencia como en el de ductilidad propuestos, las cuales son demasiado altas para que sean usados en forma práctica por los diseñadores profesionales. Asimismo, no se observa que el uso de estos factores independientes proporcione una confiabilidad mayor en la predicción del desempeño estructural.

Finalmente recomienda "que considerando que no hay una base sólida en los valores asignados a los valores R en EEUU, es de gran importancia el establecer valores apropiados de R a través de investigaciones rigurosas que permitan determinar el comportamiento de las estructuras con un alto grado de confiabilidad", así como la necesidad de incorporar un factor de redundancia estructural.

3.2 Fema P695, "Determinación de los factores de desempeño sísmico en edificios".

La necesidad de evaluar los factores de modificación de respuesta en una forma consistente, la cual permita garantizar niveles comparables de riesgo para los distintos tipos estructurales, ha llevado a la formulación de la metodología de trabajo descrita en FEMA P695, *Quantification of Seismic Performance Factors* (FEMA, 2009), el que en lo sucesivo es denominado como FEMA P695. Esta metodología propone un procedimiento estándar para la evaluación de los factores de modificación de respuesta para los distintos tipos estructurales, el cual busca proporcionar un nivel de seguridad semejante a las estructuras cuyo diseño este basado en un análisis elástico lineal, esto es en el que las demandas de diseño se encuentren reducidas respecto de las del espectro, práctica permitida en forma genérica en los códigos de diseño. Si bien los análisis no lineales por desempeño han ganado una amplia difusión, su uso aún es limitado tanto por su dificultad técnica como por no ser desarrollado con la extensión requerida en las normas correspondientes.

En FEMA P695, los factores de modificación de respuesta considerados son el factor de modificación de respuesta R, razón entre el corte basal (V_E) a desarrollar en un sistema sismorresistente de presentar este una respuesta completamente elástica lineal para el movimiento asociado al sismo de diseño, y el valor del corte basal requerido en el diseño sísmico de dicha estructura (V), el factor de sobrerresistencia Ω_0, razón entre la resistencia máxima (V_{max}) a desarrollar por un sistema sismorresistente para el que se han producido deformaciones plásticas en forma extendida, y el corte basal de diseño (V), y por último el factor C_d, el cual amplifica las deformaciones asociadas al corte basal requerido en el diseño, resultando en el valor esperado de las deformaciones de la estructura en fluencia para la demanda correspondiente al sismo de diseño. Estos factores son representados en forma gráfica en la figura 3-1 anterior para una curva pushover idealizada.

Asimismo, se puede representar el comportamiento de la estructura caracterizado en la figura 3-1 mediante coordenadas espectrales (figura 3.2-1), para cuya conversión se considera que el 100% de la masa sísmica efectiva participa en la respuesta del periodo fundamental T, lo cual se relaciona con la ecuación 12.8-6 de ASCE/SEI 7-10 $V = C_sW$. Para ésta representación, la curva de capacidad en pushover es comparada respecto a la demanda correspondiente al sismo MCE (ASCE7-10), así como a la demanda correspondiente al sismo de colapso. En ésta figura, S_{MT} es la aceleración espectral del terremoto máximo considerado (MCE) para el período del sistema T determinado en forma lineal, el termino S_{max} representa la resistencia máxima para el sistema con una fluencia extendida en sus elementos estructurales (normalizada por el peso sísmico efectivo, W de la estructura). En forma análoga, el término de sobrerresistencia Ω se define como S_{max}/C_s.

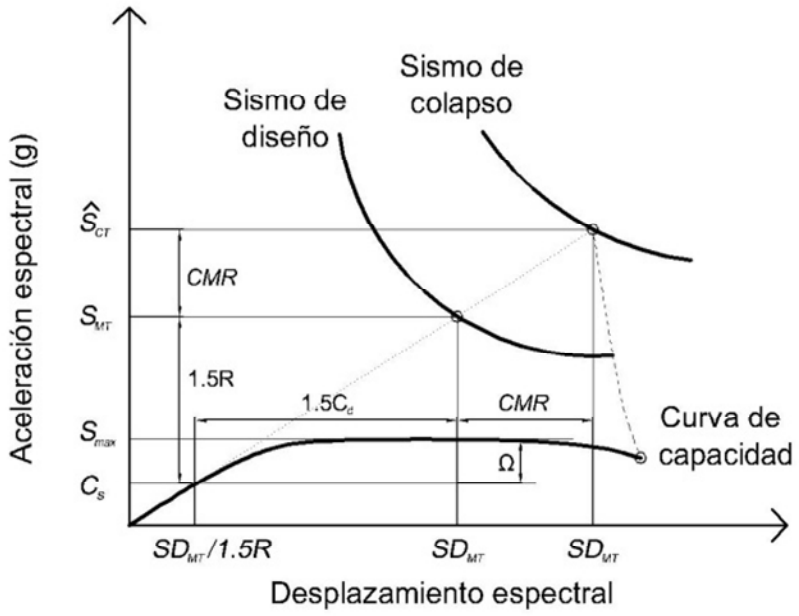


Fig. 3.2-1. Definición de factores de modificación de respuesta, según ASCE 7-10.

En FEMA P695, la seguridad estructural se define en términos de la razón de margen de colapso, *CMR* (collapse margin ratio), la cual es la razón entre la capacidad media de colapso para el grupo de registros, esto es, la intensidad espectral para la cual la mitad de los registros provoca alguna forma de colapso que comprometa la seguridad de vida a proporcionar por la estructura, $\hat{S}_{CT}$, respecto a la intensidad del terremoto máximo considerado, S_{MT}, según lo siguiente:

$$CMR = \hat{S}_{CT}/S_{MT} \qquad \text{(C.3-1)}$$

La intensidad espectral $\hat{S}_{CT}$ corresponde al promedio de la aceleración espectral para un 5% de amortiguamiento del grupo de registros, mientras que la intensidad del sismo S_{MT}, corresponde a la coordenada espectral del terremoto máximo considerado para un 5% de amortiguamiento.

En cierta forma la razón de margen de colapso *CMR* puede entenderse como la proporción en que debe incrementarse el espectro para alcanzar el colapso de la estructura en estudio para el 50% de los registros considerados. El colapso de un sistema sismorresistente, y por lo tanto la magnitud de *CMR*, depende tanto de la variabilidad de los registros considerados, la incertidumbre respecto al diseño, análisis y construcción de la estructura, entre otros factores. Estos factores pueden ser considerados colectivamente en una curva de fragilidad al colapso la cual describa la probabilidad de colapso de un sistema sismorresistente como una función de la intensidad de los registros sísmicos. Sin embargo, la metodología solo requiere la determinación del punto medio de colapso, el cual se caracteriza únicamente mediante la magnitud de la intensidad espectral para el período de la estructura en evaluación, $\hat{S}_{CT}$, para la cual se da el 50% de los registros lleva la estructura más

allá de su punto de colapso. En la figura 3.2-2 se puede observar en rojo el espectro de respuesta para el cual se diseña la estructura, el cual define el punto S_{MT}. Para la determinación del punto de colapso, debe amplificarse el conjunto de registros, cuyas coordenadas espectrales promedio para un cierto rango de periodos se representa en azul claro, de tal manera que para la estructura analizada, el 50% de los registros provoque el colapso del tipo estructural en estudio, con lo que se determina la coordenada espectral S_{CT} (azul oscuro).

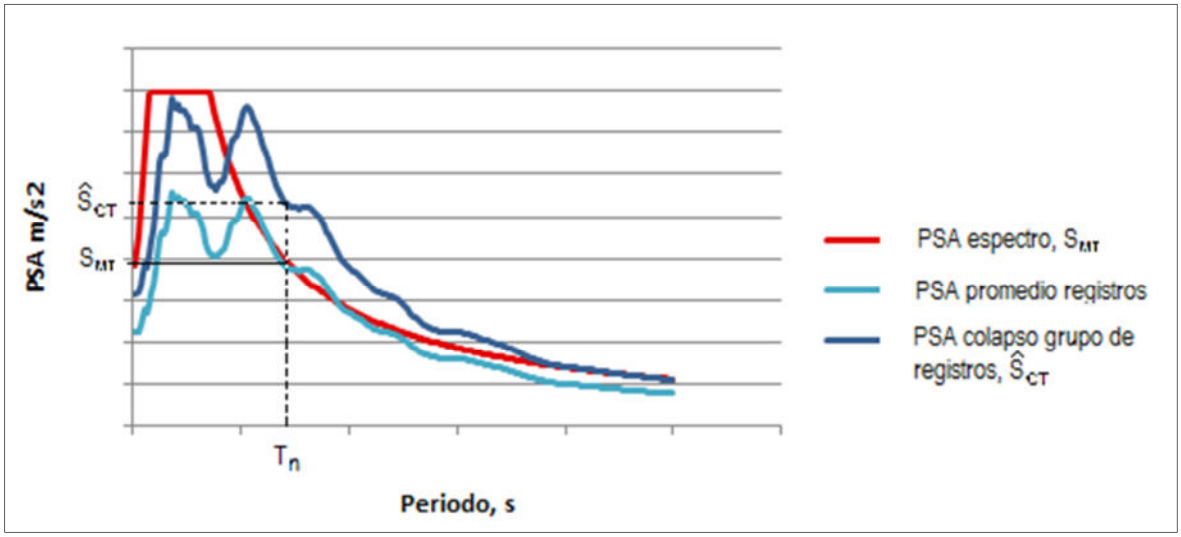


Fig. 3.2-2. Comparación entre espectro de diseño respecto al punto de colapso.

La metodología de FEMA P695, al buscar evaluar los factores de respuesta para los distintos tipos estructurales señala el desarrollo de arquetipos, cuya definición busca capturar las principales características de cada sistema sismorresistente, así como su rango de respuesta para las posibles variaciones que pueda presentar cada tipo estructural. En FEMA P695, los arquetipos son estructuras representativas de cada tipo o sistema estructural a evaluar, con la finalidad de aterrizar las posibilidades de cada tipo estructural a un número acotado de estructuras prácticas, las que reflejen el haz de potenciales usos a dar al sistema en estudio. Esto en consideración a que las posibilidades a desarrollar para cada sistema o tipo estructural son demasiado amplias para una evaluación particular de cada una de ellas, con lo que se hace necesario el definir prototipos (arquetipos según la nomenclatura de esta metodología) los cuales abarquen las características más recurrentes de los sistemas a evaluar, dígase altura, cargas de uso, resistencia característica, número de pisos, requisitos normativos de interés, etc. Para cada uno de estos arquetipos, se especifica el análisis no lineal, examinando en detalle su desempeño e idoneidad para los requisitos a evaluar, todo esto en un número suficiente de arquetipos los que permitan representar en forma amplia el rango de aplicación de cada tipo estructural.

Los arquetipos deben satisfacer los requisitos de diseño de los códigos de diseño vigentes, ciertos criterios adicionales propuestos para el sistema de interés, así como un valor inicial de prueba del factor *R* con el cual determinar el coeficiente sísmico, C_s, a través del cual desarrollar el diseño base de cada arquetipo. En forma adicional, la metodología planteada en FEMA P695 requiere una

documentación detallada del comportamiento no lineal de cada arquetipo y de sus componentes, la que basada en datos de ensayes, represente en forma adecuada los modos de falla de cada tipo estructural. Los modos de falla que no puedan ser explícitamente modelados deben ser evaluados mediante límites apropiados con los cuales evitar el desarrollo de dichos modos.

La evaluación mediante los arquetipos debe considerar la incerteza en la evaluación de cada tipo estructural, ya sea debido a una caracterización deficiente de los requisitos de diseño del tipo estructural, modelos de análisis los cuales no puedan recoger las distintas características del tipo estructural a evaluar y de sus componentes, o de datos de ensayes los cuales no proporcionen toda la información necesaria para una evaluación correcta. La mayor certidumbre en los ensayos permite el uso de márgenes de colapso menores, alcanzando el mismo nivel de seguridad de vida que otras estructuras con menor certidumbre y mayores márgenes de colapso.

Los valores calculados de los márgenes de colapso son comparados respecto a valores límites definidos en la metodología, los cuales reflejan la incertidumbre para el colapso. Si el margen de colapso es suficiente para garantizar los objetivos de desempeño (ej. baja probabilidad de colapso para el sismo máximo considerado), entonces el valor de prueba del factor *R* considerado en el diseño del arquetipo es aceptado. Si el margen de colapso no es suficiente para satisfacer los objetivos de desempeño, debe estudiarse un valor menor para el factor *R*, o modificar alguna de las limitaciones que definan al sistema de interés (ej. restricciones de altura), tras lo cual debe reestudiarse el sistema sismorresistente y la pertinencia de los valores y requisitos especificados para el tipo estructural en evaluación.

Por último, se señala el que los resultados deben ser documentados en forma extensiva, lo cual incluye las normas consideradas en el diseño, el rango de aplicación para el tipo estructural, los protocolos de ensayo considerados, la calidad de la información, la cuantificación de las incertezas, los resultados de las evaluaciones por desempeño, y finalmente los factores de desempeño sísmico propuestos.

4. Procedimiento de comparación del desempeño de los factores de modificación de respuesta de código ASCE7 y norma NCh 433.

El proceso de evaluación presentado en este trabajo permite comparar requisitos de diseño basados en normativas con distintos requisitos entre ellas, así como evaluar el uso de los factores de modificación de respuesta R, de sobrerresistencia Ω_o y de amplificación de deformaciones C_d definidos en el capítulo 3.

Los antecedentes presentados en este capítulo tratan la presentación conceptual del procedimiento para la evaluación y comparación del desempeño sísmico propuesto, mientras que en el capítulo 5 este es implementado en forma práctica para la comparación de dos tipos estructurales diseñados en base a NCh 433 y ASCE 7. Por corresponder estos a pórticos arriostrados de acero, tanto la información relativa a ensayes como la correspondiente a determinación de la capacidad estructural y evaluación del punto de colapso se ha orientado a dichos elementos, lo que no altera el que la metodología presentada pueda ser implementada en otros tipos estructurales elaborados con materiales distintos.

4.1 Antecedentes.

El procedimiento de evaluación del desempeño sísmico propuesto en la comparación del desempeño de los factores R contenidos en las normas de diseño NCh 433 y ASCE 7 se ha basado en la metodología propuesta en Fema P695, "*Determinación de los factores de desempeño sísmico en edificios*", denominada en lo sucesivo Fema P695 (FEMA, 2009). Esta permite comparar el desempeño de distintos tipos estructurales en base la razón de margen de colapso ajustada, A*CMR*, con lo cual es posible cuantificar una mayor o menor susceptibilidad al colapso de cada tipo estructural ante la demanda por sismo característica, la que es una corrección a la razón de margen de colapso, *CMR*. La razón de margen de colapso, definida en el capítulo 3, corresponde a:

$$CMR = \hat{S}_{CT}/S_{MT} \qquad \text{(C.3-1)}$$

La intensidad espectral del grupo de registros, $\hat{S}_{CT}$, se determina como la pseudo-aceleración espectral promedio de los registros, amplificada en igual magnitud para todos los registros de forma tal que el 50% de los registros provoca el colapso del tipo estructural en estudio. Por su parte, la intensidad del terremoto máximo considerado, S_{MT}, corresponde a la coordenada espectral del espectro elástico de diseño contenido en NCh 433 o ASCE 7, de acuerdo a la metodología descrita en la sección 4.8 de este trabajo.

La demanda sísmica característica registrada en Chile muestra diferencias marcadas con la demanda sísmica medida en la costa Oeste de EEUU en lo que respecta a la duración y la distribución de su intensidad en los registros de aceleraciones documentados, lo cual se ve reflejado en los registros escogidos en la metodología propuesta, diez para cada normativa en estudio, los cuales corresponden a las dos componentes ortogonales registradas en cinco estaciones de monitoreo durante sismos de intensidad severa.

Las semejanzas observadas están relacionadas a la intensidad y forma de los espectros de diseño en regiones de alto riesgo sísmico, por lo los cual para la demanda sísmica de diseño se han considerado localidades en los que el espectro de diseño elástico sea semejante en el rango de frecuencias correspondientes a los tipos estructurales a evaluar, esto con tal de obtener estructuras cuyo dimensionamiento sea análogo.

De la misma forma, se han considerado cargas de uso semejantes, así como las dimensiones geométricas tales como la altura de entrepiso y la longitud de los vanos, las cuales son idénticas en cada tipo estructural comparado.

4.2 Definición de arquetipos.

La definición de los arquetipos para cada uno de los tipos estructurales en estudio debe considerar las distintas características de las estructuras, su campo de aplicación, las disposiciones normativas a las cuales están sujetas, las dimensiones geométricas usuales en el diseño, así como un largo etc. El conjunto de estructuras las cuales pueden ser calificadas dentro de un tipo estructural son consideradas como el campo de acción de dicho tipo, el cual es evaluado a partir de las estructuras tipo más representativas dentro del total de posibilidades existentes. Estas estructuras tipo son denominadas *arquetipos*, los cuales buscan ajustar la evaluación a un número acotado de estructuras lo suficientemente representativo del conjunto total que se permite dentro de cada tipo estructural. La definición de los arquetipos debiera ser capaz de reflejar la variabilidad entre estructuras permitida por las normas de diseño, explorando las posibles configuraciones que puedan generarse para el tipo estructural a evaluar.

De lo anterior, la definición de los arquetipos debe cuidar los distintos aspectos relacionados al diseño, entre los que se cuentan las dimensiones geométricas (altura de entrepiso, dimensiones de vanos), materialidad a emplear, disposición de los elementos sismorresistentes, cargas de uso para las cuales se realiza el diseño, nivel de sismicidad, número de pisos, prácticas constructivas, etc. En cierta forma la generación de los arquetipos está ligada a las características de la estructura a evaluar, dependiendo de cuál sea el interés del evaluador.

En la elaboración de los arquetipos solo son considerados los elementos pertenecientes al sistema sismorresistente, excluyendo los posibles elementos secundarios que, aunque puedan tener algún efecto en el desempeño de las estructuras, no son tomados en consideración durante la etapa de diseño, por lo cual no se les asigna una contribución efectiva en la respuesta de la estructura.

En el presente trabajo, los tipos estructurales a avaluar han sido escogidos por ser de un uso extendido en las estructuras metálicas construidas en Chile, así como el ser considerados tipos estructurales con una significativa capacidad de deformación no lineal, por lo cual se les ha asignado un factor de modificación de respuesta comparable al de los mejores tipos estructurales, lo cual hace de interés el evaluar el desempeño de estos.

Estas estructuras han sido evaluadas para los requisitos usuales en las construcciones habitacionales en Chile, de acuerdo a NCh 433 y la normativa agregada en la Ordenanza General

de Construcción, entre las que destacan NCh 1537 (INN, 2009), la cual permite asignar las cargas de uso para las cuales debe ser diseñada la estructura. Por su parte, se considera que ASCE7 otorga el total los requisitos de diseño a considerar para una estructura en California, no siendo considerada ninguna ordenanza local la cual pueda modificar en parte los requisitos detallados en este documento.

Al ser la norma NCh 433 una norma de edificaciones para uso habitacional, se ha considerado el uso de una losa de hormigón armado con placa colaborante, para la cual se ha determinado un espesor de 12 cm promedio. Esto tiene consecuencias en la masa total del sistema a resistir por cada pórtico. Como comparación, en NCh 2369 es común estudiar pórticos sin losas, pues al no haber circulación, se le puede suplir mediante reticulados horizontales los cuales proporcionan una rigidez suficiente. En cambio, el uso de una losa típica para edificios de hormigón armado se consideró poco práctico para una estructura de acero.

Los pórticos consideran el uso de acero A572 Gr B, el cual se encuentra en todos los catálogos de los distintos proveedores consultados (Sack, 2015; Copromet, 2012). Si bien esta denominación no corresponde a la normativa, la información disponible para el diseñador al momento de evaluar los perfiles consultados no permite una clasificación estricta de estos, de donde se prefiere mantener la nomenclatura informada en los catálogos consultados.

4.3 Registros de terremotos.

Los registros considerados en la evaluación estructural de los distintos tipos estructurales son los descritos en esta sección. Corresponden a diez registros chilenos y diez registros obtenidos en la costa Oeste de EE.UU., los cuales corresponden a las dos componentes horizontales ortogonales de cinco sismos distintos. Han sido escogidos por ser registros de sismos de intensidad severa, obtenidos en localidades donde se han observado daños de significación en algunas de las estructuras existentes al momento de ocurrir dichos sismos.

De acuerdo a lo señalado en el apéndice A de Fema P695, los registros deben ser escalados de acuerdo a su mayor valor absoluto de velocidad, esto con tal de evitar distorsiones en cada par de registros correspondientes a cada estación de monitoreo. Estos valores son directamente considerados en la evaluación de los tipos estructurales.

Estos diez registros son empleados indistintamente para los dos tipos estructurales evaluados, pues de acuerdo a lo señalado en Fema P695, no es necesario diferenciar los registros de acuerdo a tipo de suelo ni a intensidad, solamente debiendo tener cuidado de que tanto se amplifican el grupo de registros respecto al terremoto máximo considerado. Si bien esto puede significar el que eventualmente se puedan escoger registros de terremotos de intensidad leve, es importante destacar que al definirse la intensidad espectral de colapso como aquella intensidad para la cual se alcanza el colapso en el 50% de los registros estudiados, resulta en que el parámetro central de evaluación no es un valor derivado de un registro único, si no que al de un grupo de ellos, con lo cual tiende a evitar las dificultades anexas a las diferencias por tipo de suelo u otros. Adicionalmente, no debe olvidarse que los registros deben ser escogidos en forma tal que

representen genuinamente las características de sismos de intensidad severa que puedan eventualmente llegar a suceder en la realidad. Según esto, no es lo mismo amplificar un registro de un sismo severo en 1,4 veces que amplificar un sismo leve en 3 o más. En este aspecto, se considera que los registros considerados cumplen las características solicitadas, y que el número de ellos empleados en la evaluación de los arquetipos evita posibles sesgos en los resultados.

4.3.1 Registros medidos en Chile.

Los registros considerados en la evaluación de las estructuras diseñadas de acuerdo a las disposiciones de NCh 433 son los descritos en la tabla 4.3.1 a continuación.

***Tabla 4.3.1*. Registros de sismos ocurridos en Chile considerados en la evaluación estructural**

N°	Terremoto	Localidad, dirección	Registro	Aceleración máxima [cm/s^2]	dt [s]	Duración [s]
1	Maule 2010	Concepción, L	concepcion1002271chan1	393.2	0.005	141.72
2		Concepción, T	concepcion1002271chan3	280.5		
7		Maipú, E-W	stgomaipu1002271chan1	478.6	0.01	167.04
8		Maipú, N-S	stgomaipu1002271chan2	549.5		
9		Viña del Mar, E-W	vinacentro1002271chan1	324.6	0.01	125.04
10		Viña del Mar, N-S	vinacentro1002271chan2	214.4		
11	Llolleo 1985	Llolleo, 100°	chi01.055.100	436.9	0.005	116.40
12		Llolleo, 10°	chi01.057.10	698.3		
13		Viña del Mar, 290°	chi01.059.290	232.8	0.005	112.60
14		Viña del Mar, 200°	chi01.061.200	355.7		

donde

dt = Intervalo de tiempo medición de registros de aceleraciones.

Los registros del 27 de febrero de 2010, o terremoto del Maule 2010 han sido obtenidos del sitio web www.registrosuchile.cl (2013), desde donde fueron obtenidos al momento de ser descargados.

En cambio, los registros del 3 de marzo de 1985, o terremoto de Llolleo 1985, han sido obtenidos del sitio web http://www.ngdc.noaa.gov (NOAA, 2013).

Los registros de aceleraciones corregidos de acuerdo a Fema P695 y sus respectivos espectros elásticos al 5% de amortiguamiento están detallados en el anexo A.

El principal criterio para la selección de los registros es el que cada uno de ellos haya registrado un movimiento sísmico severo el cual haya provocados el colapso o daños significativos en alguna estructura diseñada mediante métodos modernos. En el caso de los registros chilenos, además de una aceleración máxima importante, se tiene que la duración de cada uno de los registros es mayor a 100 segundos, lo cual significa una importante diferencia respecto a los registros medidos en EE.UU.

4.3.2 Registros medidos en EE.UU.

Los registros considerados en la evaluación de las estructuras diseñadas de acuerdo a las disposiciones de ASCE 7 son descritos en la tabla 4.3.2.

***Tabla 4.3.2*. Registros de sismos ocurridos en EE.UU. considerados en la evaluación estructural.**

N°	Terremoto	Localidad, dirección	Registro	Aceleración máxima [cm/s^2]	dt [s]	Duración [s]
51	Northridge	Beverly Hills	northrmul009	410.0	0.01	30
52			northrmul279	506.2		
53	Loma Prieta	GilRoy Array N#3	LomaPrietaGO3000	547.2	0.005	40
54			LomaPrietaGO3090	360.1		
55	Imperial Valley 1979	El Centro	impvallHE11140	356.7	0.005	40
56			impvallHE1230	372.0		
67	El Centro	El Centro	el centro s00e	341.7	0.02	54
68			el centro s90w	210.1		
59	1992, Cape Montecino,	Petrolia	petrolia0g	578.1	0.02	60
60			petrolia90g	649.4		

donde

dt = Intervalo de tiempo medición de registros de aceleraciones.

Los registros de los sismos registrados en la tabla 4.3.2 se encuentran en el sitio web http://www.ngdc.noaa.gov (NOAA, 2013).

Los registros de aceleraciones corregidos de acuerdo a Fema P695 y sus respectivos espectros elásticos al 5% de amortiguamiento están detallados en el anexo A.

4.4 Diseño sísmico de arquetipos. Método de análisis modal espectral.

Una vez definidos los arquetipos a evaluar, debe realizarse el diseño sísmico de estos, de acuerdo a alguno de los métodos permitidos por las normas de diseño sísmico vigentes.

En el caso de NCh 433, las estructuras a evaluar deben regirse por las disposiciones de NCh 433, acorde a lo señalado en el capítulo 1. En el desarrollo de los arquetipos se ha empleado el método de análisis modal espectral, en el que, dados los modos de vibrar de cada estructura, se procede a determinar la demanda sísmica de acuerdo al espectro de diseño según el emplazamiento y las características del suelo. El espectro de diseño considera además el uso del factor de modificación de respuesta R^*, el cual reduce la respuesta en consideración a las características de ductilidad y disipación de energía de cada tipo estructural. Mediante esta demanda (corregida respecto a los valores máximo y mínimo del corte basal), es posible determinar las fuerzas con las cuales dimensionar los elementos estructurales y la deformación del sistema.

Para las estructuras diseñadas mediante ASCE 7, el diseño sigue las disposiciones de los capítulos 11 *Seismic Design Criteria* y 12 *Seismic Design Requirements for Building Structures* descritos en el capítulo 2. Si bien al igual que en los arquetipos diseñados mediante NCh 433 se emplea el método de análisis modal espectral, en ASCE7 el corte basal determinado debe ser comparado con el corte basal determinado con el método estático, debiendo alcanzar al menos un 85% del valor de este último, tanto para la determinación de las fuerzas de análisis como en el de desplazamientos. Al igual que en NCh 433, el diseño se hace con la demanda determinada mediante el espectro de diseño reducido por el factor de modificación de respuesta R, el cual en este caso es constante independiente del valor del período fundamental de la estructura.

Las fuerzas sísmicas determinadas para ambas normas deben ser combinadas a través de las combinaciones de carga indicadas en NCh 1537 y en el capítulo 2 de ASCE 7. En el presente trabajo, solo se consideran las combinaciones asociadas a la demanda sísmica, al peso propio de los elementos, y la carga de uso correspondiente a edificios de uso habitacional.

De lo anterior, cada elemento estructural debe ser dimensionado para las fuerzas determinadas con las distintas combinaciones de carga, para ambas direcciones del sismo. Para que la evaluación corresponda efectivamente a la de una estructura diseñada para fuerzas sísmicas reducidas por el factor *R*, se debe considerar que el diseño sea lo más ajustado posible, evitando elementos sobredimensionados que falseen los resultados de la evaluación, lo que es independiente de si el diseño es controlado por las combinaciones de cargas estáticas o las asociadas a cargas por sismo.

En la determinación de la capacidad resistente de los elementos estructurales de acero se han considerado las disposiciones de AISC 360 (2010), en lo relacionado a capacidad ante fuerzas axiales en compresión y en tracción, resistencia al corte y a momento, tanto en vigas como columnas. Por su parte las riostras son evaluadas ante fuerzas axiales en tracción como en compresión. Todos estos elementos deben además satisfacer los requisitos de AISC 341 *Seismic Provisions* (2010), dado el nivel de sismicidad para el cual han de ser evaluados.

Estos criterios y procedimientos son los implementados en los distintos arquetipos a evaluar, a partir de los cuales se han determinado los elementos estructurales de cada sistema sismorresistente. Son a su vez la base para la definición de los elementos a analizar en la modelación no lineal, la cual permitirá determinar el punto de colapso de cada arquetipo estudiado.

4.5 Descripción del comportamiento estructural. Desarrollo de modelos de análisis.

La determinación del comportamiento estructural para cada arquetipo hace necesaria la evaluación mediante un modelo de análisis el cual permita cuantificar la respuesta de la estructura ante la intensidad sísmica para la cual se alcanza el objetivo de desempeño considerado en el procedimiento de evaluación señalado en 4.9, para cada uno de los arquetipos a evaluar.

En este, se ha considerado como estado límite de desempeño la prevención del colapso, estado límite el cual representa a una estructura que tras resistir un sismo severo, tiene un nivel de daño levemente inferior al necesario para que ocurra el colapso de dicha estructura, observándose en sus elementos sismorresistentes un daño severo, con una pérdida extendida de rigidez y resistencia, pudiendo incluso llegar a ocurrir el colapso durante alguna de las réplicas que normalmente suceden tras un sismo severo. Es necesario además que el sistema resistente a cargas gravitacionales se mantenga funcional, dada la naturaleza permanente de dichas cargas.

Dadas estas condiciones, es necesario que los modelos de análisis presenten entre sus características la capacidad de reflejar el comportamiento histerético de cada uno de los componentes estructurales cuya respuesta sea significativa en el comportamiento global de la estructura, para lo cual requiere de alguna forma de no linealidad en la evaluación de la resistencia de los elementos ante distintos niveles de deformación. Asimismo, deben ser capaces de evaluar en forma estable el comportamiento de estos elementos en un análisis historia-tiempo, manteniendo la compatibilidad de fuerzas y de deformaciones para los distintos elementos. Estas características de no linealidad y de estabilidad se encuentran en el programa de análisis no lineal *Ruaumoko 2d* (Carr, 2008), el cual permite desarrollar una evaluación del comportamiento de la estructura en el rango no lineal de respuesta para pórticos en dos dimensiones. Estos modelos, si bien son representaciones matemáticas idealizadas de la realidad, permiten simular la capacidad de las estructuras ante sismos severos. La calidad de esta simulación responde a la idoneidad de la información recopilada respecto a los elementos estructurales, a las características del programa de evaluación, y a como son implementadas la información recopilada en dichos modelos de análisis. La elección de realizar modelos de análisis en dos dimensiones se debe en parte al sistema estructural escogido en las evaluaciones realizadas (ver secciones 5.2 y 6.2), así como en pro de una mayor sencillez en la evaluación de la calidad de los resultados del análisis. En forma similar, no ha sido considerado el efecto del sismo vertical en los análisis historia-tiempo.

Los parámetros del modelo y el criterio de evaluación del colapso deben ser calibrados de acuerdo a los ensayos existentes de los componentes a evaluar. Si bien la metodología de FEMA P695 permite la evaluación de la calidad de los modelos de los arquetipos, en base a la incerteza asociada a los modelos de análisis, de acuerdo a su capítulo 7, esto no ha sido considerado en el

presente trabajo al tratarse este de una comparación entre dos códigos distintos, por lo cual ante modelos similares se tiene que la incerteza es igual para ambas normativas. Es de notar que la mejora de los programas de evaluación no lineal en el tiempo hará posible realizar una mejor estimación del comportamiento de la estructura ante sismos severo.

En la medida de lo posible, los modelos no lineales deben incluir una simulación explicita de todos los mecanismos de deterioro significativos, los cuales puedan conducir al colapso de la estructura. Reconociendo que no siempre es posible (o práctico) el simular todos los modos de colapso posibles, la metodología señalada en FEMA695 incluye disposiciones para cuantificar los efectos de comportamientos que aun no siendo modelados explícitamente, puedan generar un modo de colapso.

En la determinación del comportamiento estructural y del punto de colapso para cada elemento a implementar en los modelos de análisis no lineal se han considerado las disposiciones ASCE 41-13, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE, 2013), en especial su capítulo 9 relativo al estudio de los elementos de acero, así como las recomendaciones del programa Ruaumoko (Carr, 2008), en especial las reglas de degradación de resistencia n° 2, denominada *Bi-linear* y n° 4 denominada *Remennikov.* Los ciclos de histéresis característicos de cada miembro estructural considerado en el análisis son documentados en la sección 4.6 para cada uno de los tipos estructurales evaluados.

Respecto al comportamiento y modelación de conexiones, se ha considerado que las prácticas implementadas en AISC-341 son suficientes para conseguir la fluencia de los elementos estructurales sin un menoscabo significativo de las conexiones. Teniendo en cuenta que las estructuras evaluadas en este trabajo corresponde a pórticos arriostrados, en los cuales la práctica de dotar a las conexión de las riostras de una capacidad mayor que la del perfil es generalizada, se puede considerar como una consideración razonable.

Entre algunas opciones de análisis a definir en el programa de análisis dinámico no lineal, se ha preferido el método de Newmark de aceleración promedio constante, mientras que para efectos de la razón de amortiguamiento, se ha considerado un 2% en la modelación no lineal para los distintos pórticos, en consideración al menor amortiguamiento característico de los pórticos de acero respecto a las estructuras de hormigón armado.

4.6 Resultados de ensayos en elementos de acero.

Los modelos de análisis no lineal deben en lo posible representar el comportamiento de elementos similares observado en ensayos de laboratorio, teniendo en consideración la naturaleza cíclica de las cargas sísmicas, la capacidad de deformación no lineal, junto a la evolución de las curvas de histéresis ante un número significativo de incursiones no lineales.

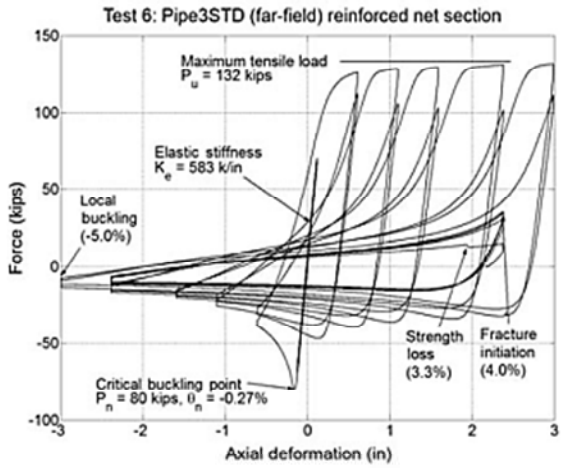
Lo anterior hace necesario el realizar una revisión de ensayes relativos al comportamiento estructural de los elementos constituyentes de pórticos de acero.

4.6.1 Riostras

El comportamiento inelástico ante cargas cíclicas de compresión y de tracción en riostras se caracteriza a través del pandeo en compresión y estiramiento en tracción de dichos elementos, comportamiento el cual es preponderante ante demandas por carga laterales.

Con la excepción de riostras excepcionalmente robustas, se observa que una vez alcanzado el pandeo en compresión, se genera una pérdida de resistencia en compresión considerable. Las riostras en compresión alcanzan el pandeo ante bajos niveles de deformación, típicamente para derivas de piso entre un 0,3% a un 0,5% (comentario AISC 341-10, ASCE 2010), las cuales son usuales para sismos moderados. En cambio, durante sismos severos, dichas riostras pueden desarrollar deformaciones entre 10 a 20 veces mayores, las cuales deben poder ser sustentadas por los elementos de conexión. Un diagrama típico de deformación es presentado en la figura 4.6.1-1. En este se observa como a medida que aumenta el número de ciclos se tienen una menor resistencia en compresión, la cual a medida que la porción en la cual se desarrolla el pandeo se extiende se tiene una reducción significativa de resistencia en compresión, en la que incluso perfiles no fracturados tienen una pérdida casi total de su capacidad de transferir fuerzas en compresión. En cambio, la resistencia en tracción puede llegar a alcanzar la tensión inicial de fluencia ante deformaciones cada vez mayores, esto por el estiramiento necesario para poder retraer la deformación alcanzada en el perfil una vez pandeado. Diferentes publicaciones (Black, Wenger, Popov, 1980; FEMA P58, 2009) señalan que las características de los ciclos histeréticos dependen principalmente de la esbeltez global, en la que perfiles robustos desarrollan ciclos histeréticos más amplios, mientras que en perfiles esbeltos se tienden a desarrollar ciclos más estrechos. Asimismo señala entre los factores que les definen las razones ancho-espesor presentes en cada riostra.

El comportamiento de las riostras depende del historial de carga al cual estén sujetas, lo cual hace que los resultados para niveles de sismicidad semejantes puedan llevar a una misma estructura a un comportamiento visiblemente diferente.



(a) Measured axial force-deformation

Otros factores que afectan el desempeño de riostras son el tipo de perfil empleado, la disposición de las conexiones, tanto en la placa gusset como en los pernos/soldadura de conexión entre otros.

Figura 4.6.1-1. Respuesta no lineal en riostra durante un ensaye de carga cíclico, publicada en NIST GCR 10-917-5 (Deierlein, Reinhorn, Willford, 2010). La reducción en la capacidad resistente del perfil una vez alcanzado el pandeo es notoria, no así una vez alcanzada la fluencia en tracción.

4.6.2 Columnas

Las columnas pertenecientes a pórticos arriostrados están sujetas a cargas axiales cíclicas mayores que las desarrolladas en marcos rígidos, las que incluso pueden desarrollar una fluencia extendida en el caso de pórticos arriostrados corrientes. De acuerdo a Fema 355c (FEMA 355c, 2000), la presencia de elevadas cargas axiales y de demandas de momento generan una compleja distribución de deformaciones en el rango inelástico, así como de relaciones momento curvatura, las cuales son a su vez dependientes de la variación en el tiempo para los distintos niveles de carga axial. Lo anterior lleva a que en el diseño sean generalizadas las prácticas del tipo viga débil – columna fuerte, en las cuales busca limitarse la susceptibilidad de desarrollar un comportamiento inelástico en estas. Adicionalmente, la mayor parte de los ensayos para columnas están centrados en columnas pertenecientes a marcos rígidos, los cuales están dimensionados más por deformaciones que por resistencia, así como una proporción distinta entre cargas axiales y momentos. En la misma línea, SSRC "*Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*", (SSRC, 1998) señala como criterio que el pandeo en columnas no debe ocurrir para ningún evento sísmico, al ser estas críticas en la capacidad de resistir cargas gravitacionales. Lo anterior hace necesario un mayor estudio respecto a la posibilidad de permitir el pandeo en columnas.

Entre la bibliografía consultada, Uang y Newell (2006) presentan ensayos con cargas axiales elevadas (35%, 55%, y 75% de la capacidad de columnas en fluencia), ante las cuales las columnas ensayadas son capaces de desarrollar derivas de piso significativas (sobre 6%). De los resultados del análisis no lineal en pórticos arriostrados corrientes se observan demandas de fuerza axial aún mayores, para los cuales no se han encontrado resultados de ensayos que describan dicho estado, pues de dicha condición puede generarse un deterioro de la capacidad resistente tal que esta no sea suficiente para sustentar las cargas gravitacionales, lo cual significa el colapso de la estructura, especialmente si se considera que las riostras ante ciclos de carga compresión-tracción extendidos presentan una pérdida casi total de la capacidad resistente en compresión. Al ser las condiciones de rigidez de las columnas distintas que las de las riostras (existencia de nudo formado por la intersección de viga y la misma columna, presencia de placas gusset de conexión de riostras), es necesario desarrollar ensayos que estudien esta condición. Finalmente, durante el sismo del 27 de Febrero de 2010, se observaron columnas de acero parte de pórticos arriostrados con deformaciones remanentes por pandeo local, lo cual evidencia una incursión no lineal de dicho elemento en compresión, lo cual confirma la necesidad de evaluar el desempeño no lineal de columnas ante ciclos tensión – compresión.

Es de notar que mientras las riostras mantengan su rigidez y resistencia las columnas estarán sujetas a fuertes cargas axiales, más, ante el deterioro de estos, bajan las cargas axiales y se incrementan las demandas por momento flector.

4.6.3 Vigas

Las vigas pertenecientes a pórticos arriostrados pueden presentar tanto demandas por fuerzas axiales inducidas por riostras, como de momento, las cuales dependen de la disposición geométrica de los arriostramientos, del grado de deterioro de dichos arriostramientos durante los

distintos ciclos a los cuales están sujetos regularmente las diagonales pertenecientes a pórticos arriostrados durante un sismo severo, etc. Asimismo, en nudos donde converjan arriostramientos pueden darse demandas de corte elevadas, de donde se tiene que los diseños que consideren vigas con un alma delgada puedan ser susceptibles de sufrir daño al desarrollar las riostras su capacidad. En conexiones con placas gusset se da que dichas placas actúan como un refuerzo adicional a las vigas, incrementando su capacidad, lo cual no ha sido considerado en el presente trabajo.

Las vigas en general deben ser capaces, en conjunto con las columnas, de desarrollar una rotación mínima de 0,025 rad. De acuerdo a lo indicado en Fema 355d (2000), las conexiones pre-Northridge usadas como referencia para las dimensiones de las vigas consideradas en el presente trabajo son capaces de proporcionar dicha rotación en forma estable, lo cual es implementado en los modelos de análisis. Esta menor capacidad de rotación respecto a las disponibles para pórticos especiales de momento se debe a que se considera que los requisitos especiales de detallamiento difícilmente serán implementados en pórticos arriostrados, en especial si se conoce que los elementos considerados como preponderantes en la respuesta sísmica son las riostras.

4.6.4 Conexiones

De acuerdo a nistgcr13-917-24 (Sabelli, Roeder, Hajjar, 2010), se considera el comportamiento de los nudos y placas gusset como estable, si bien se estudia revisar si es conveniente reducir los requisitos de resistencia, con tal de permitir cierta incursión inelástica en estos elementos. En los modelos de análisis implementados no se ha considerado la contribución no lineal de las placas gusset en el comportamiento. Sin embargo, si se ha evaluado el comportamiento de la zona panel ubicado en la intersección de vigas y columnas, la cual cobra importancia una vez que se obtiene un deterioro significativo de la capacidad resistente de las riostras ya pandeadas, de acuerdo a las características indicadas en Fema 355d (2000).

4.7 Determinación de la capacidad estructural. Estados límites de desempeño.

En la evaluación de los modelos de análisis no lineal han sido empleadas las disposiciones relativas a estados límite señaladas en ASCE 41-13, las cuales en conjunto a las disposiciones de AISC 360 y AISC 341 permiten caracterizar el comportamiento estructural de los distintos componentes de los sistemas estructurales estudiados. De acuerdo a los criterios de evaluación señalados en la sección 4.1, los estados de carga considerados son los asociados al estado límite de colapso.

Los elementos caracterizados en esta sección corresponden a componentes pertenecientes a pórticos arriostrados, en los que está centrado este trabajo. Los criterios de aceptación considerados en la evaluación del colapso estructural, en base a lo detallado en el capítulo 9 de ASCE 41-13, son los siguientes:

4.7.1 Riostras.

Los valores de deformación admisible en riostras consideran lo señalado en la tabla 9.7 de ASCE 41-13, los cuales se encuentran clasificados a partir de la esbeltez del elemento en estudio. Al considerar únicamente secciones W, se tienen los siguientes valores:

I. Riostras esbeltas en compresión, donde $\frac{KL}{r} > 4{,}2\sqrt{E/F_y}$

Deformación plástica (prevención del colapso)	$11\Delta_c$
Razón de resistencia residual	0,3

II. Riostras robustas en compresión, esto es $\frac{KL}{r} \leq 2{,}1\sqrt{E/F_y}$

Deformación plástica (prevención del colapso)	$9\ \Delta_c$
Razón de resistencia residual	0,5

III. Riostras en tracción

Deformación plástica (prevención del colapso)	$14\ \Delta_c$
Razón de resistencia residual	0,6

donde

KL/r	=	razón de esbeltez efectiva
E	=	Módulo de elasticidad del acero, kgf/cm^2
F_y	=	Tensión mínima de fluencia, kgf/cm^2
Δ_c	=	Deformación axial para la carga de pandeo esperada, cm.

Para riostras con razones de esbeltez intermedias debe considerarse la interpolación entre los valores descritos Para efectos de cálculo la cantidad Δ_c debe entenderse como la deformación axial para la cual se espera que ocurra el pandeo en compresión, la cual es determinada a partir de las ecuaciones disponibles en el capítulo F de AISC 360, con la exclusión de los factores de minoración allí especificados.

Estos valores de deformación admisible deben ser entendidos a partir de las curvas de histéresis características de riostras en compresión, en las cuales una vez alcanzada la capacidad en compresión se observa un deterioro rápido de la capacidad resistente. Para efectos de modelación, en el programa *Ruaumoko* se ha empleado la regla de histéresis propuesta por *Remmenikov* (Carr, 2008), la cual permite representar los ciclos carga-descarga ante demandas por fuerza axial característicos en riostras. Este deterioro en la capacidad resistente adquiere una mayor notoriedad ante sismos de larga duración, como es el caso de los sismos chilenos.

En contraste a los valores de resistencia residual detallados en ASCE 41-13, los resultados de ensayos (Fema P58, 2009) muestran un deterioro de la resistencia significativamente mayor, los

cuales son concordantes con los valores resultantes de aplicar la regla *Remmenikov* del programa *Ruaumoko.*

4.7.2 Columnas.

La mayor capacidad de deformación lateral en el rango no lineal en columnas depende fuertemente de los niveles de fuerza axial presentes, así como de las relaciones ancho espesor de cada sección del miembro analizado. Estos están relacionados con la susceptibilidad de presentar pandeo local en compresión durante los ciclos de carga a desarrollar durante un sismo.

De lo anterior, de acuerdo a lo señalado en ASCE 41-13, los límites considerados en la evaluación no lineal son los siguientes:

Para P/PCL < 0,2

		Estado límite de colapso	Razón de resistencia residual
a)	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ y $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	$11\theta_y$	0,6
b)	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ y $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	0,2
c)	Otros	Interpolación entre valores presentados en a) y b)	

Para 0,2 ≤ P/PCL ≤ 0,5

		Estado límite de colapso	Razón de resistencia residual
a)	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ y $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	$17(1-(5/3)P/P_{CL})\theta_y$	0,2
b)	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ y $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	$1{,}2\theta_y$	0,2
c)	Otros	Interpolación entre valores presentados en a) y b)	

donde

b_f	=	ancho ala de columna perfil W.
h	=	altura de alma de columna perfil W.
t_f	=	espesor de alma de columna perfil W.
t_w	=	espesor de ala de columna perfil W.
F_{ye}	=	Resistencia de fluencia esperada, kip/in^2.
P	=	Fuerza axial actuante en una columna, kip.
P_{CL}	=	Límite inferior de la resistencia a fuerza axial en una columna, kip.
ϑ_y	=	Rotación de fluencia, radianes.

Los límites de deformación axial en columnas en la presente evaluación son los mismos señalados en riostras, sección 4.7.1. Si bien las condiciones de rigidez son distintas, dichos valores se consideran adecuados para evaluar la susceptibilidad al colapso en columnas ante cargas axiales elevadas.

4.7.3 Vigas.

Los valores de deformación no lineal admisible en vigas están caracterizados a través de la rotación en sus extremos. Asimismo, los valores de fuerza axial son los mismos considerados en riostras en sección 4.7.1. Modos de falla por fluencia del alma de vigas por corte generados en los nudos conectados a riostras no han sido incorporados en la evaluación no lineal, razón por la cual se han dimensionado las vigas en el análisis elástico con una resistencia al corte tal que se evite dicha falla.

De lo anterior, los límites considerados en la evaluación de vigas son los siguientes:

		Estado límite de colapso	Razón de resistencia residual
a)	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ y $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$11\theta_y$	0,6
b)	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ y $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	0,2
c)	Otros	Interpolación entre valores presentados en a) y b)	

4.7.4 Zona panel de columnas.

Los valores de deformación admisible en la zona panel de columnas, son los siguientes

Estado límite de colapso $12\theta_y$

Razón de resistencia residual 1,0

donde

b_f	=	ancho ala de columna perfil W.
h	=	altura de alma de columna perfil W.
t_f	=	espesor de alma de columna perfil W.
t_w	=	espesor de ala de columna perfil W.
F_{ye}	=	Resistencia de fluencia esperada, kip/in^2.
P	=	Fuerza axial actuante en una columna, kip.
P_{CL}	=	Límite inferior de la resistencia a fuerza axial en una columna, kip.
ϑ_y	=	Rotación de fluencia, radianes.

4.8 Factores de comparación.

La evaluación del desempeño definida en FEMA P695 considera un factor de ajuste a la razón de margen de colapso, *CMR*, denominado factor de forma espectral, el que permite determinar la razón de margen de colapso ajustada (*ACMR*), el que a su vez es comparado con los valores admisibles permitidos por la metodología, los que son descritos en la presente sección.

4.8.1 Factor de forma espectral.

Una vez determinada la razón de margen de colapso definida en la expresión C.3-1, este valor debe corregirse mediante el factor de forma espectral, SSF, de acuerdo a lo definido en el capítulo 7 de FEMA P695 en razón a que se espera a que la forma espectral efectiva de terremotos de una magnitud muy severa como los esperados para el colapso efectivo de estructuras diseñadas mediante normativas modernas, sufra una modificación en su forma espectral, lo que sumado a que ante dicho sismo, debiera generarse para estructuras dúctiles un periodo de vibración más largo que el determinado elásticamente, se tiene como resultado un menor daño comparado respecto al que se podría esperar para sismos de dicha intensidad. A partir de lo anterior, este factor corrige a la razón de margen de colapso según la siguiente expresión.

$$ACMR_i = SSF_i \times CMR_i \qquad 4.8\text{-}1$$

El factor de forma espectral debe determinarse según el período del arquetipo a evaluar, a la ductilidad característica del tipo estructural en estudio, y a la sismicidad seleccionada en la etapa de diseño. En las estructuras parte de este estudio, dado el alto nivel de sismicidad empleado, se han considerado los valores de la tabla 7-1b de la sección 7.2.2 de FEMA P695, elaborados para la sismicidad máxima de la zona sísmica D definida en ASCE 7, los que reproducidos a continuación en la tabla 4.8.1-1.

***Tabla 4.8.1-1*. Factor de forma espectral, (Tabla 7-1b FEMA P695).**

T **(seg)**	**Ductilidad basada en el periodo, μ_T**							
	1.0	1.1	1.5	2	3	4	6	≥8
≤0.5	1.0	1.05	1.1	1.13	1.18	1.22	1.28	1.33
0.6	1.0	1.05	1.11	1.14	1.2	1.24	1.3	1.36
0.7	1.0	1.06	1.11	1.15	1.21	1.25	1.32	1.38
0.8	1.0	1.06	1.12	1.16	1.22	1.27	1.35	1.41
0.9	1.0	1.06	1.13	1.17	1.24	1.29	1.37	1.44
1.0	1.0	1.07	1.13	1.18	1.25	1.31	1.39	1.46
1.1	1.0	1.07	1.14	1.19	1.27	1.32	1.41	1.49
1.2	1.0	1.07	1.15	1.2	1.28	1.34	1.44	1.52
1.3	1.0	1.08	1.16	1.21	1.29	1.36	1.46	1.55
1.4	1.0	1.08	1.16	1.22	1.31	1.38	1.49	1.58
≥1.5	1.0	1.08	1.17	1.23	1.32	1.4	1.51	1.61

Estos valores llevan a la razón de margen de colapso al valor esperado de coordenada espectral para la que se ha de generar el colapso del 50% + 1 de los registros ajustados.

Por último, la efectiva idoneidad de estos factores para los sismos chilenos es al menos cuestionable, sin embargo no se conocen valores asociados a la sismicidad local. A falta de estos, se han considerado los valores definidos en FEMA P695 tanto para las estructuras diseñadas para aSCE 7 como para las diseñadas para NCh 433.

4.8.2 Incertezas en evaluación de *ACMR*. Valores admisibles de *ACMR*.

Las distintas fuentes de incertezas en el proceso de evaluación son estimadas según lo indicado en el capítulo 7 de FEMA P695, mediante la determinación de cuatro componentes, estas son las incertezas en el grupo de registros (β_{RTR}), la incertidumbre en los requisitos de diseño (β_{DR}), la incertidumbre en los resultados (β_{TD}), y la incertidumbre en la modelación (β_{MDL}), los que mediante la raíz de la suma de sus cuadrados resultan en la incertidumbre total del sistema al colapso, $\beta_{TOT.}$ Mediante este valor, y la probabilidad de colapso para la cual se desea evaluar la razón de margen de colapso ajustada, *ACMR*, se determina el valor admisible para la evaluación de este último. Las probabilidades a considerar en la evaluación definida en FEMA P695 son de un 10% de excedencia para la comparación del grupo de desempeño del tipo estructural, y del 20% para cada arquetipo dentro del grupo de desempeño, valor este último el cual ha sido empleado en este trabajo para la determinación del valor admisible de *ACMR*, en razón a que la evaluación se ha centrado en arquetipos individuales.

La incertidumbre total del sistema para los sistemas desarrollados se ha realizado considerando los valores propuestos en las tablas 7-2a a 7-2d de la sección 7.3.4 de FEMA P695. Para estas, se ha considerado lo siguiente: (a) los modelos de análisis califican como buenos, de entre las opciones superior, bueno, ordinario, pobre, (b) que los requisitos de diseño califican como superior, de entre las opciones superior, bueno, ordinario y pobre, y a que a calidad de los ensayos realizados califica como superior, en la misma escala de los dos anteriores, ambos últimos basados en el conocido comportamiento del acero, y su concordancia respecto a los requisitos de diseño contenidos en las normas respectivas. De lo anterior se tiene que el valor de la incertidumbre total corresponda a:

$$\beta_{TOT} = 0.475$$

Este valor, de acuerdo a la tabla 7-3 de la sección 7.4 de FEMA P695, resulta en un valor admisible para la razón de margen de colapso ajustada, considerando una probabilidad de excedencia de un 20%, de:

$$ACMR_{20\%} = 1.49$$

El cual corresponde al valor respecto al cual debe ser comparado el valor de *ACMR* determinado para cada uno de los arquetipos en estudio.

4.9 Procedimiento de evaluación.

4.9.1 Descripción procedimiento de evaluación.

El procedimiento de evaluación está basado en la comparación de la razón de margen de colapso ajustada, *ACMR*, entre estructuras diseñadas mediante NCh 433 y las estructuras diseñadas mediante ASCE 7. Estas estructuras deben ser diseñadas de acuerdo a las normas usualmente empleadas en el diseño de estructuras, las cuales son las descritas en las secciones 1.1 y 2.1 del presente trabajo, sin requisitos adicionales por categorías de ocupación o de importancia especial, ni consideraciones para estructuras sujetas a demandas de nieve, viento, ambientes corrosivos, arquitectónicos, etc., que puedan significar un dimensionamiento distinto al obtenido de la consideración única de cargas gravitacionales y de uso, junto a cargas por sismo.

Para las estructuras dimensionadas según NCh 433 y ASCE 7, se sigue la determinación de la razón de margen de colapso, *CMR*, el cual de acuerdo a lo definido en sección 3.2, corresponde a la razón entre capacidad media de colapso para el grupo de registros considerados, $\hat{S}_{CT}$, la cual corresponde a la intensidad espectral del grupo de registros para la cual la mitad de dichos registros genera el colapso de la estructura, respecto a la intensidad del terremoto máximo considerado, S_{MT}, según lo siguiente:

$$CMR = \hat{S}_{CT}/S_{MT} \qquad \text{(C.3-1)}$$

La intensidad espectral de colapso para el grupo de registros, $\hat{S}_{CT}$, se determina como la pseudo-aceleración espectral promedio de los registros, la cual ha sido amplificada en igual magnitud para todos los registros de forma tal que el 50% de los registros provoca el colapso del tipo estructural en estudio. Por su parte, la intensidad del terremoto máximo considerado, S_{MT}, corresponde a la coordenada espectral del espectro elástico de diseño contenido en NCh 433 o ASCE 7 según sea el caso. El procedimiento para su determinación es el descrito en la sección 4.9.2.

El diseño sismorresistente para cargas por sismo reducidas se ha realizado mediante el programa ETABS, el cual permite calcular estructuras con relaciones fuerza-deformación elásticas. Para la evaluación no lineal, con el cual se determina el punto de colapso de cada tipo estructural se ha empleado el programa *Ruaumoko*.

La determinación del punto de colapso está basada principalmente en la capacidad de deformación de los elementos constituyentes del sistema sismorresistente de cada tipo estructural. Al ser el acero un material de comportamiento primordialmente dúctil, es esperable que la evaluación de la capacidad de la estructura este basada en la deformación admisible de cada elemento sismorresistente. Los valores admisibles de deformación están basados en las disposiciones del documento ASCE41-13, "*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*", el cual en su capítulo 9 trata la evaluación estructural de elementos de acero. Las consideraciones asociadas al comportamiento de los elementos de acero son detalladas en secciones 4.6 y 4.7.

Una vez determinada la razón de margen de colapso, debe corregirse su valor mediante el factor de forma espectral, SSF, según la siguiente expresión.

$$ACMR_i = SSF_i \times CMR_i \qquad (4.8\text{-}1)$$

El factor de forma espectral varía según el período del arquetipo a evaluar, considerandose los valores de la tabla 7-1b de la sección 7.2.2 de FEMA P695, reproducidos en la tabla 4.8.1-1 de este trabajo. La comparación del valor ajustado de la razón de margen de colapso es realizada respecto al valor $ACMR_{20\%}$ admisible, el que lleva la evaluación a una probabilidad de colapso de 20%.

En el presente trabajo se ha extendido el alcance de FEMA P695, pues este está formulado inicialmente para evaluar estructuras en un código de diseño único. El comparar la razón de margen de colapso para cada código de diseño, permite determinar que tanto o más susceptible es de colapsar una estructura respecto a las demandas de diseño en forma relativa para cada código. De lo anterior, si el valor de *ACMR* es mayor a 1, significa que el diseño mediante fuerzas reducidas por *R* es capaz de sustentar, para una probabilidad de un 50%, registros cuya intensidad espectral sea mayor a la especificada en el espectro elástico. Si adicionalmente, el valor de *ACMR* es mayor a $ACMR_{20\%}$, significa que dicho arquetipo es capaz de proveer de estructuras con un 80% de probabilidad de resistir la intensidad del sismo de diseño. Por su parte, si en ambas estructuras se da un valor mayor a uno, pero para un código de diseño se da que su valor de *ACMR* es significativamente mayor que el obtenido mediante el otro código, es un indicador de que el primer código genera estructuras más seguras, pues sus edificios son capaces de soportar demandas ajustadas mayores a las del código a comparar, con lo cual ambos factores *R* no puede ser considerados equivalentes, aun logrando ambos códigos ser capaces de sustentar demandas mayores a las de diseño. Esto es especialmente notorio en el rango de periodos en el cual el diseño no resulta controlado por el factor *R*, si no que por corte mínimo o por corte máximo. En el primer rango (corte mínimo), si bien el factor *R* no reduce en forma directa la demanda, aún se tiene que la demanda elástica es reducida por un valor alterado de *R*, el cual es reducido en la misma proporción que se ve amplificado el corte basal. En cambio, en el rango de valores controlado por el corte máximo, al reducirse la demanda de diseño respecto a la esperada del espectro reducido, se tiene en la práctica un factor *R* mayor que el especificado inicialmente. Sin embargo, en ambos casos si puede evaluarse que tanto puede amplificarse la demanda por sismo respecto al valor de diseño, determinándose con ello la habilidad de la estructura de soportar demandas mayores a la especificada, validando el valor de R y las limitantes al corte basal.

4.9.2 Procedimiento estándar para la determinación del margen de colapso, CMR.

El procedimiento para la determinación de las cantidades $\hat{S}_{CT}$, coordenada espectral de colapso, S_{MT}, o coordenada del espectro elástico de diseño, y con ellos el valor del margen de colapso, *CMR*, y de su valor ajustado *ACMR*, es el descrito en esta sección. Su determinación considera tanto las disposiciones normativas a evaluar, como el aproximación numérica del comportamiento no lineal de la estructura durante sismos de intensidad severa. El presente procedimiento pretende dar una metodología clara a la evaluación de los distintos tipos estructurales, describiendo en detalle los

pasos a realizar en su implementación. Adicionalmente, este es representado en forma gráfica en el diagrama de figura 4.9.2-1.

El procedimiento estandarizado propuesto es el siguiente:

1) Escoger un tipo estructural y sus normativas de diseño. Definir un arquetipo estructural el cual represente en forma clara las características del sistema estructural a evaluar.
2) Diseñar sísmicamente el arquetipo según el conjunto de reglas y prácticas contenidas en las normas escogidas. Para una adecuada evaluación el diseño debe ser lo más ajustado posible, evitando incluir demandas distintas a las sísmicas, las cuales puedan eventualmente controlar el diseño. Para que la evaluación represente fielmente las prácticas de diseño de las normas en estudio, deben considerarse los límites al corte basal (corte máximo o mínimo),
3) Evaluar el periodo fundamental del arquetipo en estudio.
4) Para el período determinado, calcular la coordenada espectral de cada uno de los registros considerados en la evaluación, obteniendo el promedio para el grupo completo de registros.
5) Escalar el grupo de registros mediante un factor idéntico para todos los registros, de forma tal que el promedio de las coordenadas espectrales de los registros coincida con la coordenada del espectro de diseño elástico S_{MT} para el periodo fundamental del arquetipo. Con esto se lleva a que el grupo de registros represente una demanda igual a la especificada en el espectro de diseño con el cual fue dimensionada la estructura. En caso que existan modificaciones a la demanda del espectro estas deben ser debidamente incorporadas mediante un factor el cual refleje dicha variación.
6) Escalar nuevamente los registros mediante un factor único para todas las componentes de aceleraciones consideradas en la evaluación del arquetipo en estudio. Este arquetipo es evaluado mediante modelación no lineal para cada una de estas componentes escaladas, determinando si alcanza o no una condición de colapso en alguno de sus elementos sismorresistentes que signifique una amenaza para la seguridad de vida. Si el número de registros que provocan el colapso es el 50% del grupo en evaluación, significa que se ha alcanzado el punto de colapso, el cual es caracterizado mediante la coordenada espectral promedio del grupo de registros, la cual es denominada como la intensidad espectral de colapso, $\hat{S}_{CT}$.
7) En caso que el número de registros no coincida con el 50% del grupo de registros, se debe volver a escalar el grupo completo de registros mediante un factor único. En caso de que en la evaluación anterior el número de registros para los cuales se da una condición de colapso sea mayor al 50%, dicho factor será menor a uno, con lo cual se reduce la intensidad del grupo de registros. En caso de que el número de registros para los cuales fue determinado el colapso sea menor al 50%, dicho factor será mayor a uno, con lo cual se incrementa la intensidad del grupo de registros. Este procedimiento debe ser realizado las veces necesarias para acercarse con un nivel de certeza apropiado al punto de colapso

efectivo del arquetipo en estudio. La tolerancia aceptada en este proceso de iteración en este trabajo es de máximo un 5% entre iteraciones.

8) Una vez identificada la coordenada espectral del punto de colapso, es comparada con la coordenada espectral de diseño, con lo cual es determinado el margen de colapso del arquetipo en estudio, valor ajustado mediante el factor de forma espectral según el periodo fundamental de cada arquetipo a evaluar, con lo que se obtiene el valor de la razón ajustada del margen de colapso empleada en la evaluación. En caso que el margen de colapso sea mayor a uno, se tiene que el arquetipo es capaz de sustentar con un 50% de probabilidad la demanda especificada en el espectro de diseño.
9) Realizar el mismo procedimiento descrito entre los puntos 1) y 8) para la norma de diseño con la cual se quieren contrastar la idoneidad de los factores de modificación de respuesta. Una vez determinado el valor del margen de colapso del nuevo arquetipo, se puede comparar con el valor primero del margen de colapso, comparando la menor o mayor capacidad de sustentar demandas sísmicas mayores a las especificadas en la norma de diseño correspondiente.

Los pasos descritos deben ser debidamente documentados, esto con tal de facilitar la revisión externa de las distintas áreas parte de la evaluación.

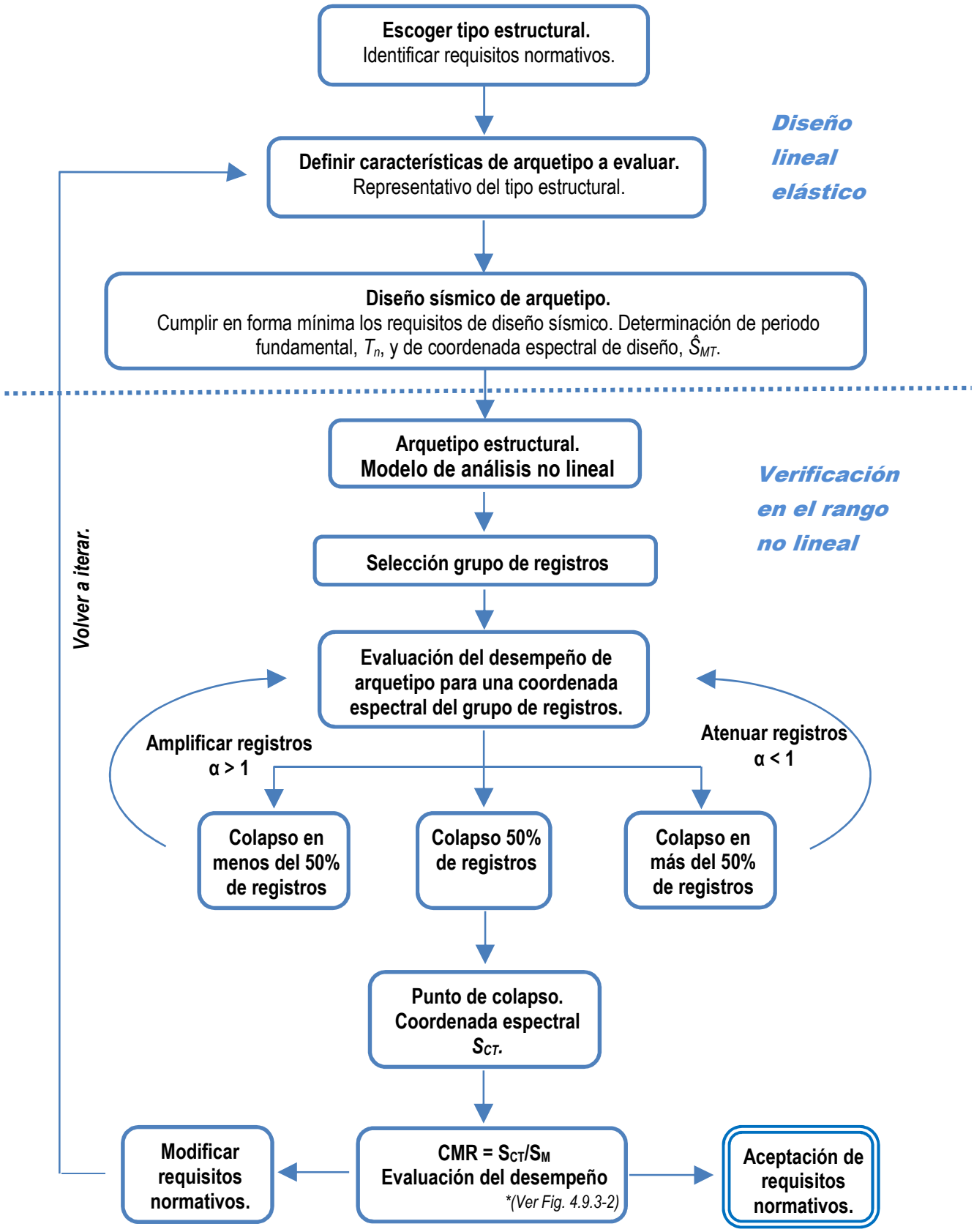


Fig. 4.9.2-1. Diagrama procedimiento de evaluación mediante *CMR*.

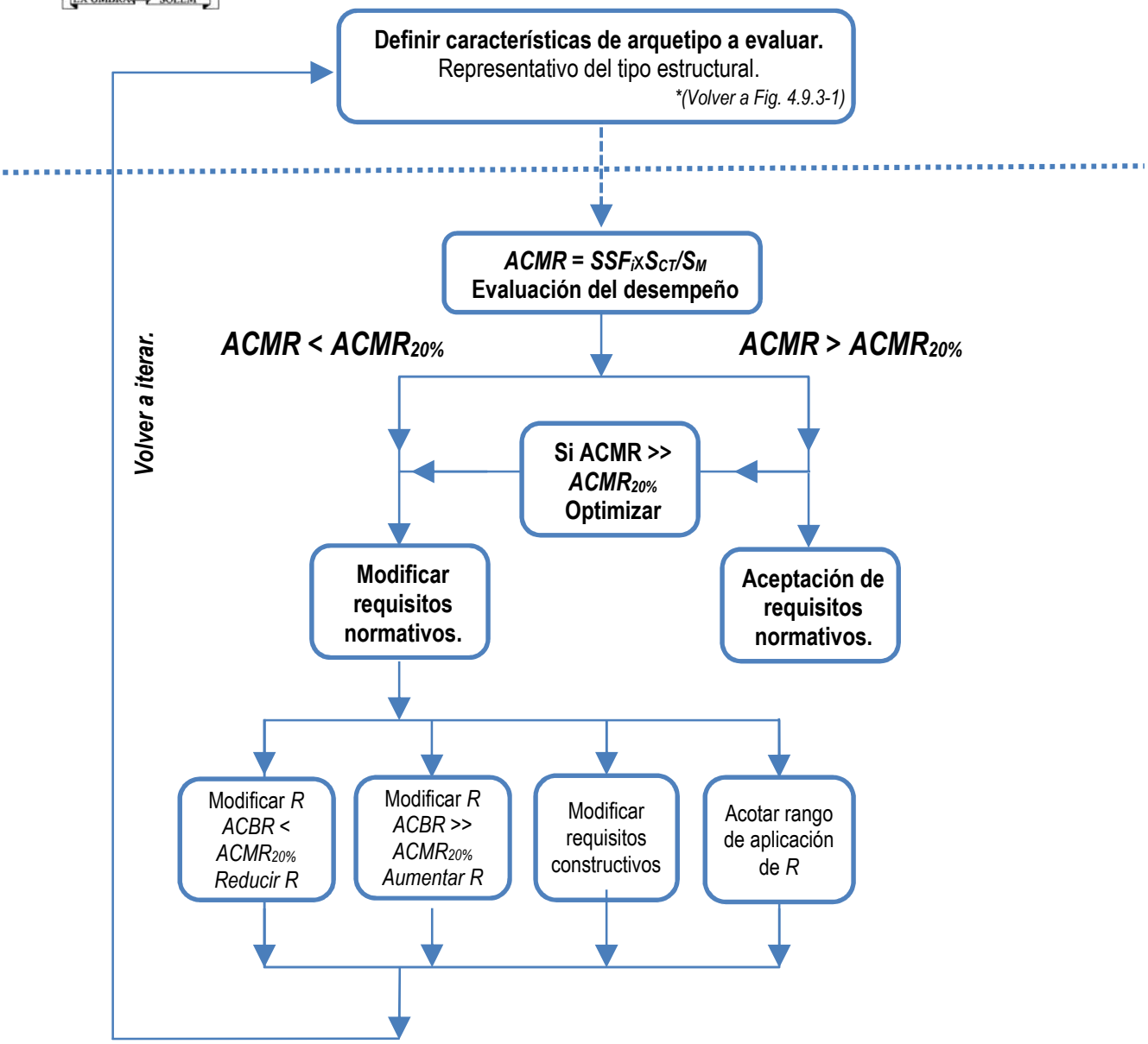


Fig. 4.9.2-2. Diagrama evaluación valores de *CMR*.

4.9.3 Evaluación factores de respuesta R, Ω_0 y C_d.

El procedimiento para la evaluación de los factores de desempeño sísmico R, Ω_0 y C_d requiere la evaluación extensiva de las posibles estructuras que puedan concebirse para un determinado tipo estructural. Este trabajo, al estar limitado a dos tipos estructurales, solo constituye una exploración del desempeño sísmico posible para los tipos estructurales estudiados.

En la sección 5.7 y 6.7 se añaden comentarios respecto a la idoneidad de los factores de desempeño sísmico obtenidos de este trabajo.

4.9.4 Disposiciones de Fema P695 no consideradas en este trabajo.

Entre las disposiciones de Fema P695 no incluidas en la metodología de evaluación detallada en este trabajo se encuentran los siguientes procedimientos:

- La evaluación cuantitativa de las incertezas propias de la modelación, en parte porque la evaluación comparativa de las normas en paralelo trata sobre los mismos tipos estructurales. Esta evaluación se ha basado en criterios cualitativos, los que dado el sistema de evaluación, no afecta los valores de *ACMR* determinados.
- Se ha disminuido la cantidad de registros empleados en la evaluación, desde 22 pares de registros, a solo 5 pares de registros para cada normativa, con tal de acortar los tiempos de análisis. Ambos casos son comparados en el anexo A.
- No ha sido posible implementar el detallado proceso de revisión de los resultados estructurales, dado que requiere por un tiempo significativo de un amplio comité especializado en estructuras de acero en los distintas secciones parte de esta evaluación, el cual no está disponible.
- La evaluación del factor de sobrerresistencia no ha sido estudiada, en parte por estimarse que los pórticos arriostrados, cuyo comportamiento post pandeo en un ciclo de carga continuo difiere significativamente del existente antes del pandeo en compresión de sus riostras, es poco representativo del comportamiento no lineal ante cargas cíclicas del sistema en estudio, en especial si se atiende el alto número de ciclos de carga-descarga que contienen los sismos chilenos. Una alternativa para salvar esta dificultad es el estudio de una curva pushover cíclica, la cual escapa del alcance de este estudio.
- Por último, el número de arquetipos ha sido reducido a uno por tipo estructural, esto en pro de reducir el tiempo de análisis, y en que se considera suficiente para la presentación de la metodología propuesta y su implementación. En la metodología descrita en Fema P695, se propone el desarrollo de varios arquetipos por sistema estructural a evaluar, los que consideren las distintas cargas de uso frecuentes para el tipo estructural en estudio, las dimensiones geométricas, la calidad de los materiales empleados, los detalles de conexiones frecuentes, etc., esto con tal de explorar las posibilidades otorgadas por las disposiciones del tipo estructural en evaluación, con ello mejorando el nivel de certidumbre en los resultados obtenidos, de acuerdo a lo señalado en las secciones 3.2 y 4.2.

5. Comparación del desempeño de los factores de modificación de respuesta de código ASCE7 y norma NCh 433 en pórticos arriostrados especiales.

5.1 Campo de comparación.

Los tipos estructurales considerados en este capítulo corresponden a los pórticos de acero especiales arriostrados en V invertida, el cual ha sido considerado por ser un tipo estructural con una significativa capacidad de deformación no lineal (NIST, 2013), lo cual resulta deseable para una estructura ubicada sobre un suelo de calidad regular en una zona de alta demanda sísmica. Este tipo estructural posee entre sus prácticas de diseño el uso de un factor de modificación de respuesta comparable al especificado para marcos rígidos especiales, cuyo comportamiento no lineal le hace ser considerado uno de los mejores tipos estructurales, a diferencia de los pórticos arriostrados corrientes tratados en el capítulo 6, los que son caracterizados en ASCE 7 con un factor *R* menor.

Las estructuras descritas en ésta sección han sido evaluadas para una demanda sísmica severa, como lo es la demanda especificada para estructuras ubicadas en la zona sísmica 3, la cual es la región más exigente de acuerdo a NCh 433 (INN, 2009), y cuyo suelo de fundación sea calificado como tipo D, el cual está asociado a una amplificación sísmica significativa, por ser calificado éste como un suelo “medianamente denso o firme” por DS 61 (MINVU, 2011). A estas condiciones deben agregarse los requisitos usuales en las construcciones habitacionales en Chile, según NCh 433 y la normativa agregada en la Ordenanza General de Construcción, entre las que destacan NCh 1537, la cual permite asignar las cargas de uso para las cuales debe ser diseñada la estructura. Por otra parte, se considera que ASCE7 otorga el total los requisitos de diseño a considerar para una estructura en una zona de alta sismicidad como California, no siendo considerada ninguna ordenanza local la cual pueda modificar en parte los requisitos detallados en este documento. Para el diseño mediante ASCE7 se ha considerado una demanda sísmica semejante a la especificada para la estructura diseñada según NCh 433, la que se estima similar a la definida para la ciudad de Los Ángeles en un suelo calidad D. ASCE 7 define una demanda particularmente severa para esta ciudad, la cual presenta una magnitud semejante a la especificada en NCh 433 en un amplio rango de frecuencias.

Es importante recordar que entre los objetivos de NCh 433, está el lograr estructuras que “aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa” (sección 5.1 Principios e hipótesis básicos, NCh 433). Los criterios tanto de desempeño como de diseño sísmico han considerado este objetivo de diseño sísmico para su determinación e implementación en la comparación desarrollada en este trabajo, siendo especialmente relevante en la definición de los estados límites de evaluación definidos en el capítulo 4.

Al ser la norma NCh 433 una norma de edificaciones para uso habitacional, se ha considerado el uso de una losa de hormigón armado con placa colaborante, para la cual se ha determinado un espesor promedio de 12 cm (8,3 cm espesor de losa, más 7,62 cm de alto para la placa colaborante). Esto tiene consecuencias en la masa total del sistema a resistir por cada pórtico. A

modo de comparación, en la práctica de uso de NCh 2369, es común especificar pórticos sin losas, siendo reemplazadas mediante reticulados que proporcionan una rigidez suficiente. El uso de una losa típica a las empleadas en edificios de hormigón armado se consideró poco práctico para una estructura de acero.

5.2 Pórticos de acero arriostrados en V invertida especiales. Descripción sistema sismorresistente.

Los pórticos de acero arriostrados en V invertida tienen como característica el que las vigas son intersectadas por las riostras lejos del nudo viga-columna. En esta estructuración, las riostras mediante pares están conectadas en su extremo inferior en el nudo viga-columna, su extremo superior está conectado en la mitad de las vigas entre columnas, con lo cual se forma una V invertida. En figuras 5.2-1 se proporciona una vista de un pórtico arriostrado en V invertida.

Los distintos edificios evaluados en este tipo estructural consideran las mismas dimensiones base, las cual corresponden en planta a 6 m de longitud entre vanos, mientras que la altura de entrepiso son 4m, con la salvedad del primer piso, el cual presenta 4,5 m de altura. Esta configuración ha sido replicada de un edificio instrumentado en Burbank, California (Kalkan, 2006).

Con tal de estudiar un rango de periodos lo suficientemente amplio, se ha considerado el diseño de cinco edificios para cada normativa, los cuales cuentan con 4, 6, 8, 10 y 15 pisos de altura. Se debe considerar que de acuerdo a ASCE 7, la máxima altura para pórticos arriostrados concéntricos especiales es de 50 m, los que pueden ser aumentados a 75 m con ciertas condicionantes, las cuales son provistas por las estructuras de 15 pisos propuesta.

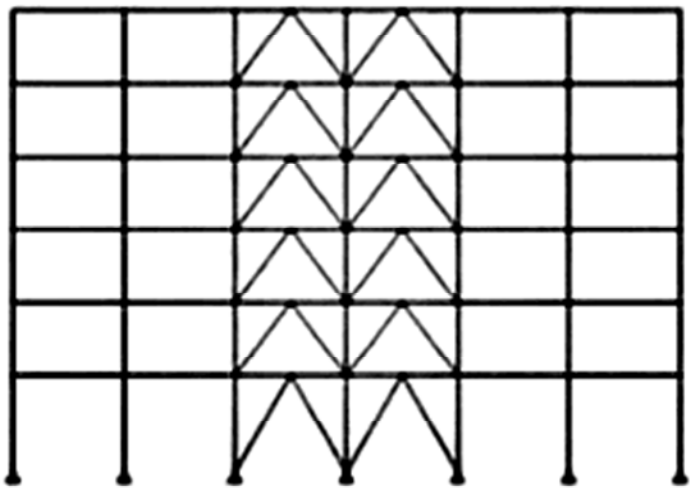


Figura 5.2-1. Pórtico arriostrado en V invertida. Elevación.

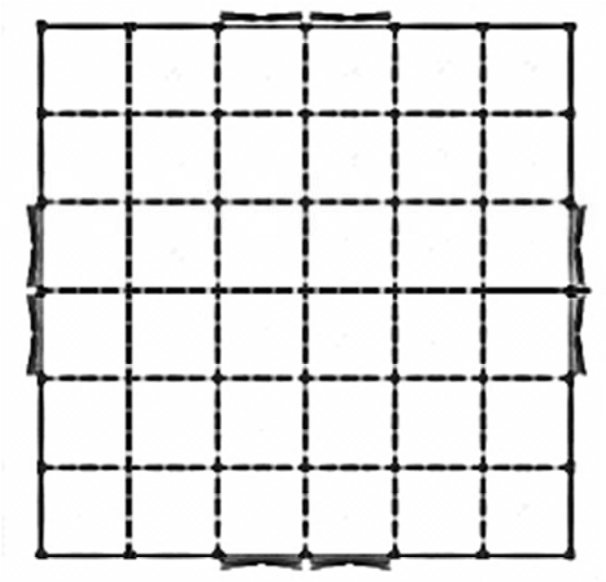


Figura 5.2-2. Vista en Planta. Pórticos arriostrado en V en perímetro.

Los requisitos de diseño sísmico a satisfacer por los pórticos arriostrados especiales en V invertida se encuentran en la sección F2 del código AISC 341-10 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (2010), los cuales tienen como objetivo el que estas estructuras posean una capacidad de deformación inelástica significativa, principalmente a través del pandeo en compresión y de la fluencia en tensión de las riostras. A partir de estos objetivos se establecen los distintos criterios señalados, entre los que se cuenta el dimensionar los elementos sismorresistentes del pórtico para que sean capaces de resistir la fuerza asociada a la capacidad esperada de las riostras, tanto en tracción como en compresión. Mientras en tracción, esta capacidad es determinada de acuerdo a la tensión correspondiente a su capacidad esperada, para la determinación de la capacidad de las riostras en compresión se considera que estas, una vez producido el pandeo en compresión, son capaces de sustentar el 30% de su capacidad original en compresión, dado el deterioro experimentado por estos elementos una vez alcanzada dicha condición. Alternativamente, se permite para efectos de análisis el considerar una pérdida total de resistencia en compresión una vez que la riostra ha pandeado.

En los pórticos arriostrados en V invertida tanto la rigidez como la resistencia ante cargas laterales es proporcionada principalmente por las riostras sujetas a cargas axiales. Cuando estos elementos se diseñan para que tengan una capacidad de deformación no lineal significativa, se obtiene un comportamiento apropiado del pórtico ante sismos severos. Una de las características de los pórticos arriostrados en V es que las riostras proporcionan tanto una rigidez como resistencia elevadas en cuanto no se desarrolle el pandeo en una de las riostras. Al momento de pandear una de las riostras de cada V invertida, se tiene una fuerza no balanceada la que debe ser resistida por la viga, la que genera demandas de momento flector significativas, las que deben ser consideradas en el diseño, de acuerdo a las disposiciones de AISC 341.

En las estructuras a evaluar se consideró el uso de pórticos arriostrados en el perímetro del edificio, mientras que su interior se diseñó para proporcionar estabilidad ante cargas gravitacionales, en forma similar al edificio instrumentado en Burbank, California (Kalkan, 2008), construido en 1976. Esta distribución de los elementos estructurales permite simplificar el análisis, así como el uso de un software para análisis en dos dimensiones. Si bien se encuentran disponibles programas de análisis no lineal en 3 dimensiones, incorporar un mayor número de elementos por modelo no asegura una mayor certeza respecto a los resultados del análisis no lineal, más aún es fuente de incertezas en el comportamiento de los elementos sismorresistentes, razón por la cual no ha sido considerado. En razón a lo anterior los sistemas sismorresistentes considerados se encuentran desacoplados en sus direcciones ortogonales, de forma tal de evitar que los elementos sismorresistentes presenten una respuesta simultanea relevante para las dos direcciones de análisis.

Los pórticos consideran el uso perfiles W de acero A572 Gr B, el cual cuenta con una amplia difusión entre los catálogos consultados (Sack, 2015 ; Copromet, 2012), razón por la cual se ha preferido su uso respecto a perfiles cuyas características y propiedades mecánicas puedan proporcionar una mejor respuesta estructural, menores costes u otros.

5.2.1 Diseño estructural en pórticos arriostrados especiales. Requisitos.

a) Disposiciones normativas consideradas.

Los elementos estructurales pertenecientes a pórticos arriostrados especiales con riostras en V invertida deben satisfacer los requisitos especificados en AISC 360 (2010), así como los incluidos en la sección F2 *Special Concentrically Braced Frame* de AISC 341-10 *Seismic Provisions* (2010), Estos requisitos presentan diferencias respecto a las verificaciones a realizar en columnas, riostras y vigas, por lo cual son documentados en forma independiente.

Entre los criterios a considerar para todos los elementos pertenecientes al pórtico especial arriostrado en V invertida se encuentran el que la resistencia requerida de vigas, columnas y conexiones debe considerar la carga sísmica amplificada, la cual se determina tanto para la condición en que las distintas riostras desarrollan su capacidad esperada tanto en compresión como en tracción, como para el caso en que las riostras en tracción desarrollan su capacidad, mientras que las riostras en compresión resisten su resistencia post-pandeo. Esto tiene como objetivo el que las riostras sean los elementos donde se presente la respuesta inelástica de la estructura, mientras el resto del pórtico funciona en el rango elástico de respuesta.

Las riostras y columnas de pórticos arriostrados especiales deben calificar como *miembros de alta ductilidad* (acápite 5a), de acuerdo a lo señalado en la sección D1.1 de AISC 341 *Seismic Provision,* lo que tiene como fin el que dichos elementos no pandeen localmente en el rango elástico de respuesta. Esto se traduce en restricciones para las relaciones ancho-espesor tanto en las alas como en el alma de los perfiles W empleados en el diseño. Por su parte las vigas deben calificar al menos como elementos de ductilidad moderada, así como ser continuas entre columnas. Respecto al diseño de conexiones, si bien es una tarea importante en el diseño, no afecta significativamente

el dimensionamiento de los elementos, por lo cual no ha sido incorporado en el alcance del presente trabajo. Adicionalmente, los requisitos de detallamiento contenidos en *AISC 340* están orientados a lograr conexiones dúctiles, o con una resistencia tal que garantice la incursión no lineal de las riostras.

b) Parámetros de diseño. NCh 433.

De acuerdo a lo indicado en el capítulo 1 de este trabajo, *Practica actual del diseño sísmico en Chile*, los parámetros de diseño sísmico específicos en el diseño de pórticos arriostrados especiales en V invertida se limitan al uso del factor de modificación de respuesta R (R_0), el cual se encuentra en la tabla 5.1 de NCh 433. En ella son especificados como tipo estructural los pórticos arriostrados concéntricos especiales, tipo estructural entre cuyas variantes se encuentran los pórticos arriostrados con riostras en V invertida. A partir de lo anterior, los parámetros de diseño sísmico considerados son los siguientes:

Marcos arriostrados concéntricos especiales (SCBF)

Aceleración efectiva máxima del suelo	A_0	0,4g
Factor de modificación de respuesta	R (R_0)	5,5 (8)
Parámetros dependientes del tipo de suelo		
	S	1,20
	T_0	0,75
	T’	0,85
	n	1,80
	p	1,0

Estos valores definen la forma del espectro de diseño, de acuerdo a lo recopilado en la expresión 1.2-1 de la sección 1.2, y cuya representación gráfica, a través de la curva $S_a(R)$, es la contenida en la figura 5.2.1-1 para un edificio de periodo fundamental T_n = 1,34 segundos, en conjunto al espectro elástico, sin reducción del factor de modificación de respuesta R, curva S_{ae}.

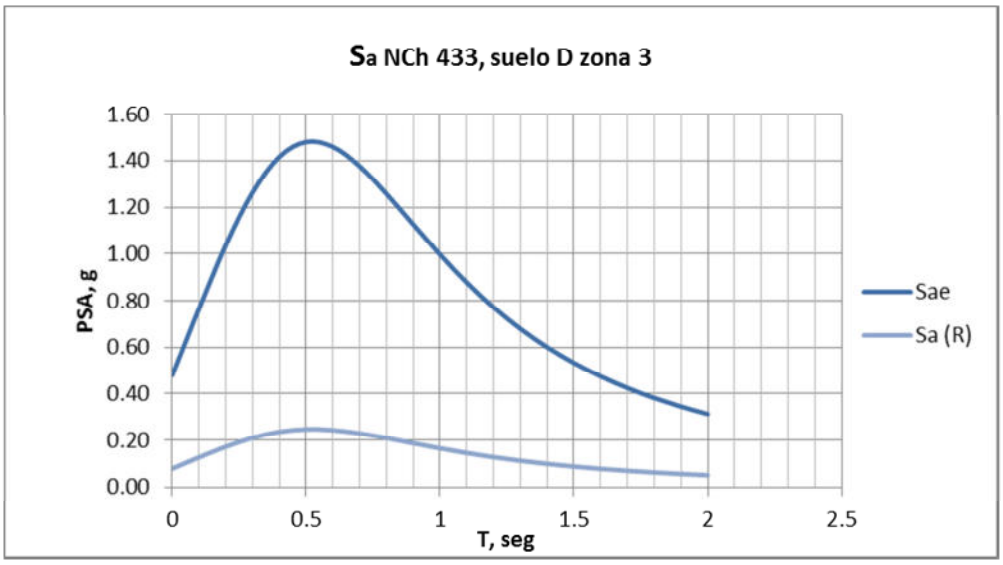


Fig. 5.2.1-1. Representación espectro elástico. S_{ae} y espectro de diseño, S_a (R).

Los valores de corte mínimo y corte máximo corresponden a $IA_0\alpha/6$ y $IC_{max}A_0$, según lo señalado en el capítulo primero. C_{max} está dado por el valor del factor R, según la tabla 6.4. De ella se tiene que para pórticos concéntricos especiales C_{max} es igual a 0,4.

c) Parámetros de diseño. ASCE 7.

Los parámetros de diseño sísmico específicos en el diseño de pórticos arriostrados especiales, de acuerdo a la práctica de diseño descrita en el capítulo 2, *Diseño sísmico en USA*, corresponden al factor de modificación de respuesta R, el factor de sobrerresistencia Ω_0, y el factor de amplificación de deformaciones C_d. Los valores de los parámetros de diseño sísmico considerados son los siguientes:

Pórticos arriostrados concéntricos especiales (SCBF)

Aceleración espectral para períodos bajos	S_s	2,43g
Aceleración espectral para un período de 1 seg.	S_1	0,85g
Factor de modificación de respuesta	R	6
Factor de sobrerresistencia	Ω_0	2
Factor de amplificación de deformaciones	C_d	5
Coeficiente de sitio en períodos cortos	F_a	1,0
Coeficiente de sitio para un período de 1 seg.	F_v	1,5

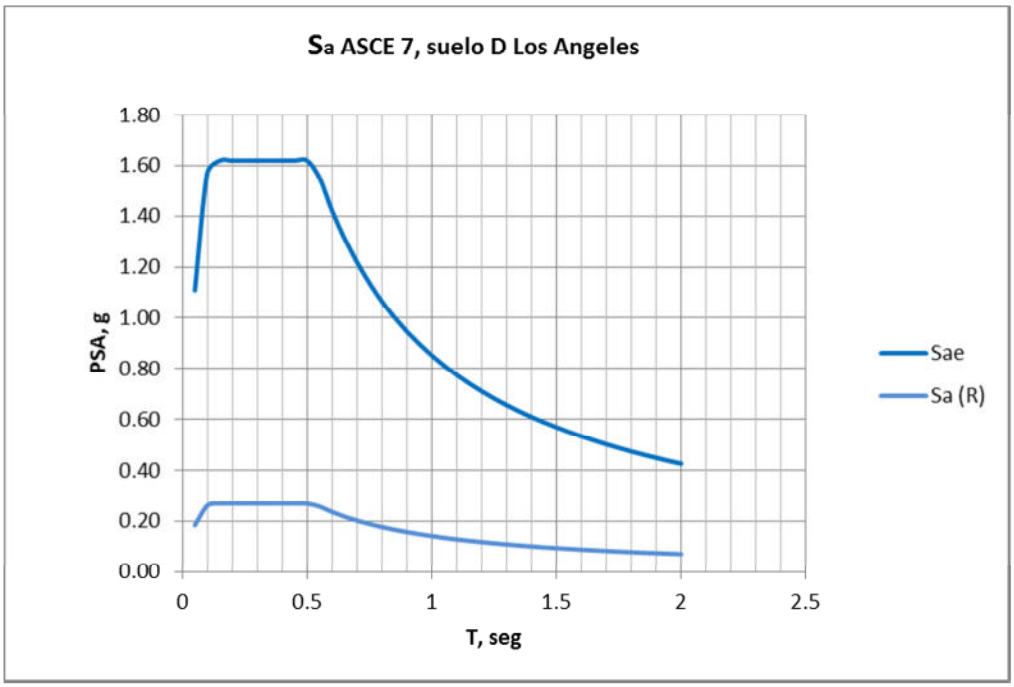


Fig. 5.2.1-2. Espectro de diseño S_{ae}, junto a espectro de diseño reducido $S_a(R)$.

Los valores anteriores resultan en las coordenadas espectrales S_{DS} = 1,62g y S_{D1} = 0,85g. Estos valores generan un espectro de diseño semejante al definido en NCh 433 para suelo D en zona 3, según se observa en el apartado d) próximo. La representación de la demanda de diseño definida en ASCE 7-10 por estos parámetros es la proporcionada en figura 5.2.1-2, según lo señalado en la sección 2.2.1.

Adicionalmente se deben considerar los límites de corte mínimo señalados en el capítulo 2, sección 2.2.2.3, los cuales a su vez están basados en las disposiciones de los capítulos 11 y 12 de ASCE 7.

d) Comparación entre espectros de diseño.

La comparación entre las coordenadas espectrales empleadas en el diseño de los arquetipos correspondientes a pórticos arriostrados especiales mediante NCh 433 y ASCE 7 para las condiciones de suelo D en zona 3 en NCh 433 y para suelo D en la ciudad de Los Ángeles según ASCE 7, es la representada en la figura 5.2.1-3 a continuación.

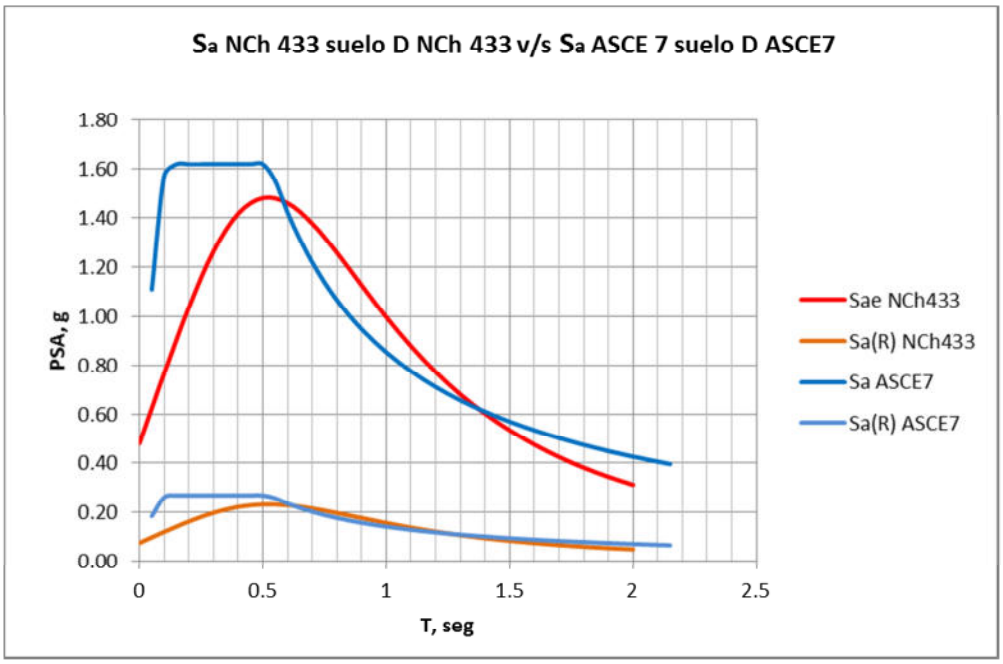


Fig. 5.2.1-3. Comparación de coordenadas espectrales en diseño de arquetipos.

5.3 Evaluación estructural en pórticos arriostrados concéntricos especiales. Diseño de arquetipos.

El diseño de acuerdo a los códigos NCh 433 y ASCE 07 resulta en los tipos estructurales descritos en esta sección, con tal de ser evaluados en el análisis no lineal. Para la verificación de los elementos estructurales ha sido empleado el método de análisis modal espectral, con el cual son determinadas tanto las fuerzas como los desplazamientos de diseño, de acuerdo capítulos 1 y 2.

Los arquetipos considerados en el diseño son los presentados en la sección 5.2, documentándose los elementos parte de los pórticos arriostrados sismorresistentes.

5.3.1 Edificio de 4 pisos.

El análisis sísmico para las estructuras diseñadas según NCh 433 y ASCE 7 arroja los siguientes resultados globales:

Tabla 5.3.1-1. Resultados diseño sísmico arquetipo de 4 pisos diseñado según NCh 433 y ASCE 7.

Parámetros/Pisos	4 pisos NCh 433	4 pisos ASCE 7
T_1	0.52	0.50
P_{total}, *ton*	1621	1543
$Q_{espectro}$, *ton*	430.6	355.64
Q_{min}, *ton*	129.7	109.99
$Q_{max\ Nch433}$, *ton*	311.2	-
$0{,}85Q_{met\ estático\ ASCE7}$, *ton*	-	352.74
$Q_{análisis}$, *ton*	311.2	352.74

Mientras el edificio diseñado mediante ASCE 7 no requiere de modificación alguna a los resultados del análisis modal espectral, el edificio diseñado mediante NCh 433 está sujeto a la limitación en el corte basal máximo, el cual no es necesario que supere el valor $C_{max}IPA_0/g$ para la determinación de las fuerzas de diseño sobre los elementos sismorresistentes, mientras que los desplazamientos no sufren modificación alguna.

Los elementos constituyentes para un edificio de pórticos arriostrados mediante riostras en V invertida son los detallados en la figura 5.3.1-1 y en tablas 5.3.1-2 (de acuerdo a NCh 433) y 5.3.1.3 (según ASCE 7), de acuerdo a la nomenclatura señalada en la figura 5.3.1-1.

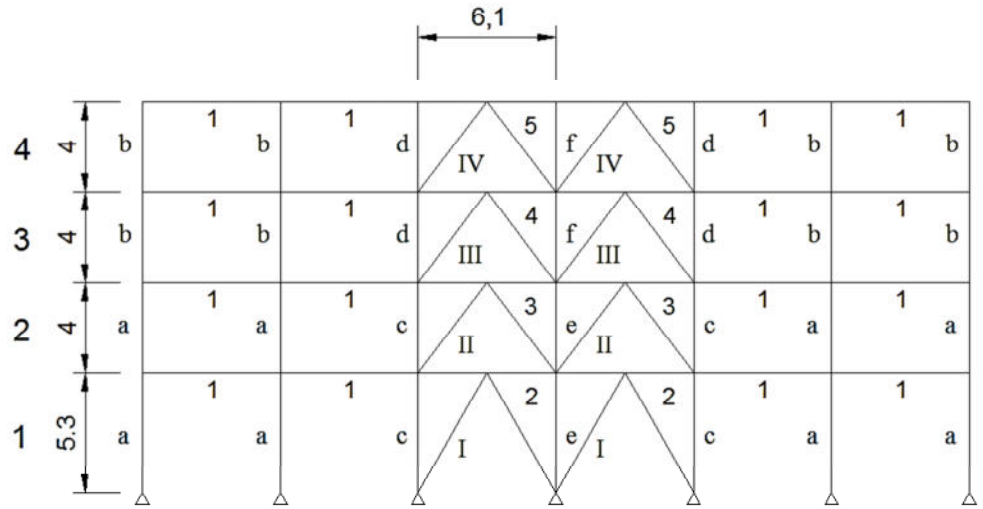


Fig. 5.3.1-1. Vista en elevación pórtico arriostrado especial en V invertida de cuatro pisos.

***Tabla 5.3.1-2*. Cuadro de perfiles pórtico arriostrado de cuatro pisos según NCh 433.**

Vigas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
1	W16x40	40.7	17.8	1.3	0.8	A572 Gr. B
2	W30x148	77.9	26.6	3.0	1.7	A572 Gr. B
3	W21x122	55.1	31.5	2.4	1.5	A572 Gr. B
4	W21x93	54.9	21.4	2.4	1.5	A572 Gr. B
5	W21x68	53.7	21.0	1.7	1.1	A572 Gr. B
Columnas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
a	W14x38	35.8	17.2	1.3	0.8	A572 Gr. B
b	W12x35	31.8	16.7	1.3	0.8	A572 Gr. B
c	W14x159	38.0	39.5	3.0	1.9	A572 Gr. B
d	W14x132	37.2	37.4	2.6	1.6	A572 Gr. B
e	W14x68	35.7	25.5	1.8	1.1	A572 Gr. B
f	W14x43	34.7	20.3	1.4	0.8	A572 Gr. B

Riostras	Sección	H cm	B cm	t_f cm	t_w cm	Acero
I	W8x58	22.2	20.9	2.1	1.3	A572 Gr. B
II	W8x40	21.0	20.5	1.4	0.9	A572 Gr. B
III	W8x28	20.5	16.6	1.2	0.7	A572 Gr. B
IV	W5x19	13.1	12.8	1.1	0.7	A572 Gr. B

La tabla 5.3.1-2 informa los perfiles del pórtico arriostrado especial con riostras en V invertida de cuatro pisos para un suelo D en zona 3 diseñado según NCh 433.

***Tabla 5.3.1-3*. Cuadro de perfiles pórtico arriostrado de cuatro pisos de acuerdo a ASCE 7.**

Vigas	Sección	H cm	B cm	t_f cm	t_w cm	Acero
1	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.78	A572 Gr. B
2	W30x132	77.0	26.8	2.54	1.56	A572 Gr. B
3	W21x122	55.1	31.5	2.44	1.52	A572 Gr. B
4	W21x93	54.9	21.4	2.36	1.47	A572 Gr. B
5	W21x68	53.7	21.0	1.74	1.09	A572 Gr. B
Columnas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
a	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
b	W8x21	21.0	13.4	1.02	0.64	A572 Gr. B
c	W14x159	38.0	39.5	3.02	1.89	A572 Gr. B
d	W14x68	35.7	25.5	1.83	1.05	A572 Gr. B
e	W14x68	35.7	25.5	1.83	1.05	A572 Gr. B
f	W14x43	34.7	20.3	1.35	0.78	A572 Gr. B
Riostras	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
I	W8x48	21.6	20.6	1.74	1.02	A572 Gr. B
II	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
III	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
IV	W6x25	16.2	15.4	1.16	0.81	A572 Gr. B

La tabla 5.3.1-3 informa las secciones determinadas para el pórtico arriostrado de cuatro pisos para un suelo D en la zona de Los Ángeles de acuerdo a ASCE 7.

5.3.2 Edificio de 6 pisos.

Los resultados del análisis sísmico mediante el cual son dimensionados los elementos sismorresistentes son los recopilados en la tabla 5.3.2-1 a continuación:

Tabla 5.3.2-1. **Resultados diseño sísmico arquetipo de 6 pisos diseñado según NCh 433 y ASCE 7.**

Parámetros/Pisos	**6 pisos NCh 433**	**6 pisos ASCE 7**
T_1, *s*	0.73	0.78
P_{total}, *ton*	2453	2452
$Q_{espectro}$, *ton*	497.7	377.79
Q_{min}, *ton*	196.2	174.78
$Q_{max\ Nch433}$, *ton*	471.0	-
$0{,}85Q_{met\ estático\ ASCE7}$, *ton*	-	384.45
$Q_{análisis}$, *ton*	471.0	384.45

Mientras el valor del corte basal permanece sin mayores modificaciones de acuerdo al diseño realizado de acuerdo a ASCE 7 (similar a arquetipo de 4 pisos), en el diseño según NCh 433 el corte basal supera levemente el valor máximo especificado, pudiendo señalarse que se está en el umbral en el cual el espectro de diseño controla la determinación de la demanda por sismo sobre los elementos sismorresistentes.

Los elementos sismorresistentes considerados en cada pórtico de fachada son los descritos en la figura 5.3.2-1 y tablas 5.3.2-2 y 5.3.2-3, las cuales corresponden a los diseños realizados mediante las disposiciones de NCh 433 y ASCE 7 respectivamente. La nomenclatura considerada en ambas es la señalada en la figura 5.3.2-1.

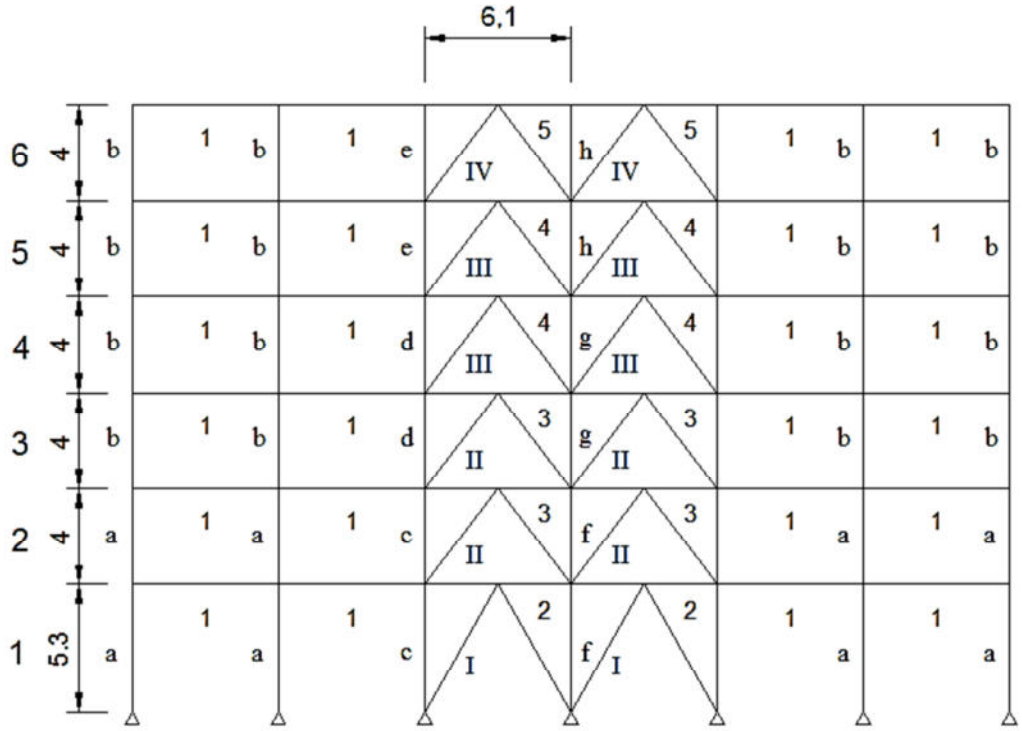


Fig. 5.3.2-1. Pórtico especial en V invertida de seis pisos.

***Tabla 5.3.2-2*. Cuadro de perfiles pórtico arriostrado seis pisos de acuerdo a NCh 433.**

Vigas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
1	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.78	A572 Gr. B
2	W30x191	77.9	38.2	3.01	1.80	A572 Gr. B
3	W24x146	62.8	32.8	2.77	1.65	A572 Gr. B
4	W24x146	62.8	32.8	2.77	1.65	A572 Gr. B
5	W24x84	61.2	22.9	1.96	1.19	A572 Gr. B
Columnas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
a	W12x45	30.6	20.4	1.46	0.85	A572 Gr. B
b	W12x35	31.8	16.7	1.32	0.76	A572 Gr. B
c	W14x159	38.0	39.5	3.02	1.89	A572 Gr. B
d	W14x90	35.6	36.9	1.80	1.12	A572 Gr. B
e	W14x43	34.7	20.3	1.35	0.78	A572 Gr. B
f	W14x132	37.2	37.4	2.62	1.64	A572 Gr. B
g	W14x74	36.0	25.6	1.99	1.14	A572 Gr. B
h	W12x35	31.8	16.7	1.32	0.76	A572 Gr. B
Riostras	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
I	W10x60	26.0	25.6	1.73	1.07	A572 Gr. B
II	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
III	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
IV	W6x25	16.2	15.4	1.16	0.81	A572 Gr. B

La tabla 5.3.2-2 informa los perfiles resultado del diseño de pórtico arriostrado especial con riostras en V invertida de seis pisos para suelo D en zona 3 de acuerdo a NCh 433.

***Tabla 5.3.2-3*. Cuadro de perfiles pórtico arriostrado de seis pisos de acuerdo a ASCE 7.**

Vigas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
1	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.78	A572 Gr. B
2	W30x132	77.0	26.8	2.54	1.56	A572 Gr. B
3	W21x122	55.1	31.5	2.44	1.52	A572 Gr. B
4	W21x93	54.9	21.4	2.36	1.47	A572 Gr. B
5	W21x93	54.9	21.4	2.36	1.47	A572 Gr. B
Columnas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
a	W14x43	34.7	20.3	1.35	0.775	A572 Gr. B
b	W12x35	31.8	16.7	1.32	0.76	A572 Gr. B
c	W14x145	37.5	39.4	2.77	1.73	A572 Gr. B
d	W14x74	36.0	25.6	1.99	1.14	A572 Gr. B
e	W14x43	34.7	20.3	1.35	0.78	A572 Gr. B
f	W14x82	36.3	25.7	2.17	1.30	A572 Gr. B
g	W14x43	34.7	20.3	1.35	0.78	A572 Gr. B
h	W12x35	31.8	16.7	1.32	0.76	A572 Gr. B

Riostras	Sección	H cm	B cm	t_f cm	t_w cm	Acero
I	W8x48	21.6	20.6	1.74	1.02	A572 Gr. B
II	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
III	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
IV	W6x25	16.2	15.4	1.16	0.81	A572 Gr. B

La Tabla 5.3.2-3 informa los perfiles resultado de diseño de pórtico arriostrado de seis pisos para suelo D en la zona de Los Ángeles de acuerdo a ASCE 7.

5.3.3 Edificio de 8 pisos.

Los resultados del análisis sísmico son los incorporados en tabla 5.3.3-1.

***Tabla 5.3.3-1*. Resultados diseño sísmico arquetipo de 8 pisos diseñado según NCh 433 y ASCE 7.**

Parámetros/Pisos	8 pisos NCh 433	8 pisos ASCE 7
T_1, *s*	0.90	1.06
P_{total}, *ton*	3286	3277
$Q_{espectro}$, *ton*	426.0	359.80
Q_{min}, *ton*	262.9	233.58
Q_{max}, *ton*	630.9	-
$0{,}85Q_{met\ estático\ ASCE7}$, *ton*	-	418.12
$Q_{análisis}$, *ton*	426.0	418.12

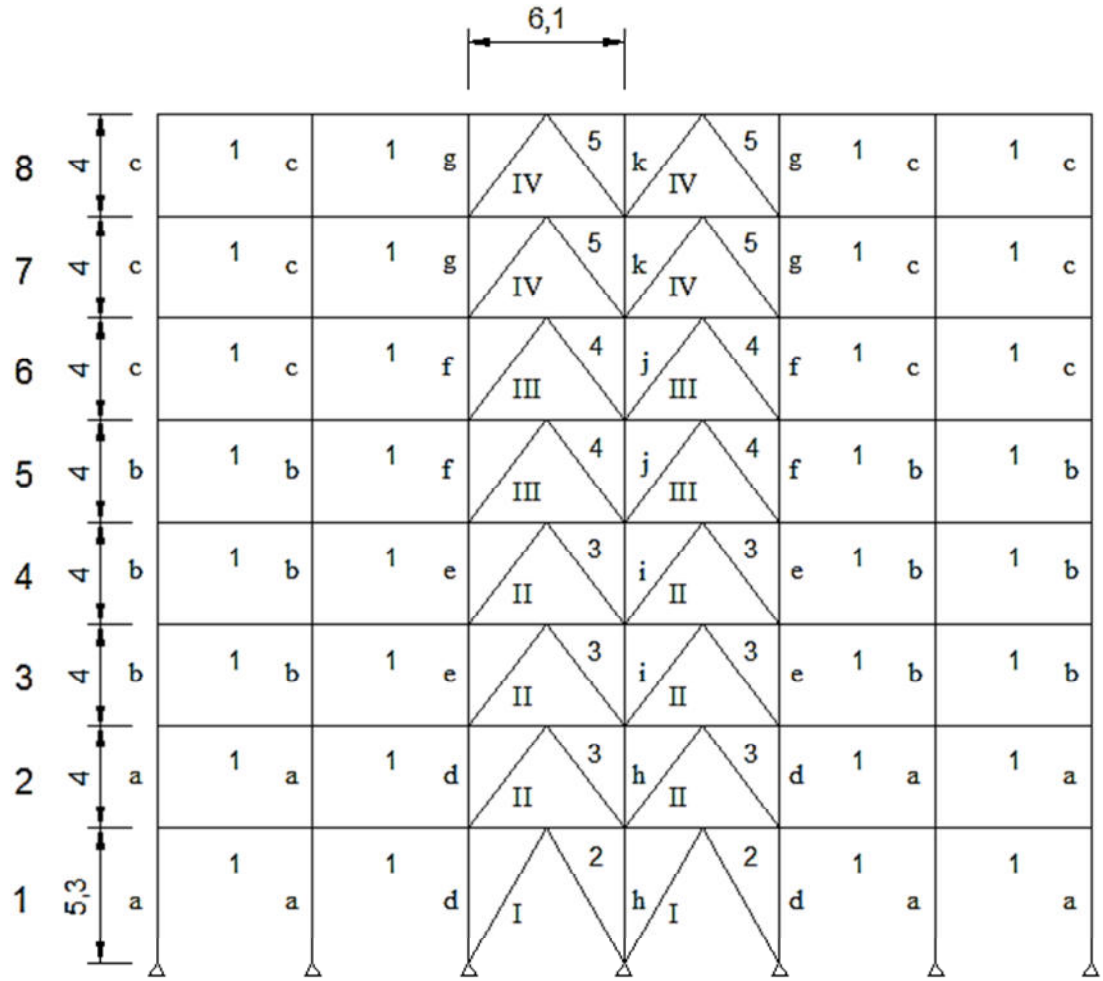


Fig. 5.3.3-1. Vista pórtico arriostrado en V de ocho pisos.

Este arquetipo destaca por presentar su valor de corte basal en un punto intermedio entre el valor especificado como máximo para el corte basal y el valor mínimo de dicho parámetro, según NCh 433 y DS 61, razón por la cual el espectro de diseño de D.S. 61 controla el diseño. En cambio, de acuerdo a ASCE 7 el corte basal debe amplificarse por darse una diferencia significativa con el corte basal determinado con las fórmulas de 12.8. Las estructuras descritas mediante la figura 5.3.3-1 y tablas 5.3.3-2 y 5.3.3-3.

***Tabla 5.3.3-2.* Cuadro de perfiles pórtico de ocho pisos según NCh 433.**

Vigas	Sección	H cm	B cm	t_f cm	t_w cm	Acero
1	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.78	A572 Gr. B
2	W30x191	77.9	38.2	3.01	1.80	A572 Gr. B
3	W24x146	62.8	32.8	2.77	1.65	A572 Gr. B
4	W24x146	62.8	32.8	2.77	1.65	A572 Gr. B
5	W24x84	61.2	22.9	1.96	1.19	A572 Gr. B

Columnas	Sección	H cm	B cm	t_f cm	t_w cm	Acero
a	W14x53	35.4	20.5	1.68	0.94	A572 Gr. B
b	W14x38	35.8	17.2	1.31	0.79	A572 Gr. B
c	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
d	W14x159	38.0	39.5	3.02	1.89	A572 Gr. B
e	W14x132	37.2	37.4	2.62	1.64	A572 Gr. B
f	W14x68	35.7	25.5	1.83	1.05	A572 Gr. B
g	W14x43	34.7	20.3	1.35	0.78	A572 Gr. B
h	W14x132	37.2	37.4	2.62	1.64	A572 Gr. B
i	W14x82	36.3	25.7	2.17	1.3	A572 Gr. B
j	W14x68	35.7	25.5	1.83	1.05	A572 Gr. B
k	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
Riostras	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
I	W8x67	22.9	21.0	2.37	1.45	A572 Gr. B
II	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
III	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
IV	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
V	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
VI	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
VII	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
VIII	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B

La Tabla 5.3.3-2 detalla los perfiles del pórtico arriostrado especial con riostras en V invertida de ocho pisos analizado para suelo D en zona 3 de acuerdo a NCh 433.

Tabla 5.3.3-3. **Cuadro de perfiles pórtico de ocho pisos de acuerdo a ASCE 7.**

Vigas	Sección	H cm	B cm	t_f cm	t_w cm	Acero
1	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.78	A572 Gr. B
2	W30x148	77.9	26.6	3.00	1.65	A572 Gr. B
3	W21x122	55.1	31.5	2.44	1.52	A572 Gr. B
4	W21x93	54.9	21.4	2.36	1.47	A572 Gr. B
5	W21x93	54.9	21.4	2.36	1.47	A572 Gr. B
Columnas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
a	W14x53	35.4	20.5	1.68	0.94	A572 Gr. B
b	W14x38	35.8	17.2	1.31	0.79	A572 Gr. B
c	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
d	W14x193	39.3	39.9	3.66	2.26	A572 Gr. B
e	W14x132	37.2	37.4	2.62	1.64	A572 Gr. B
f,i	W14x74	36.0	25.6	1.99	1.14	A572 Gr. B
g, k	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
h	W14x82	36.3	25.7	2.17	1.30	A572 Gr. B
j	W14x48	35.0	20.4	1.51	0.864	A572 Gr. B

Riostras	Sección	H cm	B cm	t_f cm	t_w cm	Acero
I	W8x58	22.2	20.9	2.06	1.30	A572 Gr. B
II	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
III	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
IV	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
V	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
VI	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
VII	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
VIII	W6x25	16.2	15.4	1.16	0.81	A572 Gr. B

La Tabla 5.3.3-3 detalla los perfiles secciones definidas mediante diseño de pórtico arriostrado de ocho pisos en suelo D en la zona de Los Ángeles de acuerdo a ASCE 7.

5.3.4 Edificio de 10 pisos.

De los resultados del análisis modal espectral, cuyos valores principales están condensados en la tabla 5.3.4-1, se tiene que el diseño mediante la norma NCh 433 de un edificio de 10 pisos estructurado mediante pórticos arriostrados especiales, el corte basal de diseño supera levemente el valor mínimo especificado en el decreto D.S. 61, el cual corresponde a $ISA_0P/6g$, lo cual significa que el espectro de diseño aún controla el dimensionamiento de los elementos sismorresistentes. Por otra parte, el diseño mediante ASCE 7 considera la amplificación de la demanda de acuerdo a lo señalado en 12.9.4.1 de ASCE 7, donde se indica que el el corte determinado mediante análisis modal espectral debe alcanzar como mínimo $0,85V/V_t$, donde V ha sido determinado con el metodo estático especificado en los procedimientos de 12.8.

***Tabla 5.3.4-1*. Resultados diseño sísmico arquetipo de 10 pisos según NCh 433 y ASCE 7.**

Parámetros/Pisos	10 pisos NCh 433	10 pisos ASCE 7
T_1, *s*	1.34	1.36
P_{total}, *ton*	4025.9	4115
$Q_{espectro}$, *ton*	338.9	388.2
Q_{min}, *ton*	322.1	292.09
Q_{max}, *ton*	773.0	-
$0,85Q_{met\ estático\ ASCE7}$, *ton*	-	446.74
$Q_{análisis}$, *ton*	338.9	446.74

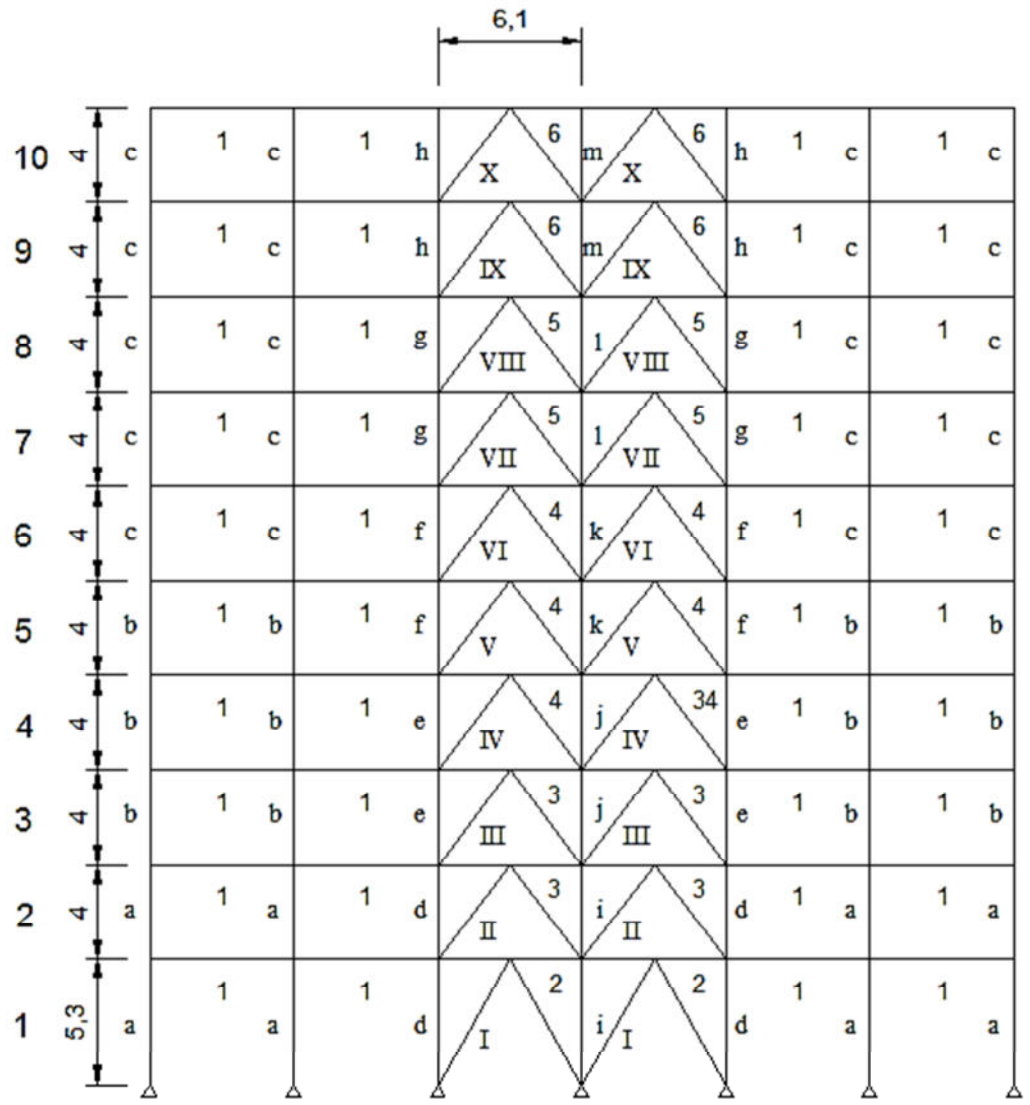


Fig. 5.3.4-1. Elevación pórtico arriostrado en V de diez pisos.

Los elementos sismorresistentes dimensionados según los antecedentes presentados son los informados en las tablas 5.3.4-2 y 5.3.4-3. La nomenclatura considerada en ambas es la representada en la figura 5.3.4-1.

***Tabla 5.3.4-2*. Cuadro de perfiles pórtico de diez pisos de acuerdo a NCh 433.**

Vigas	Sección	H cm	B cm	t_f cm	t_w cm	Acero
1	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.78	A572 Gr. B
2	W30x173	77.3	38.1	2.71	1.66	A572 Gr. B
3	W30x148	77.9	26.6	3.00	1.65	A572 Gr. B
4	W21x122	55.1	31.5	2.44	1.52	A572 Gr. B
5	W21x93	54.9	21.4	2.36	1.47	A572 Gr. B

Columnas	Sección	H cm	B cm	t_f cm	t_w cm	Acero
a	W14x53	35.4	20.5	1.68	0.94	A572 Gr. B
b	W14x38	35.8	17.2	1.31	0.79	A572 Gr. B
c	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
d	W14x211	39.9	40.1	3.96	2.49	A572 Gr. B
e	W14x145	37.5	39.4	2.77	1.73	A572 Gr. B
f	W14x82	36.3	25.7	2.17	1.30	A572 Gr. B
g	W14x68	35.7	25.5	1.83	1.05	A572 Gr. B
h	W14x43	34.7	20.3	1.35	0.78	A572 Gr. B
i	W14x145	37.5	39.4	2.77	1.73	A572 Gr. B
j	W14x82	36.3	25.7	2.17	1.30	A572 Gr. B
k	W14x82	36.3	25.7	2.17	1.30	A572 Gr. B
l	W14x53	35.4	20.5	1.68	0.94	A572 Gr. B
m	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
Riostras	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
I	W8x58	22.2	20.9	2.06	1.30	A572 Gr. B
II	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
III	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
IV	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
V	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
VI	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
VII	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
VIII	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
IX	W6x25	16.2	15.4	1.16	0.81	A572 Gr. B
X	W6x25	16.2	15.4	1.16	0.81	A572 Gr. B

La Tabla 5.3.4-2 informa los perfiles de pórtico arriostrado especial con riostras en V invertida de diez pisos diseñado para suelo categoría D en zona sísmica 3, de acuerdo a NCh 433.

El primer piso al tener una altura de entrepiso mayor a la del resto de los niveles del arquetipo, presenta una longitud al pandeo mayor, lo cual resulta en una sección comparativamente más pesada. Se debe tener en cuenta que todos los perfiles consideran las limitaciones de la sección F2 de AISC 341 *Seismic Provisions*.

***Tabla 5.3.4-3*. Cuadro de perfiles pórtico de diez pisos según ASCE 7.**

Vigas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
1	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.78	A572 Gr. B
2	W30x148	77.9	26.6	3.00	1.65	A572 Gr. B
3	W21x122	55.1	31.5	2.44	1.52	A572 Gr. B
4	W21x93	54.9	21.4	2.36	1.47	A572 Gr. B
5	W21x93	54.9	21.4	2.36	1.47	A572 Gr. B
Columnas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
a	W14x68	35.7	25.5	1.83	1.05	A572 Gr. B
b	W14x38	35.8	17.2	1.31	0.79	A572 Gr. B
c	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
d	W14x233	40.7	40.4	4.37	2.72	A572 Gr. B
e	W14x159	38.0	39.5	3.02	1.89	A572 Gr. B
f	W14x132	37.2	37.4	2.62	1.64	A572 Gr. B
g	W14x68	35.7	25.5	1.83	1.05	A572 Gr. B
h	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
i	W14x132	37.2	37.4	2.62	1.64	A572 Gr. B
j	W14x82	36.3	25.7	2.17	1.30	A572 Gr. B
k	W14x68	35.7	25.5	1.83	1.05	A572 Gr. B
l	W14x48	35.0	20.4	1.51	0.864	A572 Gr. B
m	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
Riostras	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
I	W8x58	22.2	20.9	2.06	1.30	A572 Gr. B
II	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
III	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
IV	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
V	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
VI	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
VII	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
VIII	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
IX	W6x25	16.2	15.4	1.16	0.81	A572 Gr. B
X	W6x25	16.2	15.4	1.16	0.81	A572 Gr. B

La tabla 5.3.4-3 informa perfiles de pórtico arriostrado especial de diez pisos diseñado para suelo D en Los Ángeles según ASCE 7.

5.3.5 Edificio de 15 pisos.

En los arquetipos de 15 pisos diseñados mediante NCh 433 y ASCE 7, se tiene que el valor del corte basal resultante del diseño modal espectral debe ser amplificado debido a los límites al corte mínimo parte de las disposiciones sismorresistentes de ambos códigos. Si bien la magnitud a amplificar es significativamente mayor en el caso del diseño realizado mediante ASCE 7, esta es en cierta forma compensada mediante el factor 1,4 para las combinaciones de carga LRFD especificadas en NCh 433, por lo cual las secciones resultantes en ambos diseños son semejantes. Ambos arquetipos presentan periodos fundamentales largos, lo cual significa que se encuentran en la región de desempeño normalmente controlada por los desplazamientos. Sin embargo, los arriostramientos proporcionan una rigidez ante las deformaciones laterales tal que el dimensionamiento de los elementos sismorresistentes continúa siendo por fuerzas, al igual que para el resto de las estructuras estudiadas.

Los resultados del análisis sísmico de los arquetipos estudiados son los recopilados en la tabla 5.3.5-1 a continuación:

***Tabla 5.3.5-1*. Resultados diseño sísmico arquetipos de 15 pisos códigos NCh 433 y ASCE 7.**

Parámetros/Pisos	**15 pisos NCh 433**	**15 pisos ASCE 7**
T_1, *s*	2.05	2.37
P_{total}, *ton*	6196	6201
$Q_{espectro}$, *ton*	323.3	373.8
Q_{min}, *ton*	495.7	442.01
Q_{max}, *ton*	1189.6	-
$0{,}85Q_{met\ estático\ ASCE7}$, *ton*	-	500.65
$Q_{análisis}$, *ton*	495.7	500.65

De acuerdo a ASCE 7, es posible el proyectar estructuras arriostradas de hasta 75 metros de altura, en caso de reunir ciertos requisitos de estabilidad. A partir de esto se han diseñado dos pórticos de 61,3 metros, en la región donde estas estructuras resultan dimensionadas para satisfacer los requisitos de corte mínimo, lo cual obliga a amplificar las fuerzas y desplazamientos obtenidos del análisis modal espectral.

Por último, los elementos dimensionados mediante el análisis presentado son los informados en tablas 5.3.5-2 y 5.3.5-3 para los diseños mediante NCh 433 y ASCE 7-10 respectivamente. En ambas tablas la nomenclatura empleada es la representada en la figura 5.3.5-1.

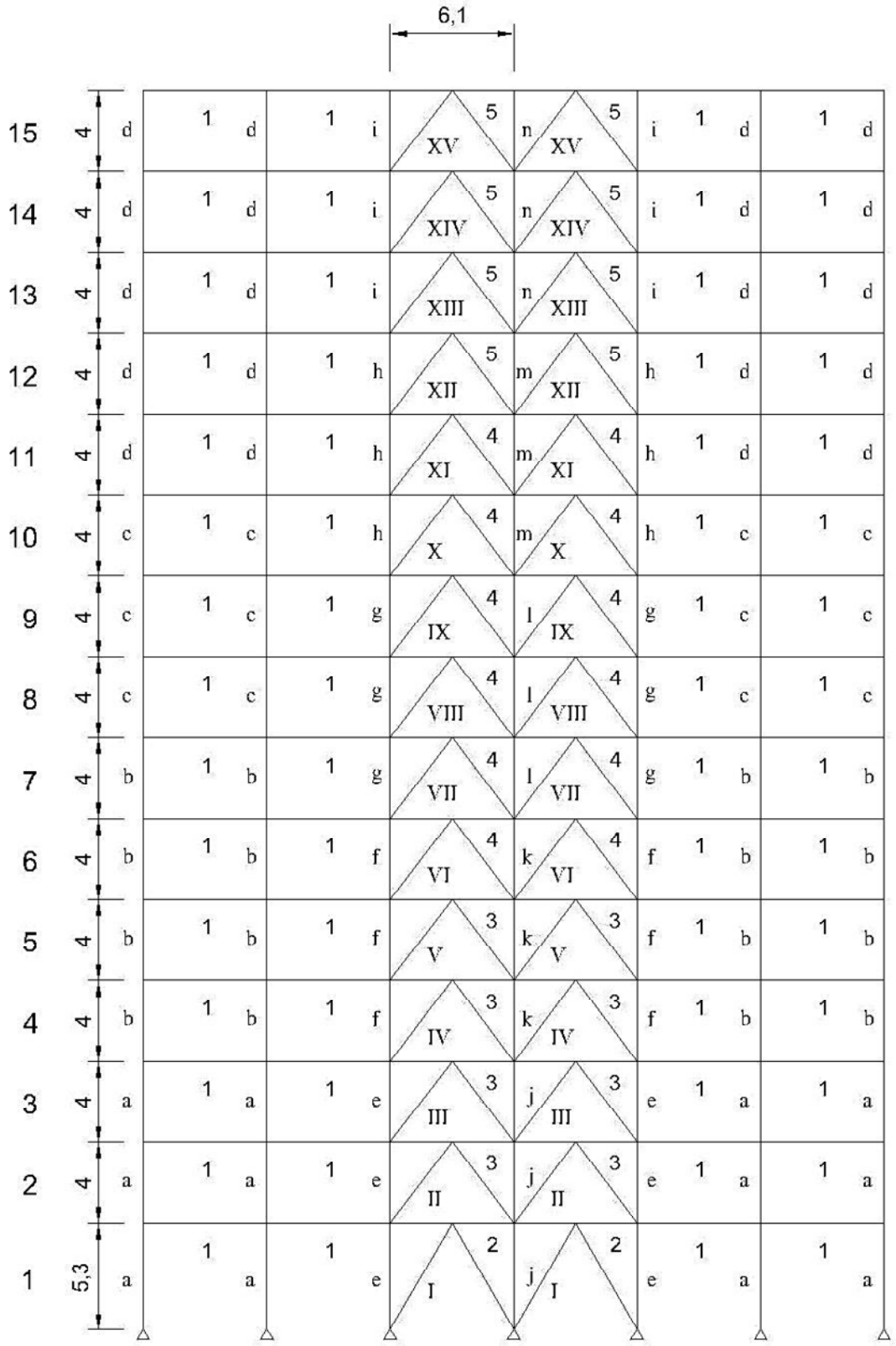


Fig. 5.3.5-1. Elevación pórtico arriostrado en V de quince pisos.

***Tabla 5.3.5-2*. Cuadro de perfiles pórtico de quince pisos de acuerdo a NCh 433.**

Vigas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
1	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.78	A572 Gr. B
2	W30x148	77.9	26.6	3.00	1.65	A572 Gr. B
3	W21x122	55.1	31.5	2.44	1.52	A572 Gr. B
4	W21x93	54.9	21.4	2.36	1.47	A572 Gr. B
5	W21x93	54.9	21.4	2.36	1.47	A572 Gr. B
Columnas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
a	W14x74	36.0	25.6	1.99	1.14	A572 Gr. B
b	W14x48	35.0	20.4	1.51	0.86	A572 Gr. B
c	W14x38	35.8	17.2	1.31	0.79	A572 Gr. B
d	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
e	W14x193	39.3	39.9	3.66	2.26	A572 Gr. B
f	W14x159	38.0	39.5	3.02	1.89	A572 Gr. B
g	W14x132	37.2	37.4	2.62	1.64	A572 Gr. B
h	W14x132	37.2	37.4	2.62	1.64	A572 Gr. B
i	W14x53	35.4	20.5	1.68	0.94	A572 Gr. B
j	W14x132	37.2	37.4	2.62	1.64	A572 Gr. B
k	W14x82	36.3	25.7	2.17	1.30	A572 Gr. B
l	W14x68	35.7	25.5	1.83	1.05	A572 Gr. B
m	W14x53	35.4	20.5	1.68	0.94	A572 Gr. B
n	W14x48	35.0	20.4	1.51	0.86	A572 Gr. B
Riostras	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
I	W8x58	22.2	20.9	2.06	1.30	A572 Gr. B
II	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
III	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
IV	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
V	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
VI	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
VII	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
VIII	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
IX	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
X	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
XI	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
XII	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
XIII	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
XIV	W6x25	16.2	15.4	1.16	0.81	A572 Gr. B
XV	W6x25	16.2	15.4	1.16	0.81	A572 Gr. B

La Tabla 5.3.5-2 informa los perfiles de pórtico arriostrado especial con riostras en V invertida de quince pisos diseñado para suelo D en zona 3 de acuerdo a NCh 433.

Tabla 5.3.5-3. **Cuadro de perfiles pórtico de quince pisos según ASCE 7.**

Vigas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
1	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.78	A572 Gr. B
2	W30x148	77.9	26.6	3.00	1.65	A572 Gr. B
3	W21x122	55.1	31.5	2.44	1.52	A572 Gr. B
4	W21x93	54.9	21.4	2.36	1.47	A572 Gr. B
5	W21x93	54.9	21.4	2.36	1.47	A572 Gr. B
Columnas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
a	W14x74	36.0	25.6	1.99	1.14	A572 Gr. B
b	W14x48	35.0	20.4	1.51	0.86	A572 Gr. B
c	W14x38	35.8	17.2	1.31	0.79	A572 Gr. B
d	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
e	W14x193	39.3	39.9	3.66	2.26	A572 Gr. B
f	W14x159	38.0	39.5	3.02	1.89	A572 Gr. B
g	W14x132	37.2	37.4	2.62	1.64	A572 Gr. B
h	W14x132	37.2	37.4	2.62	1.64	A572 Gr. B
i	W14x53	35.4	20.5	1.68	0.94	A572 Gr. B
j	W14x132	37.2	37.4	2.62	1.64	A572 Gr. B
k	W14x82	36.3	25.7	2.17	1.30	A572 Gr. B
l	W14x68	35.7	25.5	1.83	1.05	A572 Gr. B
m	W14x53	35.4	20.5	1.68	0.94	A572 Gr. B
n	W14x48	35.0	20.4	1.51	0.86	A572 Gr. B
Riostras	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**tf cm**	**tw cm**	**Acero**
I	W8x58	22.2	20.9	2.06	1.30	A572 Gr. B
II	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
III	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
IV	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
V	W8x40	21.0	20.5	1.42	0.91	A572 Gr. B
VI	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
VII	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
VIII	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
IX	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
X	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
XI	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
XII	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
XIII	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
XIV	W6x25	16.2	15.4	1.16	0.81	A572 Gr. B
XV	W6x25	16.2	15.4	1.16	0.81	A572 Gr. B

La Tabla 5.3.5-3 detalla los perfiles de pórtico arriostrado de quince pisos diseñado para suelo D en la zona de Los Ángeles de acuerdo a ASCE 7.

5.4 Evaluación no lineal en pórticos arriostrados especiales. Determinación del punto de colapso.

La evaluación del punto de colapso se realiza de acuerdo a los antecedentes señalados en el capítulo 4, entre ellos los estados límites descritos en ASCE 41-13.

La determinación de la razón del margen de colapso depende del valor de la coordenada espectral de colapso, $\hat{S}_{CT}$, la cual corresponde a la coordenada espectral escalada del grupo de registros para la cual el 50% de ellos genera una condición de colapso en el arquetipo en estudio. En esta sección se documentan las distintas iteraciones realizadas con tal de identificar dicho valor, identificadas mediante la coordenada espectral escalada para el periodo de cada uno de los arquetipos en evaluación, mediante la siguiente denominación:

PSA = Pseudo aceleración promedio del grupo de registros escalados en el periodo fundamental del arquetipo en evaluación con un 5% de amortiguamiento, m/s^2.

5.4.1 Edificio de 4 pisos.

La evaluación no lineal del desempeño de las estructuras diseñadas según NCh 433 y ASCE7 de 4 pisos de altura según los registros definidos en el anexo A es documentada en la presente sección.

a) Pórtico arriostrado especial NCh 433.

En las distintas iteraciones realizadas, el análisis no lineal para la estructura de cuatro pisos diseñada según las disposiciones de NCh 433 arroja los siguientes resultados globales:

Tabla 5.4.1-a-1. PSA promedio registros = 8,9 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	8.9	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	-0.131	-0.005	0.024	Piso 1
Concepción T	Colapso	-0.132	-0.003	0.037	Piso 1
Maipú E-W	No colapso	-0.049	-0.003	0.025	Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.028	-0.002	0.011	Piso 3
Viña del Mar E-W	Colapso	-0.126	-0.002	0.040	Piso 1
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.040	-0.002	0.022	Piso 3
Llolleo 100°	No colapso	-0.036	-0.002	0.006	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.046	-0.002	0.013	Piso 1
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.025	-0.003	0.004	Piso 1
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.043	-0.002	0.011	Piso 1

Primera iteración considerando la coordenada espectral asociada al corte máximo, condición en la cual tres registros llevan al arquetipo al colapso.

Tabla 5.4.1-a-2. PSA promedio registros = 11,2 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	11.2	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA = 8,9 m/s^2			Piso 1
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA = 8,9 m/s^2			Piso 1
Maipú E-W	Colapso	-0.055	-0.004	0.009	Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.044	-0.003	0.021	Piso 3
Viña del Mar E-W	Colapso	Colapso para PSA = 8,9 m/s^2			Piso 1
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.034	-0.002	0.018	Piso 3
Llolleo 100°	No colapso	-0.046	-0.003	0.009	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.047	-0.002	0.024	Piso 1
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.042	-0.003	0.007	Piso 1
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.043	-0.003	0.024	Piso 1

Tabla 5.4.1-a-3. PSA promedio registros = 13,4 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	13.4	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA = 8,9 m/s^2			Piso 1
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA = 8,9 m/s^2			Piso 1
Maipú E-W	Colapso	Colapso para PSA = 11,2 m/s^2			Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.050	-0.003	0.030	Piso 3
Viña del Mar E-W	Colapso	Colapso para PSA = 8,9 m/s^2			Piso 1
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.040	-0.002	0.007	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.057	-0.003	0.011	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	-0.060	-0.002	0.010	Piso 1
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.045	-0.002	0.007	Piso 1
Viña del Mar 200°	Colapso	-0.068	-0.003	0.032	Piso 1

En esta iteración se ha superado el límite del 50% de los registros considerados en la metodología.

Tabla 5.4.1-a-4. PSA promedio registros = 12,3 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	12,3	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Llolleo 100°	No colapso	-0.047	-0.002	0.010	Piso 1
Viña del Mar 200°	Colapso	-0.060	-0.003	0.028	Piso 4

Al evaluarse un punto intermedio entre las demandas que provocan el colapso en el arquetipo en estudio ante cuatro y seis registros, solo son reevaluados aquellos con un cambio en su desempeño, esto es los dos que cambian su condición de *no colapso* a *colapso*. En este punto se tiene que solo uno provoca el colapso, con lo cual se alcanza el 50% y con ello el punto de colapso.

b) Pórtico arriostrado especial ASCE 7.

El análisis no lineal para las estructuras diseñadas según ASCE 7 arroja los siguientes resultados:

Tabla 5.4.1-b-1. PSA promedio registros = 10,1 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	10,1	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	-0.067	-0.003	0.038	Piso 3
Northridge 279	Colapso	-0.070	-0.003	0.030	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.053	-0.004	0.009	Piso 1
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.026	-0.002	0.005	Piso 3
Imperial Valley 140	No colapso	-0.058	-0.004	0.026	Piso 3
Imperial Valley 230	No colapso	-0.040	-0.003	0.011	Piso 3
El Centro s00e	No colapso	-0.039	-0.002	0.011	Piso 1
El Centro s00w	No colapso	-0.054	-0.003	0.014	Piso 1
Petrolia 0g	Colapso	-0.071	-0.006	0.029	Piso 3
Petrolia 90g	Colapso	-0.089	-0.016	0.041	Piso 3

En esta primera iteración se observa el colapso de la estructura ante cuatro registros.

Tabla 5.4.1-b-2. PSA promedio registros = 11,9m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	11.9	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	Colapso para PSA = 10,1 m/s^2			Piso 3
Northridge 279	Colapso	Colapso para PSA = 10,1 m/s^2			Piso 1
Loma Prieta 3000	Colapso	-0.064	-0.004	0.011	Piso 1
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.036	-0.004	0.010	Piso 3
Imperial Valley 140	No colapso	-0.036	-0.003	0.011	Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.035	-0.003	0.010	Piso 1
El Centro s00e	Colapso	-0.085	-0.003	0.018	Piso 1
El Centro s00w	No colapso	-0.049	-0.003	0.008	Piso 1
Petrolia 0g	Colapso	Colapso para PSA = 10,1 m/s^2			Piso 3
Petrolia 90g	Colapso	Colapso para PSA = 10,1 m/s^2			Piso 3

Tabla 5.4.1-b-3. PSA promedio registros = 11,0m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	11,0	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Loma Prieta 3000	Colapso	-0.055	0.0084	0.0084	Piso 1
El Centro s00e	No colapso	-0.043	0.0186	0.0185	Piso 1

Al determinarse una condición de colapso para la mitad de los registros, se tiene que para PSA = 11,0 m/s^2, se puede considerar definido el punto de colapso para la estructura en evaluación.

5.4.2 Edificio de 6 pisos.

Los arquetipos correspondientes a las estructuras de pórticos arriostrados especiales concéntricos diseñados según las disposiciones de NCh 433 y ASCE 7 para su comparación son evaluados en la presente sección.

a) Pórtico arriostrado especial NCh 433.

En las distintas iteraciones realizadas, el análisis no lineal para las estructuras diseñadas según NCh 433 arroja los siguientes resultados:

Tabla 5.4.2-a-1. PSA promedio registros = 8,1 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	8.1	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	-0.079	-0.00399	0.038	Piso 2
Concepción T	Colapso	-0.105	-0.00405	0.048	Piso 2
Maipú E-W	No colapso	-0.037	-0.00388	0.016	Piso 2
Maipú N-S	No colapso	-0.039	-0.00402	0.011	Piso 2
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.043	-0.00406	0.012	Piso 2
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.038	-0.00430	0.016	Piso 2
Llolleo 100°	No colapso	-0.041	-0.00416	0.018	Piso 3
Llolleo 100°	No colapso	-0.050	-0.00380	0.017	Piso 2
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.040	-0.00407	0.014	Piso 2
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.033	-0.00456	0.012	Piso 3

Esta primera iteración corresponde a los registros definidos sin escala de ninguna clase.

Tabla 5.4.2-a-2. PSA promedio registros = 8,5 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	8.5	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA = 8,1 m/s^2			Piso 2
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA = 8,1 m/s^2			Piso 3
Maipú E-W	No colapso	-0.048	Piso 3	0.020	Piso 2
Maipú N-S	No colapso	-0.037	Piso 3	0.012	Piso 1
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.053	Piso 2	0.013	Piso 1
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.048	Piso 2	0.016	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.030	Piso 2	0.011	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.048	Piso 2	0.016	Piso 1
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.041	Piso 3	0.016	Piso 2
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.039	Piso 3	0.018	Piso 2

Segunda iteración amplifica en forma leve los registros estudiados.

Tabla 5.4.2-a-3. PSA promedio registros = 11,9 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	11.9	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA = 8,1 m/s^2			Piso 2
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA = 8,1 m/s^2			Piso 2
Maipú E-W	Colapso	-0.059	-0.0039	0.024	Piso 2
Maipú N-S	No colapso	-0.040	-0.0039	0.013	Piso 2
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.037	-0.0042	0.014	Piso 2
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.066	-0.0046	0.101	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	-0.077	-0.0037	0.030	Piso 2
Llolleo 100°	No colapso	-0.049	-0.0042	0.016	Piso 2
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.039	-0.0043	0.018	Piso 3
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.047	-0.0041	0.021	Piso 2

Nueva amplificación de los registros, condición para la cual se observan 4 registros los cuales provocan el colapso del arquetipo en evaluación.

Tabla 5.4.2-a-4. PSA promedio registros = 13,6 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	13.6	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA = 8,1 m/s^2			Piso 2
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA = 8,1 m/s^2			Piso 2
Maipú E-W	Colapso-	Colapso para PSA = 11,9 m/s^2			Piso 2
Maipú N-S	No colapso	-0.043	-0.0046	0.018	Piso 2
Viña del Mar E-W	Colapso	-0.062	-0.0038	0.017	Piso 2
Viña del Mar N-W	Colapso	-0.061	-0.0039	0.028	Piso 2
Llolleo 100°	Colapso	Colapso para PSA = 11,9 m/s^2			Piso 2
Llolleo 100°	Colapso	-0.072	-0.0041	0.032	Piso 2
Viña del Mar 290°	Colapso	-0.068	-0.0040	0.025	Piso 2
Viña del Mar 200°	Colapso	-0.069	-0.0041	0.033	Piso 2

Se observa el colapso en 9 de los 10 registros. Se vuelve a iterar con una menor demanda.

Tabla 5.4.2-a-5. PSA promedio registros = 12,8 m/s^2

PSA m/s2 promedio registros	12.8	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA = 8,1 m/s^2			Piso 2
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA = 8,1 m/s^2			Piso 2
Maipú E-W	Colapso	Colapso para PSA = 11,9 m/s^2			Piso 2
Maipú N-S	No colapso	-0.044	-0.0039	0.013	Piso 3
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.040	-0.0042	0.016	Piso 2
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.053	-0.0040	0.021	Piso 2
Llolleo 100°	Colapso	Colapso para PSA = 11,9 m/s^2			Piso 2
Llolleo 100°	Colapso	-0.062	-0.0039	0.022	Piso 2
Viña del Mar 290°	Colapso	-0.078	-0.0040	0.030	Piso 2
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.054	-0.0041	0.022	Piso 2

Al detectarse el colapso para seis registros distintos, se vuelve a iterar en un punto intermedio.

Tabla 5.4.2-a-6. PSA promedio registros = 12,3 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	12,3	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Llolleo 100°	Colapso	-0.060	-0.0037	0.0216	Piso 2
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.041	-0.0051	0.0178	Piso 3

Ante el colapso de cinco registros (50%), PSA = 12,3 m/s^2 es el punto de colapso.

b) Pórtico arriostrado especial ASCE 7.

El análisis no lineal para el arquetipo de seis pisos diseñado según ASCE 7 arroja los siguientes resultados:

Tabla 5.4.2-b-1. PSA promedio registros = 7,4 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	7.4	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	No colapso	-0.047	-0.00337	0.052	Piso 1
Northridge 279	No colapso	-0.067	-0.00389	0.016	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.011	-0.00368	0.018	Piso 1
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.037	-0.00294	0.006	Piso 1
Imperial Valley 140	No colapso	-0.036	-0.00280	0.006	Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.023	-0.00273	0.010	Piso 1
El Centro s00e	Colapso	-0.281	-0.00510	0.087	Piso 1
El Centro s00w	No colapso	-0.049	-0.00775	0.027	Piso 4
Petrolia 0g	No colapso	-0.045	-0.00781	0.033	Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	-0.079	-0.00408	0.042	Piso 1

Tabla 5.4.2-b-2. PSA promedio registros = 10,7 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	10.7	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	Colapso para PSA = 9,7 m/s^2			Piso 1
Northridge 279	Colapso	Colapso para PSA = 9,7 m/s^2			Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.056	-0.00325	0.021	Piso 2
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.060	-0.00456	0.013	Piso 1
Imperial Valley 140	Colapso	-0.090	-0.00306	0.029	Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.049	-0.00304	0.016	Piso 1
El Centro s00e	Colapso	Colapso para PSA = 7,4 m/s^2			Piso 1
El Centro s00w	No colapso	-0.024	-0.00331	0.027	Piso 1
Petrolia 0g	Colapso	Colapso para PSA = 9,7 m/s^2			Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	Colapso para PSA = 7,4 m/s^2			Piso 1

Ante el colapso en seis de los registros se procede a evaluar un punto de menor demanda.

Tabla 5.4.2-b-3. PSA promedio registros = 9,7 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	9.7	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	-0.127	-0.00363	0.019	Piso 1
Northridge 279	Colapso	-0.082	-0.00321	0.028	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.030	-0.00297	0.023	Piso 1
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.047	-0.00370	0.011	Piso 1
Imperial Valley 140	No colapso	-0.063	-0.00346	0.016	Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.026	-0.00338	0.014	Piso 1
El Centro s00e	Colapso	Colapso para PSA = 7,4 m/s^2			Piso 1
El Centro s00w	No colapso	-0.010	-0.00376	0.052	Piso 1
Petrolia 0g	Colapso	-0.100	-0.00726	0.029	Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	Colapso para PSA = 7,4 m/s^2			Piso 1

Ante el colapso en cinco de los registros evaluados, se tiene la determinación del punto de colapso, en el que PSA = 9,7 m/s^2.

5.4.3 Edificio de 8 pisos.

Los arquetipos correspondientes a las estructuras de pórticos arriostrados especiales de 8 pisos diseñados según NCh 433 y ASCE 7 son evaluados en la presente sección.

a) Pórtico arriostrado especial NCh 433.

El análisis no lineal para las estructuras diseñadas según NCh 433 arroja lo siguientes resultados:

Tabla 5.4.3-a-1. PSA promedio registros = 5,7 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	5.7	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	-0.080	-0.004	0.033	Piso 3
Concepción T	Colapso	-0.086	-0.003	0.041	Piso 3
Maipú E-W	No colapso	-0.049	-0.004	0.015	Piso 2
Maipú N-S	No colapso	-0.021	-0.005	0.007	Piso 3
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.045	-0.004	0.012	Piso 3
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.029	-0.004	0.012	Piso 2
Llolleo 100°	No colapso	-0.049	-0.004	0.021	Piso 2
Llolleo 100°	No colapso	-0.044	-0.003	0.019	Piso 2
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.031	-0.005	0.009	Piso 3
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.034	-0.004	0.014	Piso 2

Esta iteración de inicio no considera amplificación en los registros seleccionados.

Tabla 5.4.3-a-2. PSA promedio registros = 8,2 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	8.2	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA = 5,7 m/s^2			Piso 3
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA = 5,7 m/s^2			Piso 3
Maipú E-W	No colapso	-0.047	-0.005	0.021	Piso 2
Maipú N-S	No colapso	-0.041	-0.005	0.019	Piso 2
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.032	-0.004	0.012	Piso 2
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.031	-0.004	0.014	Piso 3
Llolleo 100°	No colapso	-0.039	-0.003	0.017	Piso 2
Llolleo 100°	No colapso	-0.052	-0.004	0.022	Piso 2
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.034	-0.005	0.015	Piso 3
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.042	-0.004	0.019	Piso 4

Se alcanza el colapso de dos registros.

Tabla 5.4.3-a-3. PSA promedio registros = 9,8 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	9.8	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA = 5,7 m/s^2			Piso 3
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA = 5,7 m/s^2			Piso 3
Maipú E-W	Colapso	-0.068	-0.004	0.033	Piso 3
Maipú N-S	No colapso	-0.041	-0.004	0.018	Piso 3
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.031	-0.004	0.011	Piso 3
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.039	-0.004	0.017	Piso 3
Llolleo 100°	No colapso	-0.044	-0.004	0.017	Piso 2
Llolleo 100°	Colapso	-0.059	-0.004	0.028	Piso 2
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.039	-0.004	0.018	Piso 3
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.041	-0.005	0.019	Piso 4

Condición de colapso para 4 registros de acuerdo a resultados del análisis no lineal.

Tabla 5.4.3-a-4. PSA promedio registros = 12,0 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	12.0	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA = 5,7 m/s^2			Piso 3
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA = 5,7 m/s^2			Piso 3
Maipú E-W	Colapso	Colapso para PSA = 9,8 m/s^2			Piso 3
Maipú N-S	No colapso	-0.049	-0.004	0.024	Piso 3
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.048	-0.004	0.019	Piso 4
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.057	-0.005	0.026	Piso 3
Llolleo 100°	No colapso	-0.052	-0.004	0.024	Piso 3
Llolleo 100°	Colapso	Colapso para PSA = 9,8 m/s^2			Piso 2
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.040	-0.004	0.018	Piso 3
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.053	-0.004	0.018	Piso 4

Situación de colapso para cuatro registros de acuerdo a evaluación no lineal.

Tabla 5.4.3-a-5. PSA promedio registros = 14,2 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	14.2	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA = 5,7 m/s^2			Piso 3
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA = 5,7 m/s^2			Piso 3
Maipú E-W	Colapso	Colapso para PSA = 9,8 m/s^2			Piso 3
Maipú N-S	No colapso	-0.054	-0.004	0.013	Piso 1
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.050	-0.004	0.018	Piso 3
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.045	-0.005	0.021	Piso 3
Llolleo 100°	Colapso	-0.092	-0.003	0.013	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	Colapso para PSA = 9,8 m/s^2			Piso 2
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.049	-0.004	0.021	Piso 2
Viña del Mar 200°	Colapso	-0.071	-0.004	0.023	Piso 4

Se da el colapso en seis registros, debiendo iterar nuevamente ante un valor intermedio.

Tabla 5.4.3-a-6. PSA promedio registros = 13,5 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	13,5	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Llolleo 100°	Colapso	-0.066	-0.003	0.026	Piso 3
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.058	-0.004	0.026	Piso 4

b) Pórtico arriostrado especial ASCE 7 de ocho pisos.

En las distintas iteraciones realizadas, el análisis no lineal para el arquetipo diseñado según ASCE 7 arroja los siguientes resultados globales:

Tabla 5.4.3-b-1. PSA promedio registros = 5,0 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	5.0	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	-0.089	-0.003	0.039	Piso 5
Northridge 279	No colapso	-0.064	-0.003	0.021	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.034	-0.003	0.013	Piso 5
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.032	-0.004	0.007	Piso 5
Imperial Valley 140	No colapso	-0.044	-0.003	0.009	Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.029	-0.003	0.007	Piso 1
El Centro s00e	No colapso	-0.052	-0.003	0.024	Piso 5
El Centro s00w	No colapso	-0.027	-0.003	0.021	Piso 1
Petrolia 0g	No colapso	-0.045	-0.004	0.019	Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	-0.112	-0.008	0.029	Piso 1

Primera evaluación, la cual corresponde a los registros sin escalar. En este caso se determina la condición de colapso para dos de los registros evaluados.

Tabla 5.4.3-b-2. PSA promedio registros = 7,5 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	7.5	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	Colapso para PSA =5,0 m/s^2			Piso 5
Northridge 279	Colapso	-0.123	-0.005	0.028	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.044	-0.004	0.023	Piso 1
Loma Prieta 3090	Colapso	-0.087	-0.005	0.029	Piso 1
Imperial Valley 140	Colapso	-0.128	-0.004	0.024	Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.034	-0.003	0.019	Piso 1
El Centro s00e	Colapso	-0.089	-0.004	0.036	Piso 1
El Centro s00w	No colapso	-0.020	-0.003	0.026	Piso 1
Petrolia 0g	Colapso	-0.073	-0.004	0.030	Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	Colapso para PSA = 5,0 m/s^2			Piso 1

Para PSA = 7,5 m/s^2 se llega a siete registros ante los cuales la estructura desarrolla el colapso, por la que se procede a evaluar un nuevo punto de demanda menor a la de la iteración vista.

Tabla 5.4.3-b-3. PSA promedio registros = 7,1 m/s^2.

PSA m/s^2 promedio registros	7.1	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	Colapso para PSA = 5,0 m/s^2			Piso 5
Northridge 279	Colapso	-0.108	-0.005	0.025	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.058	-0.004	0.026	Piso 1
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.070	-0.006	0.014	Piso 1
Imperial Valley 140	Colapso	-0.081	-0.005	0.025	Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.040	-0.004	0.016	Piso 1
El Centro s00e	Colapso	-0.088	-0.004	0.024	Piso 1
El Centro s00w	No colapso	-0.038	-0.003	0.023	Piso 1
Petrolia 0g	No colapso	-0.064	-0.005	0.033	Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	Colapso para PSA = 5,0 m/s^2			Piso 1

Para un valor de PSA promedio de 7,1 se alcanza la condición de colapso en 5 de los registros, alcanzándose la condición de colapso del arquetipo en estudio.

5.4.4 Edificio de 10 pisos.

a) Pórtico arriostrado especial NCh 433.

El análisis no lineal en el arquetipo de 10 pisos según NCh 433 arroja los siguientes resultados:

Tabla 5.4.4-a-1. PSA promedio registros = 3,5 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	3.5	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	-0.083	-0.004	0.037	Piso 1
Concepción T	Colapso	-0.084	-0.003	0.043	Piso 1
Maipú E-W	No colapso	-0.049	-0.003	0.008	Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.026	-0.004	0.011	Piso 1
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.027	-0.003	0.010	Piso 1
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.029	-0.003	0.005	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.052	-0.003	0.009	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.041	-0.004	0.026	Piso 1
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.004	-0.004	0.012	Piso 3
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.040	-0.003	0.011	Piso 1

Primera iteración, en la cual los registros a evaluar no han sido amplificados.

Tabla 5.4.4-a-2. PSA promedio registros = 6,7 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	6.7	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA =3,5 m/s^2			Piso 1
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA =3,5 m/s^2			Piso 1
Maipú E-W	Colapso	-0.098	-0.004	0.026	Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.064	-0.004	0.016	Piso 1
Viña del Mar E-W	Colapso	-0.072	-0.003	0.016	Piso 1
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.064	-0.004	0.016	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	-0.071	-0.003	0.012	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	-0.088	-0.004	0.015	Piso 1
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.064	-0.004	0.016	Piso 1
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.055	-0.003	0.009	Piso 1

Para está condición se da el colapso de seis de los registros estudiados.

Tabla 5.4.4-a-3. PSA promedio registros = 6,3 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	6.3	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA =3,5 m/s^2			Piso 1
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA =3,5 m/s^2			Piso 1
Maipú E-W	Colapso	-0.098	-0.004	0.023	Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.065	-0.004	0.011	Piso 1
Viña del Mar E-W	Colapso	-0.092	-0.003	0.020	Piso 1
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.061	-0.003	0.016	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.062	-0.003	0.010	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	-0.093	-0.003	0.017	Piso 1
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.063	-0.004	0.016	Piso 1
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.052	-0.003	0.018	Piso 1

De acuerdo a los resultados obtenidos en el análisis no lineal, se alcanza el colapso en cinco de los registros estudiados, con lo cual se alcanza el punto de colapso del tipo estructural.

b) Pórtico arriostrado especial ASCE 7.

En las distintas iteraciones realizadas, el análisis no lineal para el arquetipo de 10 pisos diseñado según ASCE 7 arroja los siguientes resultados globales:

Tabla 5.4.4-b-1. PSA promedio registros = 3,5 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	3.5	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	-0.081	-0.004	0.020	Piso 1
Northridge 279	No colapso	-0.066	-0.003	0.013	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.036	-0.003	0.006	Piso 1
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.061	-0.004	0.017	Piso 1
Imperial Valley 140	No colapso	-0.053	-0.003	0.024	Piso 6
Imperial Valley 230	No colapso	-0.030	-0.003	0.010	Piso 1
El Centro s00e	No colapso	-0.007	-0.003	0.018	Piso 1
El Centro s00w	No colapso	-0.022	-0.004	0.017	Piso 1
Petrolia 0g	No colapso	-0.045	-0.004	0.018	Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	-0.128	-0.004	0.035	Piso 1

Primera iteración la cual considera a los distintos registros sin amplificación de ninguna clase. Para esta condición se obtiene el colapso para dos de los registros evaluados, ambos en el primer piso de la estructura.

Tabla 5.4.4-b-2. PSA promedio registros = 5,7 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	5.7	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	Colapso para PSA =3,5 m/s^2			Piso 1
Northridge 279	Colapso	-0.125	-0.003	0.017	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.051	-0.004	0.011	Piso 1
Loma Prieta 3090	Colapso	-0.093	-0.004	0.036	Piso 3
Imperial Valley 140	Colapso	-0.110	-0.003	0.033	Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.042	-0.003	0.015	Piso 1
El Centro s00e	No colapso	-0.049	-0.004	0.019	Piso 1
El Centro s00w	No colapso	-0.054	-0.003	0.022	Piso 1
Petrolia 0g	Colapso	-0.088	-0.004	0.023	Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	Colapso para PSA =3,5 m/s^2			Piso 1

Condición de colapso para seis de los registros en estudio, lo cual sobrepasa el número de registros con el cual se define el punto de colapso, siendo necesario evaluar el arquetipo en estudio ante el grupo de registros reducidos por un factor menor a uno.

Tabla 5.4.4-b-3. PSA promedio registros = 5,0 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	5.0	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	Colapso para PSA =3,5 m/s^2			Piso 1
Northridge 279	Colapso	-0.090	-0.003	0.024	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.044	-0.004	0.007	Piso 1
Loma Prieta 3090	Colapso	-0.072	-0.004	0.025	Piso 2
Imperial Valley 140	Colapso	-0.091	-0.004	0.023	Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.038	-0.003	0.018	Piso 1
El Centro s00e	No colapso	-0.027	-0.004	0.019	Piso 2
El Centro s00w	No colapso	-0.025	-0.003	0.025	Piso 1
Petrolia 0g	No colapso	-0.056	-0.004	0.020	Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	Colapso para PSA =3,5 m/s^2			Piso 1

Punto de colapso determinado con el colapso de cinco registros según metodología de capítulo 4.

5.4.5 Edificio de 15 pisos.

a) Pórtico arriostrado especial NCh 433.

En las distintas iteraciones realizadas, el análisis no lineal para el arquetipo de 15 pisos diseñado según NCh 433 arroja los siguientes resultados globales:

Tabla 5.4.5-a-1. PSA promedio registros = 2,4 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	2.40	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	-0.067	-0.004	0.029	Piso 6
Concepción T	No colapso	-0.058	-0.005	0.022	Piso 6
Maipú E-W	No colapso	-0.058	-0.004	0.020	Piso 4
Maipú N-S	No colapso	-0.040	-0.004	0.018	Piso 3
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.024	-0.003	0.005	Piso 4
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.028	-0.003	0.008	Piso 5
Llolleo 100°	No colapso	-0.005	-0.003	0.004	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	-0.045	-0.004	0.018	Piso 3
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.024	-0.003	0.007	Piso 2
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.035	-0.003	0.009	Piso 2

Primera iteración. Esta corresponde a los resultados obtenidos del conjunto de registros sin amplificar, los cuales indican el colapso para dos de los registros en estudio.

Tabla 5.4.5-a-2. PSA promedio registros = 3,7 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	3.70	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA =2,4 m/s^2			Piso 6
Concepción T	Colapso	-0.083	-0.003	0.034	Piso 5
Maipú E-W	No colapso	-0.043	-0.004	0.019	Piso 3
Maipú N-S	No colapso	-0.041	-0.004	0.018	Piso 4
Viña del Mar E-W	Colapso	-0.074	-0.003	0.010	Piso 1
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.034	-0.004	0.009	Piso 4
Llolleo 100°	No colapso	-0.021	-0.003	0.007	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	Colapso para PSA =2,4 m/s^2			Piso 3
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.044	-0.003	0.010	Piso 1
Viña del Mar 200°	Colapso	-0.052	-0.003	0.022	Piso 3

Para el conjunto de registros amplificados con PSA promedio igual a 3,7 m/s^2, se tiene el colapso del arquetipo en evaluación para cinco de los registros en estudio.

b) Pórtico arriostrado especial ASCE 7.

El análisis no lineal para el arquetipo de 15 pisos diseñado según ASCE 7 arroja los siguientes resultados globales:

Tabla 5.4.5-b-1. PSA promedio registros = 1,66 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	1.66	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	-0.081	-0.004	0.027	Piso 1
Northridge 279	No colapso	-0.066	-0.003	0.020	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.033	-0.004	0.013	Piso 1
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.040	-0.005	0.027	Piso 6
Imperial Valley 140	No colapso	-0.048	-0.004	0.018	Piso 8
Imperial Valley 230	No colapso	-0.023	-0.005	0.010	Piso 6
El Centro s00e	No colapso	-0.036	-0.005	0.014	Piso 7
El Centro s00w	No colapso	-0.037	-0.005	0.014	Piso 1
Petrolia 0g	No colapso	-0.049	-0.005	0.012	Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	-0.063	-0.007	0.031	Piso 2

Primera iteración arquetipo de 15 pisos diseñado de acuerdo a ASCE 7, la cual considera a los distintos registros sin escalar, obteniéndose el colapso en dos de los registros evaluados.

Tabla 5.4.5-b-2. PSA promedio registros = 2,89 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	2.89	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	Colapso para PSA =1,66 m/s^2			Piso 1
Northridge 279	Colapso	-0.111	-0.004	0.025	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.064	-0.005	0.010	Piso 1
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.040	-0.006	0.036	Piso 1
Imperial Valley 140	No colapso	-0.061	-0.005	0.028	Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.048	-0.005	0.023	Piso 1
El Centro s00e	Colapso	-0.071	-0.005	0.030	Piso 1
El Centro s00w	Colapso	-0.072	-0.006	0.037	Piso 7
Petrolia 0g	Colapso	-0.090	-0.006	0.019	Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	Colapso para PSA =1,66 m/s^2			Piso 2

Se alcanzan seis registros que generan el colapso del arquetipo estudiado, con lo que se tiene un número de registros colapsados mayor al considerado en la definición del punto de colapso.

Tabla 5.4.5-b-3. PSA promedio registros = 2,72 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	2.72	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	Colapso para PSA =1,66 m/s^2			Piso 1
Northridge 279	Colapso	-0.097	-0.004	0.024	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.063	-0.005	0.010	Piso 1
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.051	-0.006	0.035	Piso 1
Imperial Valley 140	No colapso	-0.052	-0.004	0.035	Piso 6
Imperial Valley 230	No colapso	-0.056	-0.005	0.021	Piso 1
El Centro s00e	No colapso	-0.062	-0.005	0.019	Piso 1
El Centro s00w	Colapso	-0.103	-0.005	0.036	Piso 7
Petrolia 0g	Colapso	-0.077	-0.006	0.016	Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	Colapso para PSA =1,66 m/s^2			Piso 2

Al observarse la condición de colapso en cinco registros, se logra determinar la condición de colapso en el 50% de los registros estudiados, de acuerdo a la metodología definida en el capítulo 4.

5.5 Evaluación del desempeño en pórticos arriostrados especiales en V invertida. Suelo D en zona 3 NCh 433 Of96 Mod2009.

Los resultados globales del diseño sísmico realizado de acuerdo a NCh 433 son los informados en la sección 5.3 *Evaluación estructural en pórticos arriostrados concéntricos especiales. Diseño de arquetipos*. Estos resultados, representados en tabla 5.5-1 añadida a continuación, están basados en el análisis elástico mediante fuerzas reducidas detallado en el capítulo 1, el cual considera entre sus restricciones valores máximos y mínimos del corte basal global de la estructura:

***Tabla 5.5-1*. Resultados análisis modal espectral elástico.**

Parámetros/Pisos	4 pisos	6 pisos	8 pisos	10 pisos	15 pisos
P_{total}, *ton*	1621	2453	3286	4025.9	6196
$Q_{espectro}$, *ton*	430.6	497.7	426.0	338.9	323.3
Q_{min}, *ton*	129.7	196.2	262.9	322.1	495.7
Q_{max}, *ton*	311.2	471.0	630.9	773.0	1189.6
$Q_{análisis}$, *ton*	311.2	471.0	426.0	338.9	495.7

De la tabla 5.5-1 se observa que los edificios de cuatro pisos están controlados por el límite al corte máximo señalado en NCh 433, límite el cual afecta levemente a las estructuras de 6 pisos. A su vez el corte de diseño para el arquetipo de 8 pisos se encuentra en un punto intermedio entre los límites máximo y mínimo. Las estructuras de 10 pisos en cambio, presentan un corte basal levemente superior al mínimo exigido en DS 61, mientras que las estructuras de 15 pisos muestran un corte basal considerablemente menor, lo cual hace necesario amplificar las fuerzas de análisis. Los valores representados abarcan las distintas modificaciones a realizar en el corte basal consideradas en el diseño sísmico especificado en NCh 433.

Con tal de replicar las modificaciones al corte basal consideradas en el diseño sísmico de los arquetipos estudiados, se ha amplificado la coordenada espectral determinada mediante el espectro de diseño de D.S. 61 correspondiente al período fundamental de la estructura por el factor resultante entre el corte basal de análisis $Q_{análisis}$ y el corte basal determinado en el análisis modal $Q_{espectro}$, esto es, $\alpha = Q_{análisis} / Q_{espectro}$.

De acuerdo a lo anterior los resultados de estas estructuras evaluadas mediante análisis no lineal son los indicados en la tabla 5.5-2 a continuación:

Tabla 5.5-2. **Resultados análisis no lineal arquetipos según NCh 433 suelo *D*, zona sísmica *3*.**

Parámetros/Pisos	4 pisos	6 pisos	8 pisos	10 pisos	15 pisos
T_x, seg	0.52	0.73	0.90	1.34	2.05
PSA_{NCh433} m/s^2	14.5	13.3	11.0	6.3	2.9
$\alpha = Q_{análisis}/ Q_{espectro}$	0.72	0.95	1.0	1.0	1.53
α*PSA_{NCh433} m/s^2	10.5	12.6	11.0	6.3	4.5
R^*	4.7	5.4	5.8	6.5	7.2
R^*x Q_{min} m/s^2	3.7	4.2	4.5	5.1	5.6
R^*x Q_{max} m/s^2	8.9	10.2	11.0	12.4	13.6
$PSA_{registros}$ m/s^2	9.6	8.1	5.7	3.5	2.4
$PSA_{corregido}$ m/s^2, S_{MT}	10.5	12.6	11.0	6.3	4.48
$PSA_{colapso}$ m/s^2, $\hat{S}_{CT}$	12.3	12.3	13.5	6.3	3.7
$CMR = \hat{S}_{CT}/S_{MT}$	1.17	0.98	1.224	1.00	0.82
SSF_i	1.33	1.41	1.48	1.57	1.61
ACMR	1.56	1.38	1.81	1.57	1.32
$ACMR/ACMR_{20\%}$	1.05	0.93	1.22	1.05	0.88

Los estados límites considerados son los descritos en el capítulo 4. Los resultados de la tabla 5.5-2 son representados en la figura 5.5-1. En esta, se aprecia tanto el espectro de diseño (rojo vino), el promedio de los espectros obtenidos a partir del grupo de registros historia-tiempo estudiados, así como los valores límites del coeficiente mínimo y máximo señalados en NCh 433 amplificados por R^*. En verde se observa la aceleración espectral de colapso correspondiente a los registros escalados para los cuales se obtiene el colapso del 50% del grupo de registros, los que tienden a superar la demanda especificada por el espectro de diseño, con la excepción del arquetipo de 15 pisos.

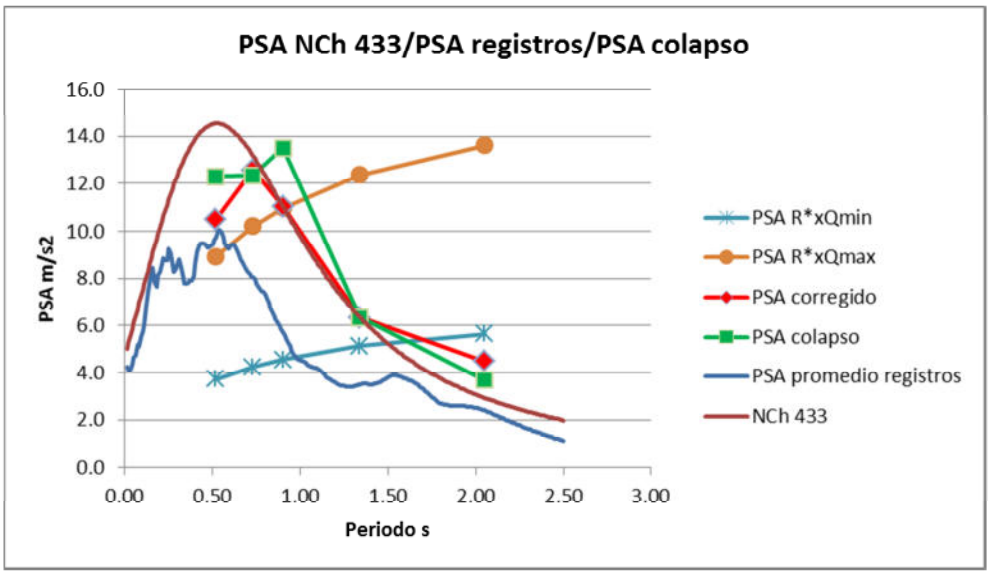


Fig. 5.5-1. Evaluación parámetros *CMR* arquetipo según NCh 433 y lo descrito en la sección 5.2.

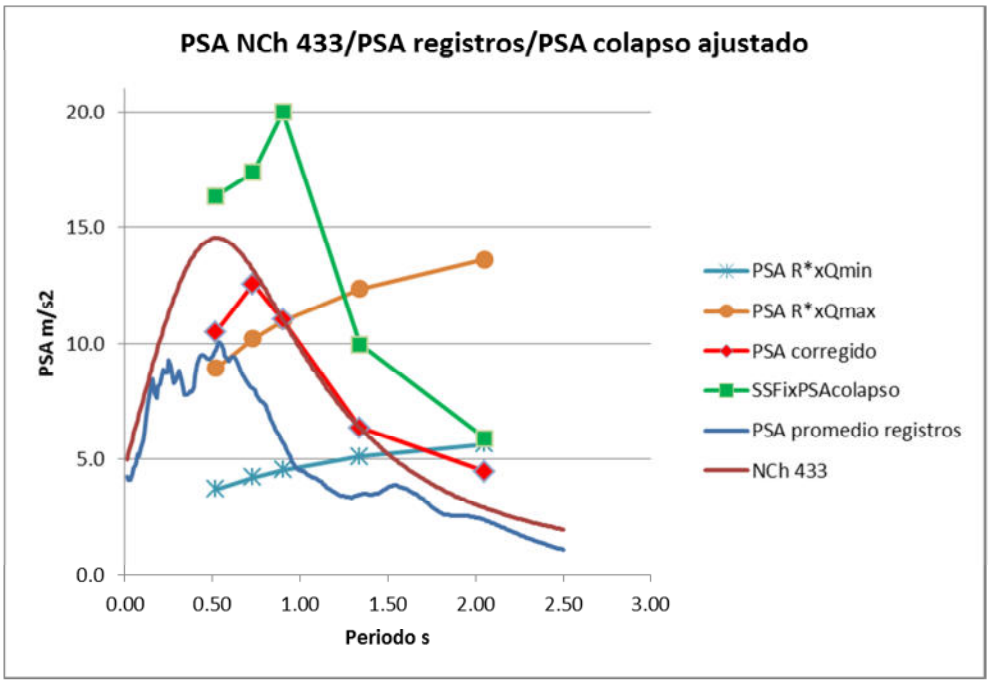


Fig. 5.5-2. Evaluación del desempeño esperado arquetipo NCh 433 suelo D zona 3.

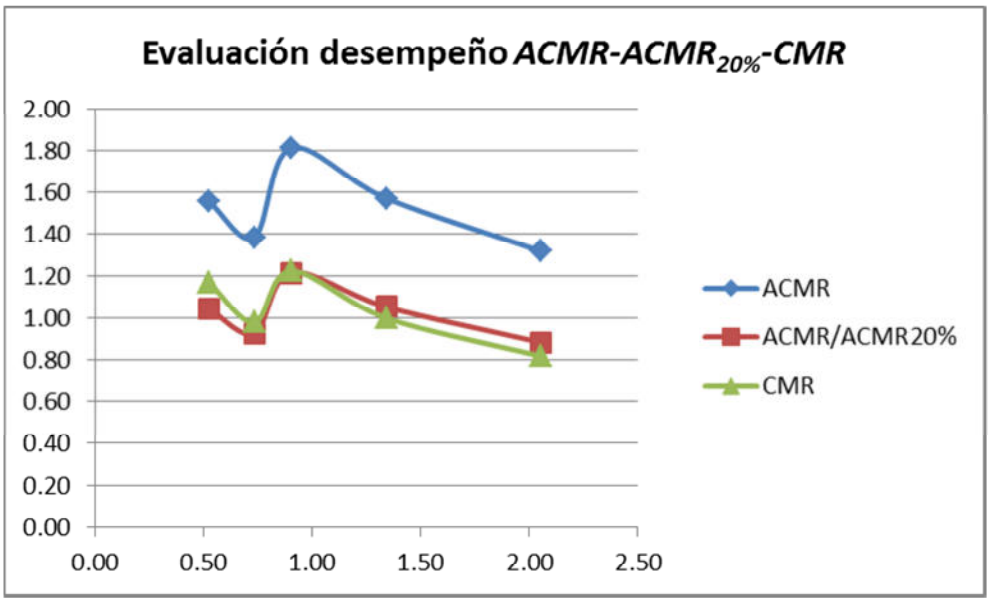


Fig. 5.5-3. Evaluación desempeño para un 20% de probabilidad de colapso, versus CMR y ACMR. NCh 433 suelo D zona 3.

5.6 Evaluación del desempeño en pórticos arriostrados especiales en V invertida. Suelo D para demanda espectral de la ciudad de Los Angeles.

Los resultados del análisis elástico para las construcciones de pórticos arriostrados en V invertida son los siguientes:

***Tabla 5.6-1*. Resultado análisis modal espectral elástico.**

Parámetros/Pisos	4 pisos	6 pisos	8 pisos	10 pisos	15 pisos
T_x, *seg*	0.50	0.78	1.06	1.36	2.37
W , *ton*	1537	2452	3277	4098	6201
C_s , *g*	0.27	0.18	0.13	0.10	0.06
C_{min} , *g*	0.071	0.071	0.071	0.071	0.071
Cs , *g*	0.27	0.18	0.13	0.10	0.07
h_n [m]	17.30	25.30	33.30	41.30	61.30
C_uT_a , *seg*	0.58	0.77	0.95	1.11	1.50
$T_{análisis}$, *seg*	0.50	0.77	0.95	1.11	1.50
C_s, *g*	0.27	0.18	0.15	0.13	0.09
$Q_{espectro}$, *ton*	352.74	384.45	418.12	446.74	500.65
$Q_{análisis}$, *ton*	368.62	377.79	359.80	388.21	373.80
$\alpha = Q_{análisis}/ Q_{espectro}$	1.00	1.02	1.16	1.15	1.34

En ASCE 7, en forma adicional a los requisitos de corte mínimo, se debe realizar una comparación con las fórmulas para la determinación del periodo especificadas en 12.8, períodos los cuales son considerados en la determinación del corte basal mediante las expresiones de 12.8, las cuales han sido representadas en la sección 2.2.2.3 del presente trabajo. El valor del corte basal determinado mediante el análisis modal no debe ser menor al 85% del valor obtenido mediante la aplicación directa de estas fórmulas. Los resultados de estas estructuras evaluadas mediante análisis no lineal son los recopilados en la tabla 5.6-2 a continuación. La representación gráfica de estos se observa en la figura 5.6-1. Esta proporciona una vista del desempeño comparado para los sistemas evaluados mediante ASCE 7. Se aprecia tanto el espectro de diseño (azul oscuro), este mismo espectro de respuesta reducido por el factor *R*, los que son comparados con el promedio de los espectros obtenidos del grupo de registros historia-tiempo considerados. Adicionalmente, se observan los valores límites del coeficiente mínimo señalado en ASCE 7 amplificados por *R*. Por último, en verde se observa la aceleración espectral de colapso correspondiente a los registros escalados para los cuales se obtiene el colapso del 50% del grupo de registros. Estos alcanzan un valor menor al de la demanda del espectro, con lo que se registra que la condición de colapso se da para una demanda menor a la especificada en ASCE7.

Tabla 5.6-2. **Resultados análisis no lineal arquetipos suelo *D*, en Los Ángeles, según ASCE 7.**

Parámetros/Pisos	4 pisos	6 pisos	8 pisos	10 pisos	15 pisos
T_x, *seg*	0.50	0.78	1.06	1.34	2.37
PSA_{ASCE7} m/s^2	15.88	10.72	7.89	6.29	3.53
$\alpha = Q_{análisis}/ Q_{espectro}$	1.00	1.02	1.16	1.13	1.34
α*PSA_{NCh433} m/s^2	15.88	10.91	9.17	7.23	4.72
R	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
R x Q_{min} m/s^2	4.19	4.19	4.19	4.19	4.19
$PSA_{registros}$ m/s^2	10.07	7.44	5.04	3.54	1.66
$PSA_{corregido}$ m/s^2, S_{MT}	15.88	10.91	9.17	7.23	4.72
$PSA_{colapso}$ m/s^2 $\hat{S}_{CT}$	10.99	9.65	7.10	5.03	2.72
$CMR = \hat{S}_{CT}/S_{MT}$	0.70	0.88	0.77	0.70	0.58
SSF_i	1.33	1.41	1.48	1.57	1.61
ACMR	0.92	1.25	1.15	1.09	0.93
ACMR/ACMR20%	0.62	0.84	0.77	0.73	0.62

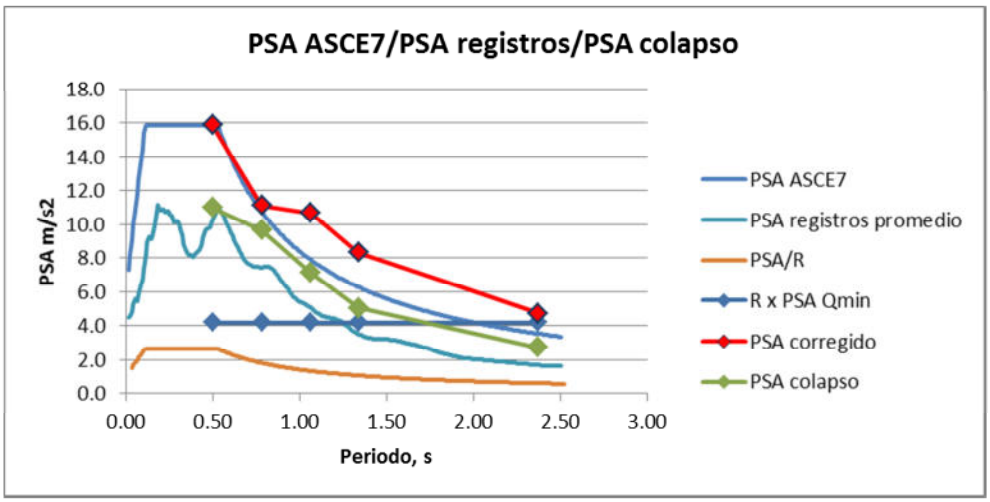


Fig. 5.6-1. Evaluación parámetros *CMR* arquetipo según ASCE 7 y sección 5.2.

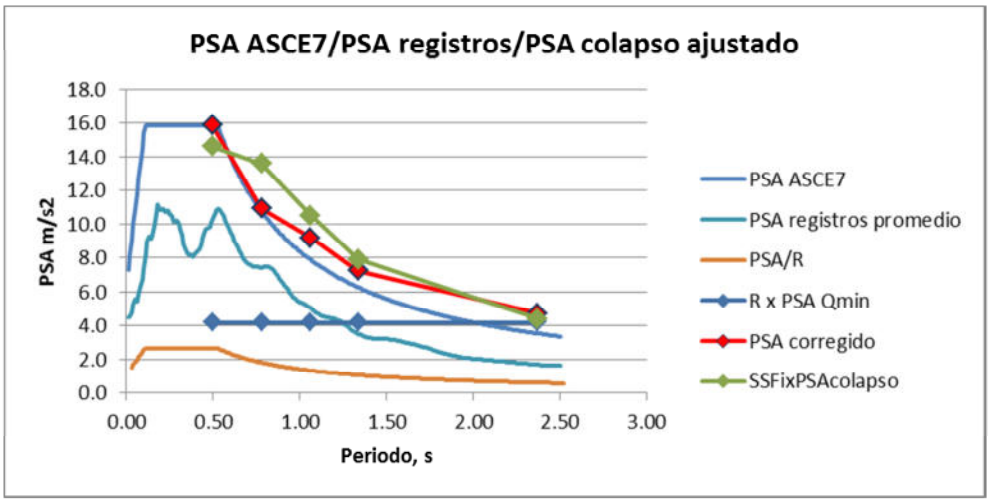


Fig. 5.6-2. Evaluación del desempeño esperado arquetipo ASCE 7 Los Angeles Suelo D.

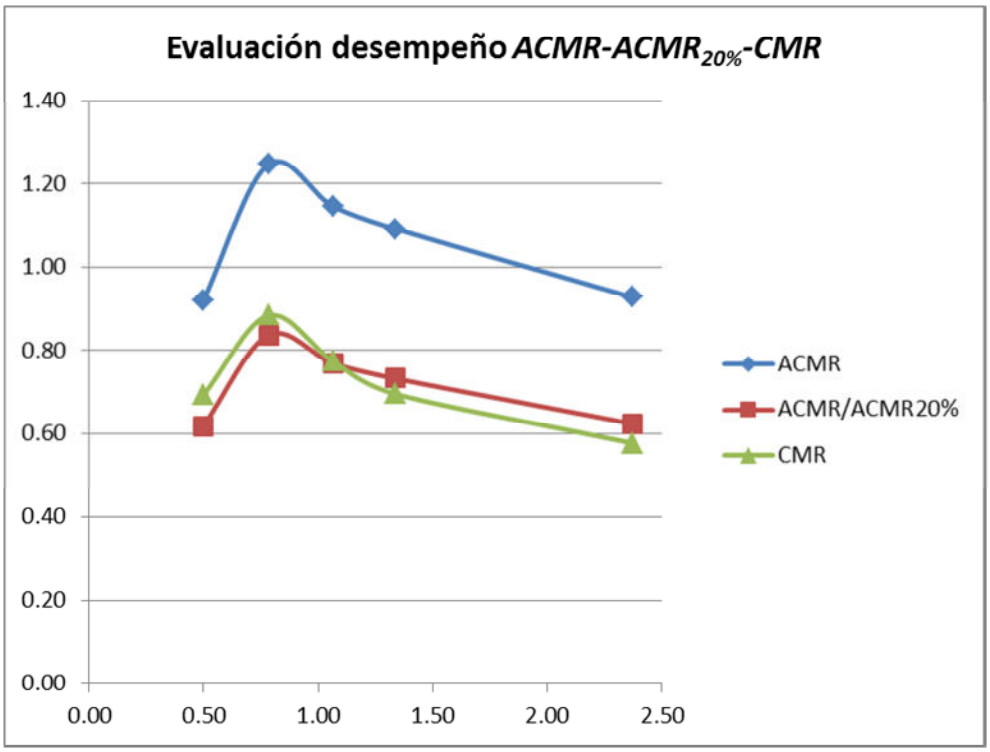


Fig. 5.6-3. Evaluación desempeño para un 20% de probabilidad de colapso, versus CMR y ACMR. ASCE7 suelo D zona LA.

5.7 Comparación del desempeño en pórticos arriostrados especiales en V invertida. Suelo D zona 3 NCh 433 respecto de ASCE7.

De los antecedentes presentados en 5.5 y 5.6 se procede a la comparación de la capacidad de las estructuras respecto a su demanda de diseño base, mediante el uso de la razón de margen de colapso ajustada *ACMR* entre ambas normativas, lo cual permite cuantificar la mayor o menor capacidad de sobrellevar una mayor demanda para las distintas estructuras.

Los valores presentados en 5.5 y 5.6 son comparados en la tabla 4.3.3-1, de donde se concluye que las estructuras nacionales, gracias al factor 1,4 de amplificación de la demanda por sismo de las combinaciones de carga contenidas en NCh 433, permite a estas una mayor capacidad respecto a las demandas para las cuales fueron diseñadas. Si se considera dicho factor como parte de la demanda sísmica, se tiene que las estructuras diseñadas mediante NCh 433 tienen una mejor capacidad relativa de resistir demandas mayores a las de diseño que las obtenidas para las estructuras diseñadas mediante ASCE 7.

Estos resultados son detallados en la tabla 5.7-1 próxima. En ella la razón entre ACMR determinado según NCh 433 y ASCE 7 indica la mayor o menor capacidad de sobrellevar demandas mayores de las de diseño. En esta figura, la línea azul muestra la comparación entre valor de ACMR directos, mientras que línea verde representa dicha línea azul modificada mediante el factor 1,4 empleado en combinaciones de carga consideradas en diseño según NCh 433. Un valor mayor al 100% indica que las estructuras diseñadas según NCh 433 son de un nivel de seguridad mayor a las diseñadas mediante ASCE 7, situación predominante de acuerdo a resultados de arquetipos estudiados. En cambio, la consideración del factor 1,4 de la combinación de carga resulta en que el nivel de seguridad de las estructuras diseñadas según NCh 433 y su factor de modificación de respuesta *R* para las estructuras de acero estudiadas es equivalente al nivel de seguridad proporcionado por las disposiciones de ASCE7 y el factor de modificación de respuesta asociado a pórticos arriostrados concéntricos especiales.

Tabla 5.7-1. **Comparación resultados análisis no lineal arquetipos suelo D NCh 433 y ASCE 7.**

Parámetros/Pisos	Norma	4 pisos	6 pisos	8 pisos	10 pisos	15 pisos
$PSA_{corregido}$, S_{MT}, m/s^2	NCh 433	10.50	12.57	11.04	6.34	4.48
$PSA_{colapso}$, $\hat{S}_{CT}$, m/s^2		12.30	12.33	13.50	6.35	3.67
$ACMR_{NCh\ 433} = SSF_i x \hat{S}_{CT}/S_{MT}$		1.56	1.38	1.81	1.57	1.32
$PSA_{corregido}$, S_{MT}, m/s^2	ASCE7	15.88	10.91	9.17	7.08	4.72
$PSA_{colapso}$, $\hat{S}_{CT}$, m/s^2		10.99	9.65	7.10	5.03	2.72
$ACMR_{ASCE7} = SSF_i x \hat{S}_{CT}/S_{MT}$		0.92	1.25	1.15	1.09	0.93
$ACMR\ 1{,}0E_{NCh\ 433}/ACMR_{ASCE7}$	-	169%	111%	158%	144%	142%
$ACMR\ 1{,}4E_{NCh\ 433}/ACMR_{ASCE7}$	-	121%	79%	113%	103%	101%

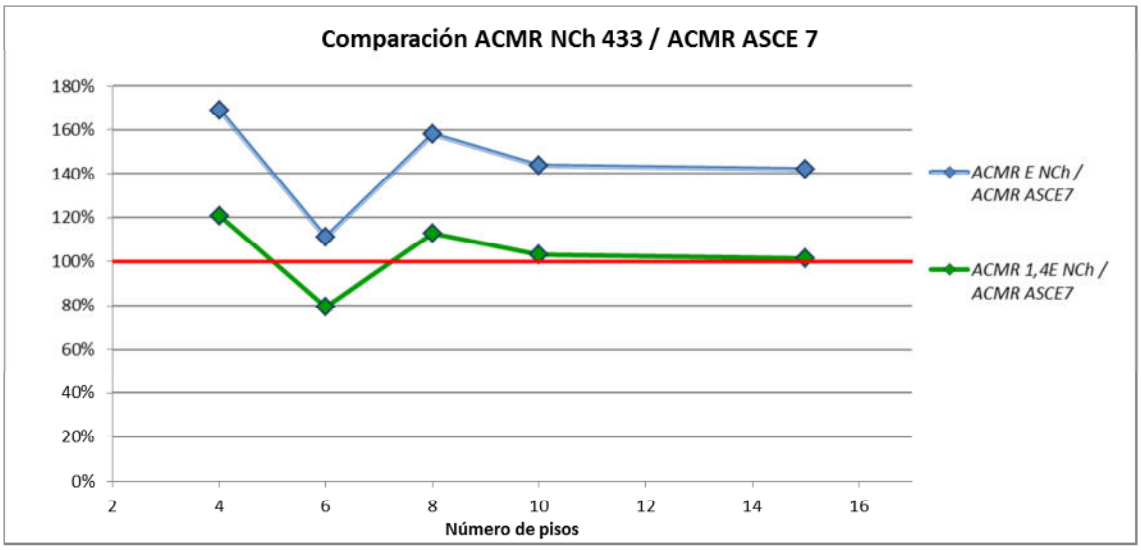


Fig. 5.7-1. Representación gráfica de valores de razón de CMR según NCh 433 y ASCE 7

Como valor de prueba para el factor de modificación de respuesta R_0 en esta tipología estructural, de acuerdo al algoritmo presentado en el anexo B, se propone R_0 = 9,6.

Este valor debe evaluarse de acuerdo a la metodología presentada, incorporando nuevos arquetipos que permitan extender el rango de evaluación a un número mayor de tipos estructurales, el que sea lo suficientemente representativo del campo de acción permitido para los pórticos arriostrados corrientes concéntricos, lo cual excede el alcance de este trabajo.

De todas formas, tanto el análisis realizado con la metodología implementada en este capítulo, como los obtenidos con el algoritmo del anexo B, indican que el uso del factor de modificación de respuesta R_0 = 8 resulta en pórticos arriostrados especiales concéntricos de acero sobredimensionados respecto de pórticos similares diseñados en EE.UU.

6. Comparación del desempeño de los factores de modificación de respuesta de código ASCE7 y norma NCh 433 en pórticos arriostrados corrientes.

6.1 Campo de comparación.

En este capítulo son comparados los efectos de las distintas prácticas empleadas en el diseño de pórticos arriostrados corrientes con sus arriostramientos dispuestos en X entre pisos consecutivos, en especial el uso de los factores de modificación de respuesta especificados para pórticos arriostrados corrientes. Los pórticos arriostrados corrientes son un tipo estructural de uso extendido en las estructuras metálicas construidas en Chile, razón por la cual ha sido escogido para estudiar su comportamiento y compararlo con el de un tipo estructural equivalente según los tipos estructurales descritos en ASCE 7.

De acuerdo a las disposiciones contenidas en NCh 433, los pórticos arriostrados corrientes tienen un factor de modificación de respuesta *R* menor al asignado a las estructuras de acero arriostradas especiales, esto por permitir soluciones constructivas con una ductilidad menor a las esperadas en pórticos arriostrados especiales. De la misma forma, ASCE 7 señala un factor R significativamente menor, así como limitaciones a la altura máxima para estructuras con este sistema sismorresistente en regiones de alto riesgo sísmico. Con tal de permitir la comparación entre ambas normativas estas limitaciones, introducidas en las últimas versiones de ASCE 7, no han sido consideradas en la presente evaluación.

La demanda sísmica asignada en la verificación de pórticos arriostrados corrientes es la correspondiente a la zona 2 en un suelo calidad B, de acuerdo a las definiciones de NCh 433, mientras que en para el diseño según ASCE 7 se ha considerado una demanda de magnitud similar. Ambas son demandas relativamente moderadas en comparación a las estudiadas en el capítulo 5 para zona 3 suelo D, si bien siguen siendo demandas asociadas a sismos severos (categoría E para ASCE 7). Estas demandas son consideradas compatibles con la menor ductilidad esperada para estructuras con un detallamiento corriente acorde a los requisitos estipulados para estos tipos estructurales.

La normativa considerada en la generación de los arquetipos tratados en esta sección son las empleadas en la sección 5 para el estudio de pórticos arriostrados especiales, entre ellas NCh 433 y NCh 1537 para el diseño de estructuras en Chile, así como ASCE 7 para diseñar estructuras en EEUU.

Los criterios de diseño sísmico no presentan alteración respecto a lo señalado en la sección 5, los cuales buscan generar estructuras que eviten el colapso ante sismos excepcionalmente severos, objetivos base para la definición de los estados límite de desempeño empleados en la evaluación estructural.

Por ser NCh 433 una norma de edificaciones para uso habitacional, se ha considerado el uso de una losa de hormigón armado con placa colaborante para cada uno de los niveles de los

arquetipos a evaluar con un espesor de 12 cm. Esto tiene consecuencias en la masa total del sistema a resistir por cada pórtico.

Los pórticos consideran el uso perfiles W de acero A572 Gr B, el cual cuenta con una amplia difusión entre los catálogos consultados (Sack, 2015; Copromet, 2012).

6.2 Pórticos de acero arriostrados concéntricos corrientes. Descripción sistema sismorresistente.

Los pórticos de acero arriostrados concéntricos corrientes mediante X entrepisos como sistema estructural se encuentran tratados en el documento AISC 341-10 *Seismic Provisions*, como pórticos en los cuales las riostras concéntricas se entrecruzan a la altura de las vigas, lejos del nudo viga-columna. Esto significa que las riostras que trabajan en tracción pueden transmitir la tensión inducida a un elemento en el nivel contiguo, con lo cual se evita el desarrollo de demandas de flexión sobre las vigas, a diferencia de los pórticos en V invertida. En figuras 6.2-1 se proporciona una vista de un pórtico arriostrado en X.

Cada vano entre columnas ha sido proyectado con una longitud de 5 m, mientras que la altura de entre piso es de 3 m, con la excepción del primer piso, el cual ha sido dotado de una altura de 3,5 m, práctica corriente por razones arquitectónicas. Estas dimensiones han sido empleadas en todos los arquetipos desarrollados en esta sección.

En la evaluación de este sistema estructural se han considerado cuatro edificios tipo, los cuales cuentan con 4, 6, 8 y 10 pisos de altura. Estos abarcan un rango de frecuencias de interés en el diseño.

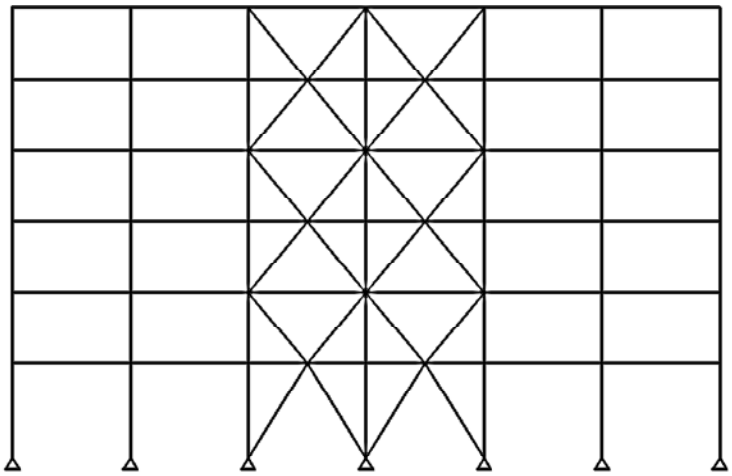


Figura 6.2-1. Pórtico arriostrado mediante X entrepisos empleado en evaluación

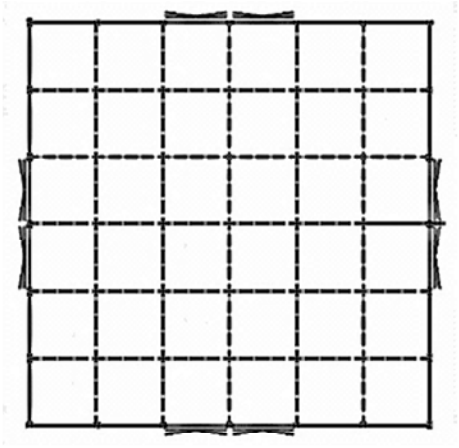


Figura 6.2-2. Vista en planta. Pórticos resistentes solo en el perímetro.

Para este sistema estructural la rigidez y resistencia ante cargas laterales es proporcionada principalmente por las riostras mediante cargas axiales, lo cual proporciona tanto una rigidez como resistencia elevadas mientras no pandee una de las riostras. A diferencia del pandeo en riostras en V, al pandear una de las riostras de cada X invertida, se tiene que la fuerza ejercida por la fuerza en tracción es balanceada por la riostra del piso adyacente. Otra característica de este sistema es que es susceptible de concentrar las demandas inelásticas en un único piso dada la configuración de las riostras.

Al igual que en la evaluación de pórticos arriostrados especiales evaluados en la sección 5, solo se consideraron pórticos arriostrados en el perímetro del edificio, mientras que su interior proporciona únicamente resistencia ante cargas gravitacionales, simplificando el análisis.

6.2.1 Diseño estructural en pórticos arriostrados corrientes. Requisitos.

a) Disposiciones normativas consideradas.

Los elementos estructurales pertenecientes a pórticos arriostrados corrientes deben satisfacer los requisitos especificados en AISC 360, así como los incluidos en la sección F1 *Ordinary Concentrically Braced Frame* de AISC 341-10 *Seismic Provisions,* Estos requisitos difieren para columnas, riostras y vigas, por lo cual son documentados en forma independiente.

A diferencia del diseño en pórticos arriostrados concéntricos especiales, no hay verificaciones adicionales a realizar en el diseño de los elementos más que las dadas por las fuerzas de análisis elásticas reducidas por el factor de modificación de respuesta. Excepción a ello es especificado en el diseño de conexiones de riostras diagonales donde se señala el uso de fuerzas sísmicas amplificadas, Ω_E (alternativamente se permite considerar la capacidad del elemento), mas su influencia en el comportamiento no ha sido abordada en el presente trabajo.

Las riostras y columnas de pórticos arriostrados especiales deben calificar como *miembros de ductilidad moderada* (F1.5a), de acuerdo a lo señalado en la sección D1.1 de AISC 341 *Seismic Provision,* lo que tiene como fin el de controlar la susceptibilidad al pandeo local de dichos elementos. Estas restricciones en las relaciones ancho-espesor son menos severas que las empleadas en el diseño de pórticos especiales, aceptándose cierta vulnerabilidad al pandeo ante

cargas cíclicas. Por último, para restricciones a la esbeltez solo aplican las señaladas en *AISC 360*, de acuerdo a acápite F1.5b.

b) Parámetros de diseño. NCh 433.

En capítulo 1 *Práctica actual del diseño sísmico en Chile*, son documentados los parámetros de diseño sísmico a considerar en el diseño de pórticos arriostrados corrientes, los cuales se limitan al factor de modificación de respuesta R (R_0) según tabla 5.1. Los parámetros a considerar en el diseño de los pórticos corrientes arriostrados descritos en esta sección son los siguientes:

Marcos concéntricos arriostrados corrientes (OCBF)

Aceleración efectiva máxima del suelo	A_0	0,3g
Factor de modificación de respuesta	R (R_0)	3 (5)
Parámetros dependientes del tipo de suelo		
	S	1,00
	T_0	0,30
	T'	0,35
	n	1,33
	p	1,5

El espectro de diseño definido por estos valores, reducido por un factor R* único en el total del rango de periodos, considerando una estructura de periodo T_n = 0,80 segundos, es representado en la figura 6.2.1-1, mediante la curva $S_a(R)$, así como la curva del espectro elástico sin reducir, S_{ae}. En esta se aprecia una notable baja en el valor de la coordenada espectral para estructuras con períodos mayores a 0,5 segundos, rango de valores afecto en este estudio, por ser este el rango de períodos en el cual se encuentran las estructuras evaluadas.

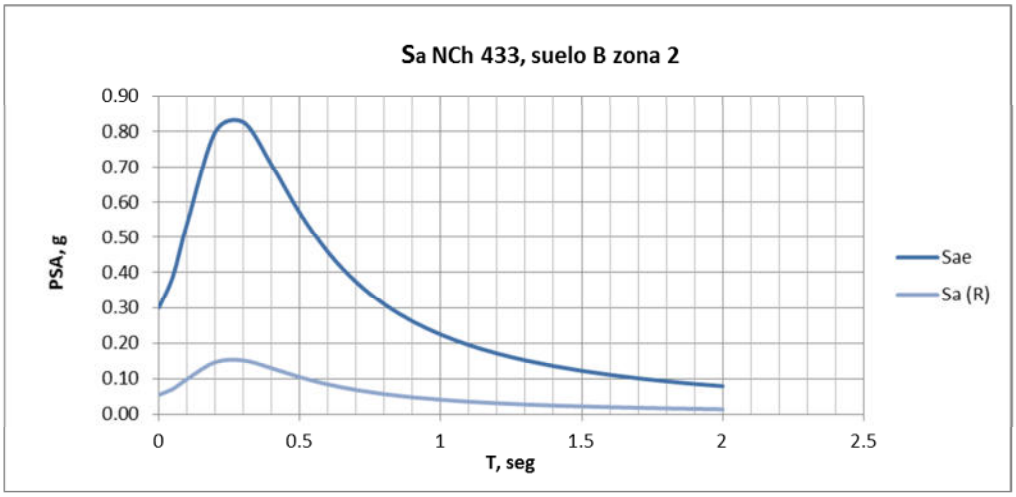


Fig. 6.2.1-1. Espectro de diseño suelo B zona 2 de NCh 433 y DS 61.

Los valores de corte mínimo y corte máximo corresponden a $IA_0\alpha/6$ y $IC_{max}A_0$ (ver capítulo 1). Mientras C_{max} está dado por el valor del factor R, de acuerdo a tabla 6.4. En ella se informa un valor para el coeficiente C_{max} igual a 0,6, de acuerdo al valor de R = 3 asignado en pórticos concéntricos corrientes.

c) Parámetros de diseño. ASCE 7.

Los parámetros de diseño sísmico a emplear en el diseño de pórticos arriostrados concéntricos corrientes son los estudiados en el capítulo 2, *Diseño sísmico en USA*. Estos son el factor de modificación de respuesta R, el factor de sobrerresistencia Ω_0, y el factor de amplificación de deformaciones C_d, los cuales definen el diseño sísmico de pórticos corrientes concéntricos en conjunto a los parámetros de demanda sísmica definidos en este capítulo para las estructuras a construir en la ciudad de Portland en suelo B consideran los siguientes valores:

Pórticos arriostrados concéntricos corrientes (OCBF)

Aceleración espectral para períodos bajos	S_s	0,98g
Aceleración espectral para un período de 1 seg.	S_1	0,42g
Factor de modificación de respuesta	R	3 ¼
Factor de sobrerresistencia	Ω_0	2
Factor de amplificación de deformaciones	C_d	3 ¼
Coeficiente de sitio en períodos cortos	F_a	1,0
Coeficiente de sitio para un período de 1 seg.	F_v	1,0

Los valores anteriores resultan en coordenadas espectrales S_{DS} = 0,66g y S_{D1} = 0,28g, las que resultan en el espectro de diseño en la figura 6.2.1-2. Estos valores han sido escogidos por generar un espectro de respuesta de magnitud similar al especificado en NCh 433 para un rango de períodos de interés, de acuerdo a lo señalado en acápite d) a continuación.

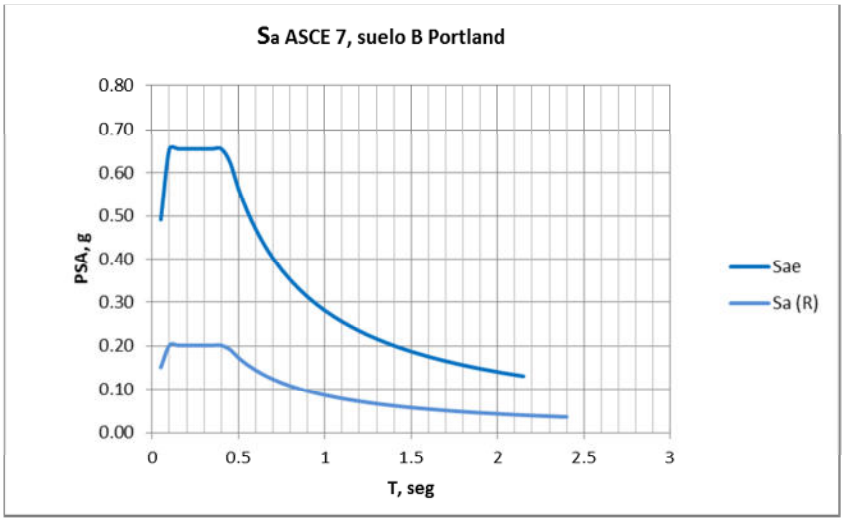


Fig. 6.2.1-2. Espectro de diseño suelo B ciudad de Portland según ASCE 7.

Adicionalmente se deben considerar los límites de corte mínimo señalados en el capítulo 2, sección 2.2.2.3.

d) Comparación entre espectros de diseño.

La comparación entre las coordenadas espectrales empleadas en el diseño de los arquetipos correspondientes a pórticos arriostrados corrientes de acuerdo a las disposiciones de NCh 433 para las estructuras diseñadas en Chile y lo señalado en ASCE 7 para las representadas en EEUU es representada en la figura 5.2.1-3 a continuación. Esta recopila la información descritas en las figuras 6.2.1-1 y 6.2.1-2.

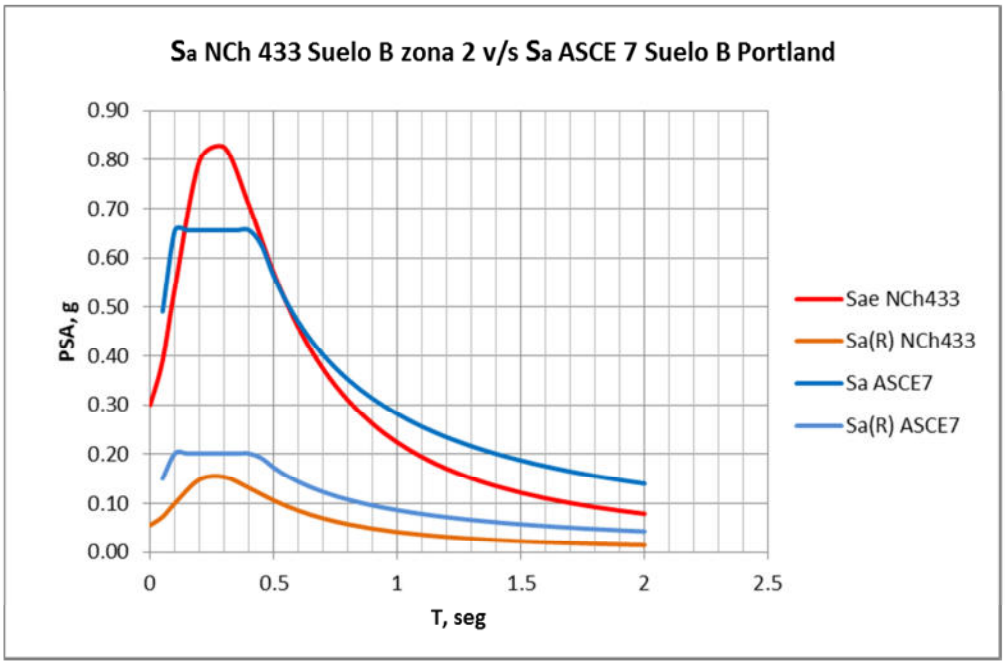


Fig. 6.2.1-3. Comparación de coordenadas espectrales en diseño de arquetipos.

Sin embargo es necesario señalar que las posibles diferencias entre los espectros a evaluar no afectan el procedimiento de evaluación, pues al tratarse de la comparación entre la razón de colapso determinada para una estructura de acuerdo a las disposiciones de NCh 433 y la razón de colapso determinada para una estructura diseñada según ASCE 7, resulta en una comparación la cual es independiente de un mayor o menor valor en la demanda de diseño.

6.3 Evaluación estructural en pórticos arriostrados concéntricos corrientes. Diseño de arquetipos.

El diseño de pórticos arriostrados concéntricos corrientes de acuerdo a los códigos NCh 433 y ASCE 07 resulta en los tipos estructurales descritos en esta sección. Los arquetipos aquí presentes pretenden optimizar tanto como sea posible el diseño de estos, satisfaciendo con la mínima cantidad de acero los requisitos tanto de resistencia como de rigidez establecidos en las normas de diseño, esto de acuerdo a la práctica normal de ingeniería y a lo señalado en FEMA P695. Las

estructuras dimensionadas en esta sección son posteriormente evaluadas respecto a su desempeño ante sismos severos mediante el análisis no lineal descrito en la metodología propuesta en el capítulo 4.

6.3.1 Edificio de 4 pisos.

El análisis sísmico para las estructuras diseñadas según NCh 433 y ASCE 7 arroja los resultados globales recopilados en la tabla 6.3.1-1 a continuación:

Tabla 6.3.1-1. Resultados diseño sísmico arquetipo de 4 pisos diseñado según NCh 433 y ASCE 7.

Parámetros/Pisos	4 pisos NCh 433	4 pisos ASCE 7
T_1, *seg*	0.51	0.50
P_{total}, *ton*	1064.7	1066
$Q_{cspectro}$, *ton*	106.4	158.4
Q_{min}, *ton*	53.2	30.7
$Q_{max\ Nch433}$, *ton*	191.6	-
$0{,}85Q_{met\ estático\ ASCE7}$, *ton*	-	167.8
$Q_{análisis}$, *ton*	106.4	167.8

A diferencia del diseño en zona sísmica 3 suelo D de 5.3.1, el diseño en zona sísmica 2 suelo B documentado en esta sección no logra acercarse al valor máximo del corte basal $C_{max}IPA_0/g$, teniendo un corte basal de aproximadamente la mitad de dicho valor, esto por el uso de un espectro con una demanda considerablemente menor, el cual es aun considerablemente mayor al valor mínimo de NCh 433. Asimismo, el valor para el arquetipo diseñado mediante ASCE 7 en Portland suelo B también presenta un valor significativamente menor al caso diseñado para Los Ángeles suelo D.

Los elementos constituyentes para un edificio de pórticos arriostrados corriente con riostras concéntricas entre pisos son los detallados en la figura 6.3.1-1 y en tablas 6.3.1-2 (de acuerdo a NCh 433) y 6.3.1-3 (según ASCE 7). Estas consideran la nomenclatura de la figura 6.3.2-1.

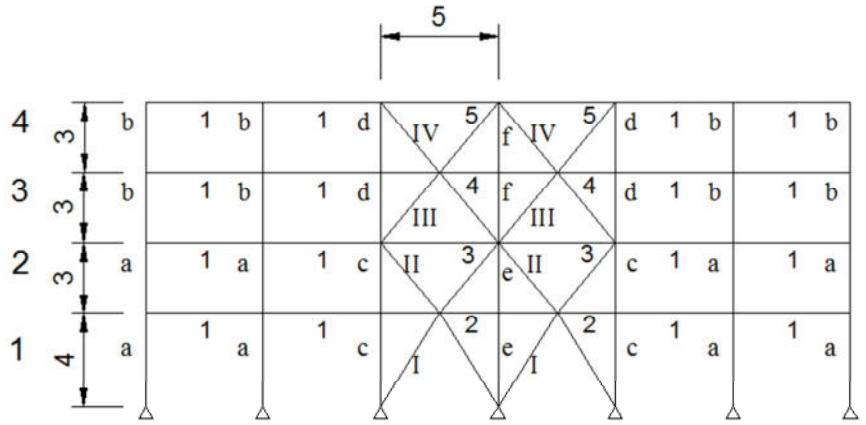


Fig. 6.3.1-1. Elevación pórtico arriostrado corriente de cuatro pisos.

***Tabla 6.3.1-2*. Cuadro de perfiles pórtico de cuatro pisos según NCh 433.**

Vigas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
1	W12x22	31.3	10.2	1.08	0.66	A572 Gr. B
2	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.78	A572 Gr. B
3	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.78	A572 Gr. B
4	W12x30	31.3	16.6	1.12	0.66	A572 Gr. B
5	W12x30	31.3	16.6	1.12	0.66	A572 Gr. B
Columnas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
a	W8x18	20.7	13.3	0.84	0.58	A572 Gr. B
b	W8x15	20.6	10.2	0.80	0.62	A572 Gr. B
c	W10x30	26.6	14.8	1.30	0.76	A572 Gr. B
d	W10x19	26.0	10.2	1.00	0.64	A572 Gr. B
e	W10x30	26.6	14.8	1.30	0.76	A572 Gr. B
f	W10x19	26.0	10.2	1.00	0.64	A572 Gr. B
Riostras	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
I	W6x25	16.2	15.4	1.16	0.81	A572 Gr. B
II	W6x25	16.2	15.4	1.16	0.81	A572 Gr. B
III	W5x16	12.7	12.7	0.91	0.61	A572 Gr. B
IV	W5x16	12.7	12.7	0.91	0.61	A572 Gr. B

Tabla 6.3.1-2 informa los perfiles de pórtico arriostrado concéntrico corriente de cuatro pisos diseñado para suelo B en zona 2 según NCh 433.

***Tabla 6.3.1-2*. Cuadro de pórtico ade cuatro pisos diseño según ASCE 7.**

Vigas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
1	W12x22	31.3	10.2	1.08	0.66	A572 Gr. B
2	W18x60	46.3	19.2	1.77	1.05	A572 Gr. B
3	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.775	A572 Gr. B
4	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.775	A572 Gr. B
5	W12x35	31.8	16.7	1.32	0.762	A572 Gr. B
Columnas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
a	W8x18	20.7	13.3	0.84	0.584	A572 Gr. B
b	W8x15	20.6	10.2	0.8	0.622	A572 Gr. B
c	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.724	A572 Gr. B
d	W8x18	20.7	13.3	0.84	0.584	A572 Gr. B
e	W8x24	20.1	16.5	1.02	0.622	A572 Gr. B
f	W8x18	20.7	13.3	0.84	0.584	A572 Gr. B
Riostras	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
I	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.724	A572 Gr. B
II	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.724	A572 Gr. B
III	W5x16	12.7	12.7	0.91	0.61	A572 Gr. B
IV	W5x16	12.7	12.7	0.91	0.61	A572 Gr. B

La tabla 6.3.1-2 informa los perfiles de pórtico arriostrado corriente concéntrico de cuatro pisos diseñado para un suelo B en la zona de Portland de acuerdo a ASCE 7.

6.3.2 Edificio de 6 pisos.

Los resultados del análisis sísmico son los detallados en la tabla 6.3.2-1 siguiente:

Tabla 6.3.2-1. **Resultados diseño sísmico arquetipo de 6 pisos según NCh 433 y ASCE 7.**

Parámetros/Pisos	**6 pisos NCh 433**	**6 pisos ASCE 7**
T_1, *seg*	0.81	0.77
P_{total}, *ton*	1600	1601
$Q_{espectro}$, *ton*	87.3	152.5
Q_{min}, *ton*	80.0	46.2
$Q_{max\ Nch433}$, *ton*	288.0	-
$0{,}85Q_{mct\ estático\ ASCE7}$, *ton*	-	189.4
$Q_{análisis}$, *ton*	87.3	189.4

El diseño mediante NCh 433 supera levemente el corte mínimo especificado $ISA_0P/6g$, siendo aun controlado por el espectro empleado en suelo B zona 2. En cambio, el valor del corte basal de diseño de ASCE 7 debe ser modificado de acuerdo a la disposición de 12.9.4.1, en la cual el corte basal debe ser comparado con el valor de diseño obtenido mediante el procedimiento para fuerza lateral equivalente (metodo estático), el cual no debe ser menor a $0{,}85V/V_t$ de este último, lo cual genera una diferencia marcada entre el corte basal determinado mediante NCh 433 y el calculado con las disposiciones de ASCE 7, más alla de las diferencia resultantes del factor *R* empleado en el diseño de ambos arquetipos.

Los elementos sismorresistentes considerados en cada pórtico de fachada son los descritos en la figura 6.3.2-1 y tablas 6.3.2-2 (NCh 433) y 6.3.2-3 (ASCE 7), con nomenclatura según figura.

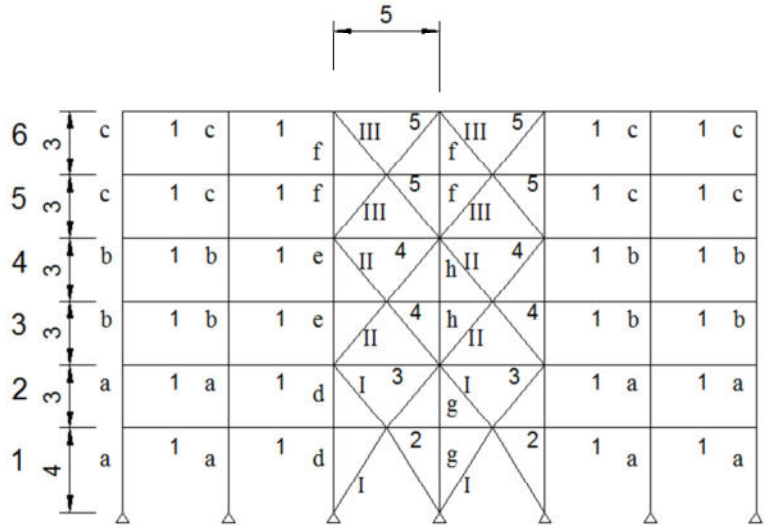


Fig. 6.3.2-1. Elevación pórtico corriente de seis pisos.

Tabla 6.3.2-2. **Cuadro de perfiles pórtico de seis pisos según NCh 433.**

Vigas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
1	W12x22	31.3	10.2	1.08	0.66	A572 Gr. B
2	W18x60	46.3	19.2	1.77	1.05	A572 Gr. B
3	W16x50	41.3	18.0	1.60	0.97	A572 Gr. B
4	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.78	A572 Gr. B
5	*W12x30*	*31.3*	*16.6*	*1.12*	*0.66*	A572 Gr. B
Columnas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
a	W8x21	21.0	13.4	1.02	0.64	A572 Gr. B
b	W8x18	20.7	13.3	0.84	0.58	A572 Gr. B
c	W8x15	20.6	10.2	0.80	0.62	A572 Gr. B
d	W10x33	24.7	20.2	1.10	0.74	A572 Gr. B
e	W10x22	25.8	14.6	0.91	0.61	A572 Gr. B
f	W10x22	25.8	14.6	0.91	0.61	A572 Gr. B
g	W10x30	26.6	14.8	1.30	0.76	A572 Gr. B
h	W10x22	25.8	14.6	0.91	0.61	A572 Gr. B
Riostras	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
I	W6x25	16.2	15.4	1.16	0.813	A572 Gr. B
II	W6x25	16.2	15.4	1.16	0.813	A572 Gr. B
III	W5x16	12.7	12.7	0.91	0.61	A572 Gr. B
IV	W6x16	16.0	10.2	1.03	0.66	A572 Gr. B

Tabla 6.3.2-2 detalla los perfiles de pórtico arriostrado concéntrico corriente de seis pisos diseñado para suelo B en zona sísmica 2 de acuerdo a NCh 433.

Tabla 6.3.2-3. **Cuadro de perfiles pórtico de seis pisos según ASCE 7.**

Vigas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
1	W12x22	31.3	10.2	1.08	0.66	A572 Gr. B
2	W18x60	46.3	19.2	1.77	1.05	A572 Gr. B
3	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.78	A572 Gr. B
4	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.78	A572 Gr. B
5	W12x35	31.8	16.7	1.32	0.76	A572 Gr. B
Columnas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
a	W8x24	20.1	16.5	1.02	0.622	A572 Gr. B
b	W8x18	20.7	13.3	0.84	0.58	A572 Gr. B
c	W8x15	20.6	10.2	0.80	0.62	A572 Gr. B
d	W10x45	25.7	20.4	1.57	0.89	A572 Gr. B
e	W10x26	26.2	14.7	1.12	0.66	A572 Gr. B
f, h	W10x22	25.8	14.6	0.91	0.61	A572 Gr. B
g	W10x45	25.7	20.4	1.57	0.89	A572 Gr. B

Riostras	Sección	H cm	B cm	t_f cm	t_w cm	Acero
I	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
II	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
III	W8x21	21.0	13.4	1.02	0.64	A572 Gr. B
IV	W5x16	12.7	12.7	0.91	0.61	A572 Gr. B

La tabla 6.3.2-3 informa los perfiles de pórtico arriostrado de seis pisos diseñado para suelo B en Portland para ASCE 7.

6.3.3 Edificio de 8 pisos.

Los resultados del análisis sísmico son los incorporados en la tabla 6.3.3-1 próxima:

Tabla 6.3.3-1. **Resultados diseño sísmico arquetipo de 8 pisos para NCh 433 y ASCE 7.**

Parámetros/Pisos	8 pisos NCh 433	8 pisos ASCE 7
T_1, *seg*	1.08	1.07
P_{total}, *ton*	2159	2153
$Q_{espectro}$, *ton*	85.5	159.2
Q_{min}, *ton*	108.0	62.09
$Q_{max\ Nch433}$, *ton*	259.1	-
$0{,}85Q_{met\ estático\ ASCE7}$, *ton*	-	207.4
$Q_{análisis}$, *ton*	108.0	207.4

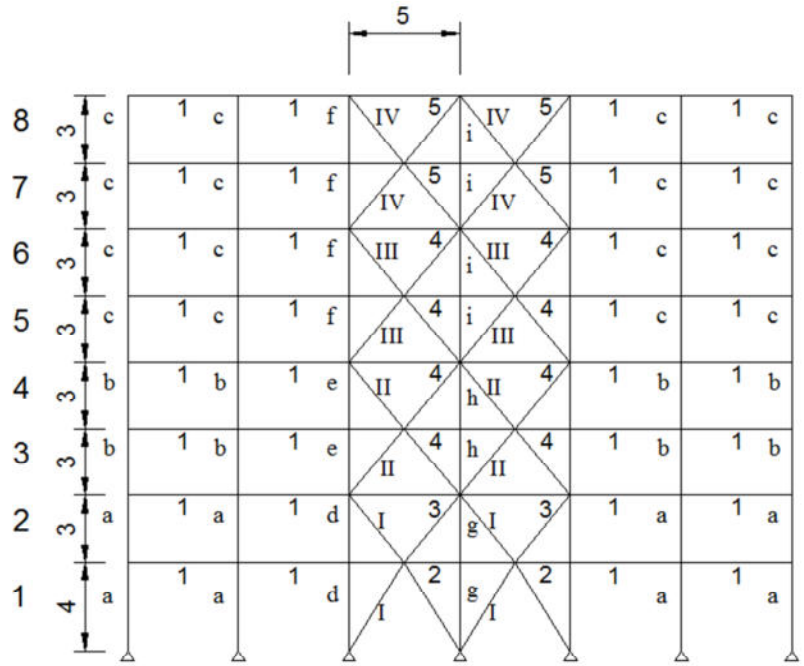


Fig. 6.3.3-1. Vista pórtico arriostrado de ocho pisos. Nomenclatura para tablas 6.3.3-2 y 6.3.3-3.

El diseño mediante las disposiciones señaladas en capítulos 1 y 2 permite dimensionar las estructuras descritas mediante la figura 6.3.3-1 y tablas 6.3.3-2 (NCh 433) y 6.3.3-3 (ASCE 7). Estas resultan en un edificio para NCh 433 con un corte basal el cual debe ser amplificado para alcanzar el valor mínimo $ISA_0P/6g$,mientras que en el diseño según ASCE 7 controlan las disposiciones de 12.9.4.1, las cuales mandan corregir el efecto del sísmo al valor de $0{,}85V/V_t$.

Tabla 6.3.3-2. **Cuadro de perfiles pórtico de ocho pisos de acuerdo a NCh 433.**

Vigas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
1	W12x22	31.3	10.2	1.08	0.66	A572 Gr. B
2	W18x76	46.3	28.0	1.73	1.08	A572 Gr. B
3	W18x60	46.3	19.2	1.77	1.05	A572 Gr. B
4	W18x50	45.7	19.0	1.45	0.90	A572 Gr. B
5	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.78	A572 Gr. B
Columnas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
a	W10x30	26.6	14.8	1.30	0.76	A572 Gr. B
b	W10x30	26.6	14.8	1.30	0.76	A572 Gr. B
c	W10x26	26.2	14.7	1.12	0.66	A572 Gr. B
d	W14x48	35.0	20.4	1.51	0.86	A572 Gr. B
e	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
f	W14x30	35.2	17.1	0.98	0.69	A572 Gr. B
g	W14x38	35.8	17.2	1.31	0.79	A572 Gr. B
h	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
i	W14x30	35.2	17.1	0.98	0.69	A572 Gr. B
Riostras	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
I	W8x28	20.5	16.6	1.18	0.72	A572 Gr. B
II	W5x19	13.1	12.8	1.09	0.69	A572 Gr. B
III	W5x16	12.7	12.7	0.91	0.61	A572 Gr. B
IV	W6x16	16.0	10.2	1.03	0.66	A572 Gr. B

La tabla 6.3.3-2 proporciona los perfiles del pórtico arriostrado concéntrico entre pisos corriente, de ocho pisos, diseñado para suelo B en zona 2 según NCh 433.

***Tabla 6.3.3-3*. Cuadro de perfiles pórtico de ocho pisos según ASCE 7.**

Vigas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
1	W12x22	31.3	10.2	1.08	0.66	A572 Gr. B
2	W18x76	46.3	28.0	1.73	1.08	A572 Gr. B
3	W18x55	46.0	19.0	1.60	0.99	A572 Gr. B
4	W18x50	45.7	19.0	1.45	0.90	A572 Gr. B
5	W16x40	40.7	17.8	1.28	0.78	A572 Gr. B
Columnas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
a	W10x30	26.6	14.8	1.30	0.76	A572 Gr. B
b	W10x30	26.6	14.8	1.30	0.76	A572 Gr. B
c	W10x26	26.2	14.7	1.12	0.66	A572 Gr. B
d	W14x61	35.3	25.4	1.64	0.95	A572 Gr. B
e	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
f	W14x30	35.2	17.1	0.98	0.69	A572 Gr. B
g	W14x38	35.8	17.2	1.31	0.79	A572 Gr. B
h	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
i	W14x30	35.2	17.1	0.98	0.69	A572 Gr. B
Riostras	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
I	W8x31	20.3	20.3	1.10	0.72	A572 Gr. B
II	W6x20	15.7	15.3	0.93	0.66	A572 Gr. B
III	W5x19	13.1	12.8	1.09	0.69	A572 Gr. B
IV	W6x16	16.0	10.2	1.03	0.66	A572 Gr. B

La Tabla 6.3.3-3 informa los perfiles de pórtico arriostrado de ocho pisos diseñado para suelo B y la demanda sísmica de la ciudad de Portland según ASCE 7.

6.3.4 Edificio de 10 pisos.

Del análisis global se tienen los resultados globales recopilados en la tabla 6.3.4-1.

***Tabla 6.3.4-1*. Resultados diseño sísmico arquetipo de 10 pisos según NCh 433 y ASCE 7.**

Parámetros/Pisos	**10 pisos NCh 433**	**10 pisos ASCE 7**
T_1, *seg*	1.38	1.34
P_{total}, *ton*	2653.4	2712
$Q_{espectro}$, *ton*	82.3	167.0
Q_{min}, *ton*	132.7	78.2
$Q_{max\ Nch433}$, *ton*	477.6	-
$0{,}85Q_{met\ estático\ ASCE7}$, *ton*	-	222.3
$Q_{análisis}$, *ton*	132.7	222.3

El diseño de este arquetipo mediante NCh 433 debe ser amplificado en forma significativa para poder alcanzar el valor mínimo especificado en NCh 433, mientras que el valor del corte basal

según ASCE 7 es corregido según 12.9.4.1 ($0{,}85V/V_t$), no alcanzando el valor mínimo descrito en dicha norma. Los perfiles dimensionados en base a los modelos de análisis lineal elástico son los descritos en las tablas 6.3.4-2 y 6.3.4-3, cuya nomenclatura es la representada en la figura 6.3.4-1 a continuación.

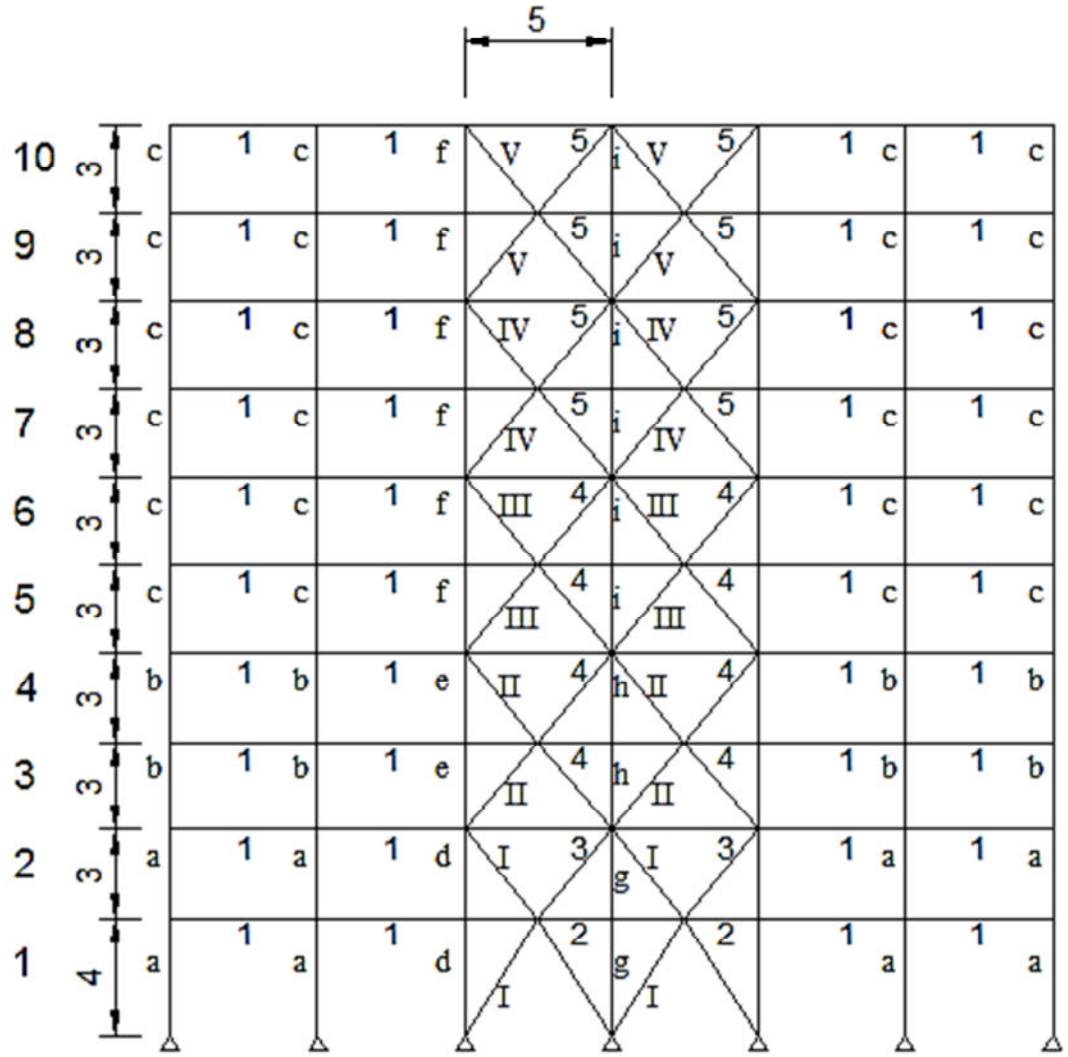


Fig. 6.3.4-1. Elevación pórtico arriostrado corriente de diez pisos.

***Tabla 6.3.4-2*. Cuadro de perfiles pórtico de diez pisos de acuerdo a NCh 433.**

Vigas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
1	W12x22	31.3	10.2	1.08	0.66	A572 Gr. B
2	W21x122	55.1	31.5	2.44	1.52	A572 Gr. B
3	W21x73	53.9	21.1	1.88	1.16	A572 Gr. B
4	W21x73	53.9	21.1	1.88	1.16	A572 Gr. B
5	W21x68	53.7	21.0	1.74	1.09	A572 Gr. B
6	W21x55	52.8	20.9	1.33	0.95	A572 Gr. B
Columnas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
a	W10x30	26.6	14.8	1.30	0.76	A572 Gr. B
b	W10x30	26.6	14.8	1.30	0.76	A572 Gr. B
c	W10x26	26.2	14.7	1.12	0.66	A572 Gr. B
d	W14x53	35.4	20.5	1.68	0.94	A572 Gr. B
e	W14x38	35.8	17.2	1.31	0.79	A572 Gr. B
f	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
g	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
h	W14x30	35.2	17.1	0.98	0.69	A572 Gr. B
i	W14x43	34.7	20.3	1.35	0.78	A572 Gr. B
j	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
k	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
l	W14x30	35.2	17.1	0.98	0.69	A572 Gr. B
m	W14x30	35.2	17.1	0.98	0.69	A572 Gr. B
Riostras	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
I	W8x31	20.3	20.3	1.10	0.72	A572 Gr. B
II	W6x20	15.7	15.3	0.93	0.66	A572 Gr. B
III	W5x19	13.1	12.8	1.09	0.69	A572 Gr. B
IV	W8x18	20.7	13.3	0.84	0.58	A572 Gr. B
V	W6x16	16.0	10.2	1.03	0.66	A572 Gr. B

La Tabla 6.3.4-2 detalla los perfiles parte del pórtico arriostrado corriente con riostras concéntricas de diez pisos diseñado para suelo B en zona 2 de acuerdo a NCh 433.

***Tabla 6.3.4-3*. Cuadro de perfiles pórtico de diez pisos según ASCE 7.**

Vigas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
1	W12x22	31.3	10.2	1.08	0.66	A572 Gr. B
2	W21x83	54.4	21.2	2.12	1.31	A572 Gr. B
3	W21x73	53.9	21.1	1.88	1.16	A572 Gr. B
4	W21x68	53.7	21.0	1.74	1.09	A572 Gr. B
5	W21x62	53.3	20.9	1.56	1.02	A572 Gr. B
6	W21x62	53.3	20.9	1.56	1.02	A572 Gr. B
Columnas	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
a	W10x33	24.7	20.2	1.10	0.74	A572 Gr. B
b	W10x30	26.6	14.8	1.30	0.76	A572 Gr. B
c	W10x26	26.2	14.7	1.12	0.66	A572 Gr. B
d	W14x61	35.3	25.4	1.64	0.95	A572 Gr. B
e	W14x43	34.7	20.3	1.35	0.78	A572 Gr. B
f	W14x38	35.8	17.2	1.31	0.79	A572 Gr. B
g	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
h	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
i	W14x38	35.8	17.2	1.31	0.79	A572 Gr. B
j	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
k	W14x34	35.5	17.1	1.16	0.72	A572 Gr. B
l	W14x30	35.2	17.1	0.98	0.69	A572 Gr. B
m	W14x30	35.2	17.1	0.98	0.69	A572 Gr. B
Riostras	**Sección**	**H cm**	**B cm**	**t_f cm**	**t_w cm**	**Acero**
I	W8x31	20.3	20.3	1.10	0.72	A572 Gr. B
II	W6x20	*15.7*	*15.3*	*0.93*	*0.66*	A572 Gr. B
III	W8x21	21.0	13.4	1.02	0.64	A572 Gr. B
IV	W5x19	13.1	12.8	1.09	0.69	A572 Gr. B
V	W6x16	16.0	10.2	1.03	0.66	A572 Gr. B

La Tabla 6.3.4-3 detalla los perfiles del pórtico arriostrado de diez pisos diseñado para suelo B en Portland según ASCE 7.

6.4 Evaluación no lineal en pórticos arriostrados corrientes. Determinación del punto de colapso.

La evaluación del punto de colapso se realiza de acuerdo a los antecedentes señalados en el capítulo 4, entre ellos los estados límites descritos en ASCE 41-13.

La determinación de la razón del margen de colapso depende del valor de la coordenada espectral de colapso, $\hat{S}_{CT}$, la cual corresponde a la coordenada espectral escalada del grupo de registros para la cual el 50% de ellos genera una condición de colapso en el arquetipo en estudio. En esta sección se documentan las distintas iteraciones realizadas con tal de identificar dicho valor en los arquetipos evaluados, identificadas mediante la coordenada espectral según la siguiente denominación:

PSA = Pseudo aceleración promedio del grupo de registros escalados en el periodo fundamental del arquetipo en evaluación con un 5% de amortiguamiento, m/s^2.

6.4.1 Edificio de 4 pisos.

En la presente sección es evaluada la capacidad de los arquetipos representantes de los pórticos de acero arriostrados concéntricos corrientes de cuatro pisos diseñados según los códigos NCh 433 y ASCE 7.

a) Pórtico arriostrado corriente NCh 433.

El análisis no lineal de las estructuras diseñadas según NCh 433 arroja los siguientes resultados:

Tabla 6.4.1-a-1. PSA promedio registros = 5,6 m/s^2

PSA m/s2 promedio registros	5.6	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	-0.097	-0.020	0.013	Piso 1
Concepción T	Colapso	-0.100	-0.014	0.015	Piso 1
Maipú E-W	No colapso	-0.036	-0.008	0.007	Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.027	-0.005	0.006	Piso 1
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.028	-0.012	0.008	Piso 1
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.021	-0.007	0.005	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.026	-0.004	0.005	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.032	-0.005	0.005	Piso 1
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.033	-0.009	0.005	Piso 1
Viña del Mar 200°	Colapso	-0.037	-0.014	0.007	Piso 1

Primera iteración ajustada al valor de la coordenada espectral de diseño. Para esta condición se tienen tres registros los cuales llevan a la estructura a una condición de colapso.

Tabla 6.4.1-a-2. PSA promedio registros = 7,0 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	7.0	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA =5,6 m/s^2			Piso 1
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA =5,6 m/s^2			Piso 1
Maipú E-W	Colapso	-0.045	-0.008	0.008	Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.033	-0.013	0.023	Piso 1
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.019	-0.003	0.004	Piso 1
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.026	-0.008	0.006	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.031	-0.005	0.006	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.033	-0.004	0.006	Piso 1
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.028	-0.002	0.006	Piso 1
Viña del Mar 200°	Colapso	Colapso para PSA =5,6 m/s^2			Piso 1

Tabla 6.4.1-a-3. PSA promedio registros = 7,5 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	7.5	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA =5,6 m/s^2			Piso 1
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA =5,6 m/s^2			Piso 1
Maipú E-W	Colapso	Colapso para PSA =7,0 m/s^2			Piso 1
Maipú N-S	Colapso	-0.049	0.000	0.000	Piso 1
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.029	0.000	0.000	Piso 1
Viña del Mar N-W	Colapso	-0.036	0.000	0.000	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.034	0.000	0.000	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.033	0.000	0.000	Piso 1
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.032	0.000	0.000	Piso 1
Viña del Mar 200°	Colapso	Colapso para PSA =5,6 m/s^2			Piso 1

Colapso en seis de los registros en estudio, lo cual supera el número de registros para los cuales se ha definido el punto de colapso en el arquetipo en evaluación.

Tabla 6.4.1-a-4. PSA promedio registros = 7,25 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	4.32	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Maipú N-S	No colapso	-0.034	-0.0093	0.0061	Piso 1
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.026	-0.010	0.0051	Piso 3

Si bien el punto evaluado no genera la condición de colapso en la mitad de los registros, la diferencia con el punto PSA = 7,5 m/s^2 que supera dicha condición es menor al 5%, por lo cual se acepta el punto PSA = 7,25 m/s^2, al ser este el último punto conocido el cual satisface las condiciones de la metodología, es considerado el punto de colapso del arquetipo según el procedimiento definido en la metodología.

b) Pórtico arriostrado corriente ASCE 7.

El análisis no lineal para el arquetipo característico del tipo estructural a evaluar diseñado según ASCE 7 arroja los siguientes resultados globales:

Tabla 6.4.1-b-1. PSA promedio registros = 7,6 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	7.6	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	-0.081	-0.011	0.015	Piso 1
Northridge 279	Colapso	-0.062	-0.007	0.055	Piso 1
Loma Prieta 3000	Colapso	-0.053	-0.030	0.031	Piso 1
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.031	-0.003	0.008	Piso 1
Imperial Valley 140	No colapso	-0.023	-0.006	0.007	Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.021	-0.003	0.005	Piso 1
El Centro s00e	No colapso	-0.024	-0.004	0.004	Piso 1
El Centro s00w	No colapso	-0.031	-0.010	0.007	Piso 1
Petrolia 0g	Colapso	-0.086	-0.042	0.029	Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	-0.086	-0.055	0.016	Piso 1

Primera iteración para la evaluación de estructura en estudio. Se consigue el colapso en cinco de los registros, con lo cual se tiene el punto de colapso. Para confirmar la idoneidad del valor obtenido se evalúa para una demanda menor, equivalente al 90% de la ya evaluada.

Tabla 6.4.1-b-2. PSA promedio registros = 6,84 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	6,84	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	-0.066	-0.006	0.023	Piso 3
Northridge 279	Colapso	-0.061	-0.010	0.009	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.028	-0.012	0.005	Piso 1
Petrolia 0g	Colapso	-0.055	-0.020	0.016	Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	-0.103	-0.059	0.027	Piso 1

Para el grupo evaluado se tienen cuatro registros los cuales generan una condición de colapso en el arquetipo, considerándose correcto el punto de colapso obtenido en la iteración anterior.

6.4.2 Edificio de 6 pisos.

En esta sección se evalúan los arquetipos de seis pisos diseñados mediante NCh 433 y ASCE 7.

a) Pórtico arriostrado corriente NCh 433.

En las distintas iteraciones realizadas, el análisis no lineal para las estructuras diseñadas según NCh 433 de seis pisos se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 6.4.2-a-1. PSA promedio registros = 4,0 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	4.0	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	-0.076	-0.0100	0.013	Piso 1
Concepción T	Colapso	-0.061	-0.004	0.011	Piso 1
Maipú E-W	Colapso	-0.050	-0.004	0.010	Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.018	-0.004	0.007	Piso 1
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.015	-0.003	0.008	Piso 1
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.014	-0.004	0.007	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.025	-0.003	0.014	Piso 4
Llolleo 100°	No colapso	-0.027	-0.003	0.005	Piso 1
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.029	-0.006	0.006	Piso 1
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.019	-0.004	0.008	Piso 1

Tabla 6.4.2-a-2. PSA promedio registros = 5,0 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	5.0	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA =4,0 m/s^2			Piso 1
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA =4,0 m/s^2			Piso 1
Maipú E-W	Colapso	Colapso para PSA =4,0 m/s^2			Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.024	0.000	0.000	Piso 1
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.026	0.000	0.000	Piso 3
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.023	0.000	0.000	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.035	0.000	0.000	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.025	0.000	0.000	Piso 1
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.024	0.000	0.000	Piso 1
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.026	0.000	0.000	Piso 1

Tabla 6.4.2-a-3. PSA promedio registros = 5,6 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	5.6	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA =4,0 m/s^2			Piso 1
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA =4,0 m/s^2			Piso 1
Maipú E-W	Colapso	Colapso para PSA =4,0 m/s^2			Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.029	-0.004	0.010	Piso 1
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.027	-0.007	0.009	Piso 1
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.026	0.000	0.000	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	-0.048	-0.003	0.025	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	-0.042	-0.003	0.008	Piso 1
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.022	-0.004	0.026	Piso 1
Viña del Mar 200°	Colapso	-0.037	-0.011	0.013	Piso 3

Al determinarse el colapso en 6 de los registros estudiados, se considera una nueva iteración con una demanda menor.

Tabla 6.4.2-a-4. PSA promedio registros = 5,3 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	6,84	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Llolleo 100°	No colapso	-0.025	-0.003	0.007	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	-0.037	-0.003	0.010	Piso 1
Viña del Mar 200°	Colapso	-0.034	-0.008	0.016	Piso 3

En este caso se incorporan como cuasantes del colapso del arquetipo en estudio dos registros a los tres determinados para PSA=5,0 m/s^2, con lo cual se considera determinado el punto de colapso en PSA = 5,3 m/s^2.

b) Pórtico arriostrado corriente ASCE 7.

En las distintas iteraciones realizadas, el análisis no lineal para las estructuras diseñadas según ASCE 7 arroja los siguientes resultados globales:

Tabla 6.4.2-b-1. PSA promedio registros = 5,0 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	5.0	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	-0.077	-0.0135	0.013	Piso 1
Northridge 279	Colapso	-0.066	-0.009	0.039	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.029	-0.010	0.009	Piso 3
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.018	-0.004	0.004	Piso 1
Imperial Valley 140	No colapso	-0.024	-0.004	0.005	Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.015	-0.004	0.004	Piso 1
El Centro s00e	No colapso	-0.028	-0.008	0.009	Piso 3
El Centro s00w	No colapso	-0.028	-0.004	0.005	Piso 1
Petrolia 0g	Colapso	-0.066	-0.034	0.014	Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	-0.056	-0.038	0.020	Piso 1

Primera iteración, para la cual los registros escalados ocasionan el colapso de cuatro de los registros en estudio.

Tabla 6.4.2-b-2. PSA promedio registros = 5,7 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	5.7	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	Colapso para PSA =5,0 m/s^2			Piso 1
Northridge 279	Colapso	Colapso para PSA =5,0 m/s^2			Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.020	-0.009	0.000	Piso 1
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.028	-0.004	0.000	Piso 1
Imperial Valley 140	No colapso	-0.031	-0.003	0.000	Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.018	-0.003	0.000	Piso 1
El Centro s00e	Colapso	-0.052	-0.005	0.000	Piso 3
El Centro s00w	No colapso	-0.024	-0.004	0.000	Piso 1
Petrolia 0g	Colapso	Colapso para PSA =5,0 m/s^2			Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	Colapso para PSA =5,0 m/s^2			Piso 1

Para los registros escalados cuyo promedio tiene como valor 5,7 m/s^2 se alcanza de acuerdo a los resultados del análisis no lineal el colapso en 5 de los registros estudiados, determinándose el punto de colapso del arquetipo en evaluación.

6.4.3 Edificio de 8 pisos.

a) Pórtico arriostrado corriente NCh 433.

En las distintas iteraciones realizadas, el análisis no lineal para las estructuras diseñadas según NCh 433 y ASCE 7 de ocho pisos arroja los siguientes resultados:

Tabla 6.4.3-a-1. PSA promedio registros = 2,7 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	2.7	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	-0.060	-0.004	0.021	Piso 3
Concepción T	Colapso	-0.059	-0.014	0.013	Piso 1
Maipú E-W	No colapso	-0.030	-0.007	0.008	Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.010	-0.004	0.006	Piso 3
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.017	-0.004	0.009	Piso 3
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.021	-0.005	0.011	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.017	-0.008	0.007	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.026	-0.004	0.011	Piso 3
Viña del Mar 290°	Colapso	-0.052	-0.007	0.010	Piso 1
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.021	-0.011	0.039	Piso 3

Primera iteración la cual amplifica el grupo de registros a la coordenada espectral asociada al corte mínimo, para la cual se alcanza el colapso en 3 de los registros en estudio.

Tabla 6.4.3-a-2. PSA promedio registros = 3,7 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	3.7	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA =2,7 m/s^2			Piso 3
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA =2,7 m/s^2			Piso 1
Maipú E-W	No colapso	-0.019	-0.007	0.010	Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.024	-0.004	0.010	Piso 2
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.017	-0.008	0.008	Piso 1
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.037	-0.004	0.012	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.032	-0.003	0.006	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	-0.035	-0.004	0.013	Piso 3
Viña del Mar 290°	Colapso	Colapso para PSA =2,7 m/s^2			Piso 1
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.026	-0.018	0.013	Piso 2

Colapso en cuatro de los registros en estudio.

Tabla 6.4.3-a-3. PSA promedio registros = 4,8 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	4.8	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA =2,7 m/s^2			Piso 3
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA =2,7 m/s^2			Piso 1
Maipú E-W	Colapso	-0.065	-0.004	0.012	Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.040	-0.004	0.009	Piso 1
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.026	-0.004	0.012	Piso 3
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.020	-0.005	0.009	Piso 3
Llolleo 100°	Colapso	-0.047	-0.011	0.012	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	Colapso para PSA = 3,7 m/s^2			Piso 3
Viña del Mar 290°	Colapso	Colapso para PSA =2,7 m/s^2			Piso 1
Viña del Mar 200°	Colapso	-0.038	-0.011	0.018	Piso 3

Se supera el número de registros que provocan el estado de colapso en el arquetipo analizado, llegando a un total de 7.

Tabla 6.4.3-a-4. PSA promedio registros = 4,52 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	4.52	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para PSA =2,7 m/s^2			Piso 3
Concepción T	Colapso	Colapso para PSA =2,7 m/s^2			Piso 1
Maipú E-W	Colapso	-0.061	-0.004	0.012	Piso 1
Maipú N-S	No colapso	Ok para 4,8 m/s^2			Piso 1
Viña del Mar E-W	No colapso	Ok para 4,8 m/s^2			Piso 3
Viña del Mar N-W	No colapso	Ok para 4,8 m/s^2			Piso 3
Llolleo 100°	No colapso	-0.036	-0.003	0.009	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	Colapso para PSA = 3,7 m/s^2			Piso 3
Viña del Mar 290°	Colapso	Colapso para PSA =2,7 m/s^2			Piso 1
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.030	-0.010	0.018	Piso 3

Se observan un total de 5 registros en los cuales las estructuras analizadas alcanzan el colapso, por lo que el valor de colapso debe encontrarse entre PSA = 4,8 m/s^2 y PSA = 4,52 m/s^2.

b) Pórtico arriostrado corriente ASCE 7.

En las distintas iteraciones realizadas, el análisis no lineal para las estructuras diseñadas según ASCE 7 arroja los siguientes resultados globales:

Tabla 6.4.3-b-1. PSA promedio registros = 2,7 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	2.7	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	No colapso	-0.029	-0.004	0.020	Piso 5
Northridge 279	No colapso	-0.017	-0.003	0.006	Piso 5
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.004	-0.003	0.003	Piso 3
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.012	-0.003	0.004	Piso 5
Imperial Valley 140	No colapso	-0.004	-0.003	0.002	Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.004	-0.002	0.002	Piso 1
El Centro s00e	No colapso	-0.026	-0.004	0.013	Piso 5
El Centro s00w	No colapso	-0.014	-0.004	0.004	Piso 1
Petrolia 0g	No colapso	-0.020	-0.018	0.013	Piso 5
Petrolia 90g	No colapso	-0.026	-0.015	0.015	Piso 3

En una primera iteración no se alcanza el colapso para ninguno de los registros en estudios, los cuales han sido amplificados para coincidir con la demanda del espectro de diseño.

Tabla 6.4.3-b-2. PSA promedio registros = 5,17 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	5.17	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	-0.034	-0.007	0.024	Piso 5
Northridge 279	Colapso	-0.069	-0.005	0.025	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.025	-0.003	0.009	Piso 5
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.033	-0.014	0.012	Piso 1
Imperial Valley 140	No colapso	-0.022	-0.004	0.008	Piso 5
Imperial Valley 230	No colapso	-0.009	-0.003	0.003	Piso 1
El Centro s00e	Colapso	-0.038	-0.007	0.018	Piso 3
El Centro s00w	No colapso	-0.033	-0.006	0.015	Piso 1
Petrolia 0g	No colapso	-0.030	-0.023	0.018	Piso 4
Petrolia 90g	Colapso	-0.086	-0.028	0.017	Piso 1

Punto en el cual se da el colapso en cuatro de los registros estudiados.

Tabla 6.4.3-b-3. PSA promedio registros = 5,83 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	5.83	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	Colapso para 5,2 m/s^2			Piso 5
Northridge 279	Colapso	Colapso para 5,2 m/s^2			Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.024	-0.003	0.010	Piso 3
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.028	-0.017	0.014	Piso 3
Imperial Valley 140	No colapso	-0.032	-0.007	0.010	Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.013	-0.003	0.005	Piso 3
El Centro s00e	Colapso	Colapso para 5,2 m/s^2			Piso 3
El Centro s00w	Colapso	-0.048	-0.008	0.010	Piso 1
Petrolia 0g	Colapso	-0.053	-0.037	0.036	Piso 3
Petrolia 90g	Colapso	Colapso para 5,2 m/s^2			Piso 1

Se observa que al alcanzar el promedio de los registros un valor PSA = 5,8 m/s^2 seis de los registros alcanzan la condición de colapso, debiendo reducirse la intensidad de los registros a evaluar en la iteración siguiente.

Tabla 6.4.3-b-4. PSA promedio registros = 5,55 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	5,55	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
El Centro s00w	Colapso	-0.032	-0.005	0.016	Piso 5
Petrolia 0g	Colapso	-0.044	-0.031	0.021	Piso 3

Al escalarse los registros al valor PSA=5,55 m/s^2, se mantiene en 6 el número de registros los cuales provocan el colapso, por lo cual se procede a evaluar una demanda menor.

Tabla 6.4.3-b-5. PSA promedio registros = 5,32 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	5,32	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
El Centro s00w	No colapso	-0.037	-0.005	0.007	Piso 1
Petrolia 0g	Colapso	-0.073	-0.021	0.025	Piso 3

Al escalar al valor PSA=5,32 m/s^2, se tiene el colapso de cinco de los registros, y con ello se ha determinado el punto de colapso del arquetipo en evaluación.

6.4.4 Edificio de 10 pisos.

El análisis no lineal para las estructuras diseñadas según NCh 433 y ASCE 7 de diez pisos estructuradas en base a pórticos corrientes concéntricos es documentado en esta sección.

a) Pórtico arriostrado corriente NCh 433.

El análisis no lineal para las estructuras diseñadas según NCh 433 de diez pisos arroja los siguientes resultados:

Tabla 6.4.4-a-1. PSA promedio registros = 3,51 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	3.5	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	-0.125	-0.036	0.016	Piso 1
Concepción T	Colapso	-0.061	-0.030	0.037	Piso 3
Maipú E-W	No colapso	-0.036	-0.004	0.012	Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.035	-0.004	0.015	Piso 3
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.022	-0.007	0.019	Piso 3
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.025	-0.006	0.017	Piso 3
Llolleo 100°	No colapso	-0.036	-0.003	0.028	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.032	-0.013	0.016	Piso 3
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.035	-0.012	0.018	Piso 3
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.039	-0.028	0.018	Piso 3

Primera iteración considera registros no alterados, esto es, sin escalar respecto a los registros originales, determinándose en esta condición el colapso en 2 de ellos.

Tabla 6.4.4-a-2. PSA promedio registros = 4,34 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	4.3	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para 3,5 m/s^2			Piso 1
Concepción T	Colapso	Colapso para 3,5 m/s^2			Piso 3
Maipú E-W	Colapso	-0.063	-0.008	0.012	Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.035	-0.008	0.014	Piso 1
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.021	-0.012	0.011	Piso 3
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.031	-0.004	0.020	Piso 3
Llolleo 100°	No colapso	-0.046	-0.007	0.030	Piso 1
Llolleo 100°	No colapso	-0.041	-0.004	0.021	Piso 3
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.026	-0.018	0.019	Piso 3
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.032	-0.004	0.020	Piso 3

Al incrementar en un 24% la intensidad de los registros, se llega al colapso en tres de los registros estudiados.

Tabla 6.4.4-a-3. PSA promedio registros = 5,15 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	5,15	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para 3,5 m/s^2			Piso 1
Concepción T	Colapso	Colapso para 3,5 m/s^2			Piso 3
Maipú E-W	Colapso	Colapso para 4,3 m/s^2			Piso 1
Maipú N-S	No colapso	-0.049	-0.012	0.012	Piso 1
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.027	-0.009	0.017	Piso 3
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.038	-0.004	0.016	Piso 3
Llolleo 100°	No colapso	-0.059	-0.012	0.011	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	-0.090	-0.009	0.024	Piso 1
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.035	-0.031	0.027	Piso 3
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.039	-0.013	0.022	Piso 1

Iteración para la cual se determinan cuatro registros los cuales alcanzan la condición de colapso.

Tabla 6.4.4-a-4. PSA promedio registros = 5,85 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	5.9	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para 3,5 m/s^2			Piso 1
Concepción T	Colapso	Colapso para 3,5 m/s^2			Piso 3
Maipú E-W	Colapso	Colapso para 4,3 m/s^2			Piso 1
Maipú N-S	Colapso	-0.047	-0.005	0.019	Piso 3
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.050	-0.017	0.020	Piso 1
Viña del Mar N-W	Colapso	-0.057	-0.004	0.028	Piso 3
Llolleo 100°	Colapso	-0.046	-0.004	0.024	Piso 3
Llolleo 100°	Colapso	Colapso para 5,15 m/s^2			Piso 1
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.043	-0.020	0.011	Piso 1
Viña del Mar 200°	Colapso	-0.049	-0.007	0.026	Piso 3

Para este valor se llega al colapso en ocho de los registros en evaluación, por lo cual es necesario realizar una nueva iteración con la cual mejorar el punto de colapso determinado.

Tabla 6.4.4-a-5. PSA promedio registros = 5,50 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	5.5	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Concepción L	Colapso	Colapso para 3,5 m/s^2			Piso 1
Concepción T	Colapso	Colapso para 3,5 m/s^2			Piso 3
Maipú E-W	Colapso	Colapso para 4,3 m/s^2			Piso 1
Maipú N-S	Colapso	-0.070	-0.014	0.030	Piso 3
Viña del Mar E-W	No colapso	-0.039	-0.013	0.060	Piso 1
Viña del Mar N-W	No colapso	-0.045	-0.015	0.023	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	-0.062	-0.003	0.012	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	Colapso para 5,15 m/s^2			Piso 1
Viña del Mar 290°	No colapso	-0.039	-0.004	0.024	Piso 3
Viña del Mar 200°	No colapso	-0.036	-0.007	0.018	Piso 3

Para los registros escalados, cuyo valor de PSA promedio es de 5,50 m/s2, se ha determinado el colapso en seis de los registros estudiados, superando el número especificado para la condición de punto de colapso.

Tabla 6.4.4-a-6. PSA promedio registros = 5,30 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	5,30	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Maipú N-S	No colapso	-0.045	-0.013	0.016	Piso 1
Llolleo 100°	Colapso	-0.052	-0.009	0.023	Piso 1

Al presentarse cinco registros en condición de colapso (los cuatro indicados para PSA = 5,15 m/s^2 a los cuales se les incorpora el aquí determinado), se ha determinado el punto de colapso del arquetipo en estudio.

b) Pórtico arriostrado corriente ASCE 7.

En las distintas iteraciones realizadas, el análisis no lineal para las estructuras diseñadas según ASCE 7 arroja los siguientes resultados globales:

Tabla 6.4.4-b-1. PSA promedio registros = 2,04 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	2.04	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	No colapso	-0.022	-0.004	0.014	Piso 6
Northridge 279	No colapso	-0.021	-0.007	0.007	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.009	-0.003	0.007	Piso 1
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.021	-0.005	0.007	Piso 1
Imperial Valley 140	No colapso	-0.015	-0.004	0.006	Piso 3
Imperial Valley 230	No colapso	-0.012	-0.003	0.006	Piso 4
El Centro s00e	No colapso	-0.015	-0.003	0.008	Piso 4
El Centro s00w	No colapso	-0.013	-0.003	0.005	Piso 4
Petrolia 0g	No colapso	-0.004	-0.004	0.008	Piso 1
Petrolia 90g	No colapso	-0.047	-0.024	0.009	Piso 1

Primera iteración considera la coordenada espectral asociada al espectro de diseño, condición para la cual no hay colapso en la evaluación.

Tabla 6.4.4-b-2. PSA promedio registros = 2,86 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	2.86	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	No colapso	-0.053	-0.014	0.011	Piso 1
Northridge 279	No colapso	-0.035	-0.005	0.012	Piso 1
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.021	-0.004	0.006	Piso 1
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.058	-0.014	0.011	Piso 1
Imperial Valley 140	No colapso	-0.022	-0.004	0.017	Piso 4
Imperial Valley 230	No colapso	-0.017	-0.006	0.012	Piso 5
El Centro s00e	No colapso	-0.021	-0.003	0.011	Piso 5
El Centro s00w	No colapso	-0.017	-0.004	0.007	Piso 5
Petrolia 0g	No colapso	-0.032	-0.013	0.019	Piso 6
Petrolia 90g	Colapso	-0.090	-0.057	0.016	Piso 1

Iteración alcanza un registro colapsado.

Tabla 6.4.4-b-3. PSA promedio registros = 3,81 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	3.81	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	-0.098	-0.010	0.019	Piso 1
Northridge 279	Colapso	-0.051	-0.008	0.028	Piso 5
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.026	-0.006	0.009	Piso 1
Loma Prieta 3090	No colapso	-0.056	-0.024	0.019	Piso 1
Imperial Valley 140	Colapso	-0.082	-0.014	0.017	Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.023	-0.005	0.010	Piso 1
El Centro s00e	No colapso	-0.027	-0.010	0.015	Piso 6
El Centro s00w	No colapso	-0.048	-0.011	0.009	Piso 1
Petrolia 0g	No colapso	-0.032	-0.017	0.026	Piso 5
Petrolia 90g	Colapso	Colapso para 2,86 m/s^2			Piso 1

Se presentan cuatro registros en los cuales la estructura llega al colapso.

Tabla 6.4.4-b-4. PSA promedio registros = 4,08 m/s^2

PSA m/s^2 promedio registros	4.08	Deformaciones máximas			
Registro	Condición	Riostras, m	Columnas, m	Vigas, rad	Nivel
Northridge 009	Colapso	Colapso para 3,81 m/s^2			Piso 1
Northridge 279	Colapso	Colapso para 3,81 m/s^2			Piso 5
Loma Prieta 3000	No colapso	-0.022	-0.012	0.012	Piso 1
Loma Prieta 3090	Colapso	-0.065	-0.030	0.020	Piso 1
Imperial Valley 140	Colapso	Colapso para 3,81 m/s^2			Piso 1
Imperial Valley 230	No colapso	-0.026	-0.004	0.009	Piso 1
El Centro s00e	No colapso	-0.036	-0.009	0.022	Piso 6
El Centro s00w	No colapso	-0.049	-0.014	0.011	Piso 1
Petrolia 0g	No colapso	-0.034	-0.014	0.025	Piso 1
Petrolia 90g	Colapso	Colapso para 2,86 m/s^2			Piso 1

Se presentan cinco registros en los cuales la estructura llega al colapso, con lo cual se define el punto de colapso del arquetipo en estudio.

6.5 Evaluación del desempeño en pórticos arriostrados corrientes concéntricos en X entre niveles. Suelo B en zona 2 NCh 433 Of96 Mod2009.

Los resultados globales del análisis elástico para las construcciones de pórticos de acero arriostrados en V invertida diseñadas de acuerdo a las disposiciones contenidas en NCh 433 son los siguientes:

***Tabla 6.5-1*. Resultados análisis modal espectral elástico.**

Parámetros/Pisos	4 pisos	6 pisos	8 pisos	10 pisos
P_{total}, *ton*	1064.7	1600	2159	2653.4
$Q_{espectro}$, *ton*	106.4	87.3	85.5	82.3
Q_{min}, *ton*	53.2	80.0	108.0	132.7
Q_{max}, *ton*	191.6	288.0	259.1	477.6
$Q_{análisis}$, *ton*	106.4	87.3	108.0	132.7

De la tabla 6.5-1 se observa que no hay estructuras controladas por el valor máximo del corte basal. Mientras los edificios de cuatro pisos alcanzan un valor del corte basal próximo al promedio entre el valor mínimo y máximo a los cuales está limitado, los edificios de seis pisos son diseñados para un valor levemente superior al del corte mínimo. En cambio, las estructuras de ocho y de diez pisos alcanzan valores del corte basal menores al mínimo, razón por la cual se debe amplificar el efecto del sismo considerado en el diseño al valor mínimo especificado en NCh 433. A diferencia de lo visto en la evaluación de pórticos especiales, no han sido evaluadas estructuras de 15 pisos, debido a la vulnerabilidad a cargas axiales en las columnas parte de pórticos corrientes.

Los resultados de estas estructuras evaluadas mediante análisis no lineal son los siguientes:

***Tabla 6.5-2*. Resultados análisis no lineal estructuras según NCh 433 en suelo *B*, zona sísmica *2*.**

Parámetros/Pisos	4 pisos	6 pisos	8 pisos	10 pisos
T_x, seg	0.51	0.81	1.08	1.38
PSA $_{NCh433}$ m/s^2	5.6	2.9	2.0	1.4
$\alpha = Q_{análisis}/ Q_{espectro}$	1.0	1.0	1.3	1.6
α*PSA $_{NCh433}$ m/s^2	5.6	2.9	2.5	2.2
R^*	4.9	5.2	5.4	5.5
R^*x Q_{min} m/s^2	2.4	2.6	2.7	2.7
R^*x Q_{max} m/s^2	8.6	9.3	9.6	9.8
$PSA_{registros}$ m/s^2	9.5	7.0	4.2	3.5
$PSA_{corregido}$ m/s^2, S_{MT}	5.6	2.9	2.5	2.2
PSA $_{colapso}$ m/s^2, $\hat{S}_{CT}$	7.25	5.30	4.5	5.3
$CMR = \hat{S}_{CT}/S_{MT}$	1.30	1.81	1.83	2.42
SSF_i	1.22	1.27	1.32	1.38
ACMR	1.59	2.30	2.41	3.34
$ACMR/ACMR_{20\%}$	1.06	1.54	1.62	2.24

Los estados límites considerados son los descritos en el capítulo 4. Los resultados de la tabla 6.5-2 son representados en la figura 6.5-1. En esta se aprecia tanto el espectro de diseño (rojo vino), el promedio de los espectros obtenidos a partir del grupo de registros historia-tiempo estudiados, así como los valores límites del coeficiente mínimo y máximo señalados en NCh 433 amplificados por R^*. En verde se observa la aceleración espectral de colapso correspondiente a los registros escalados para los cuales se obtiene el colapso del 50% del grupo de registros. Para las estructuras en estudio, se tiene que la capacidad de la estructura supera la demanda especificada por NCh 433.

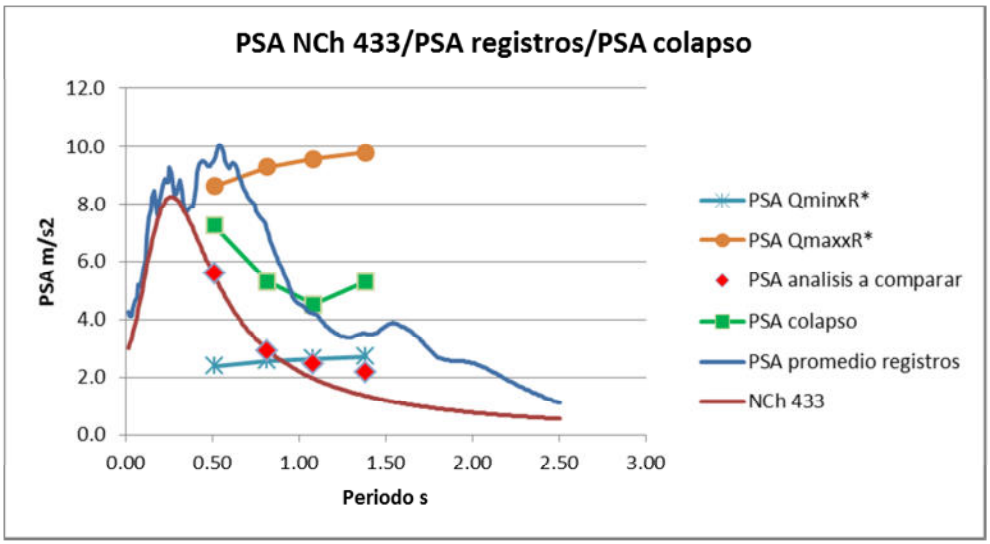


Fig. 6.5-1. Evaluación parámetros *CMR* según NCh 433 suelo B.

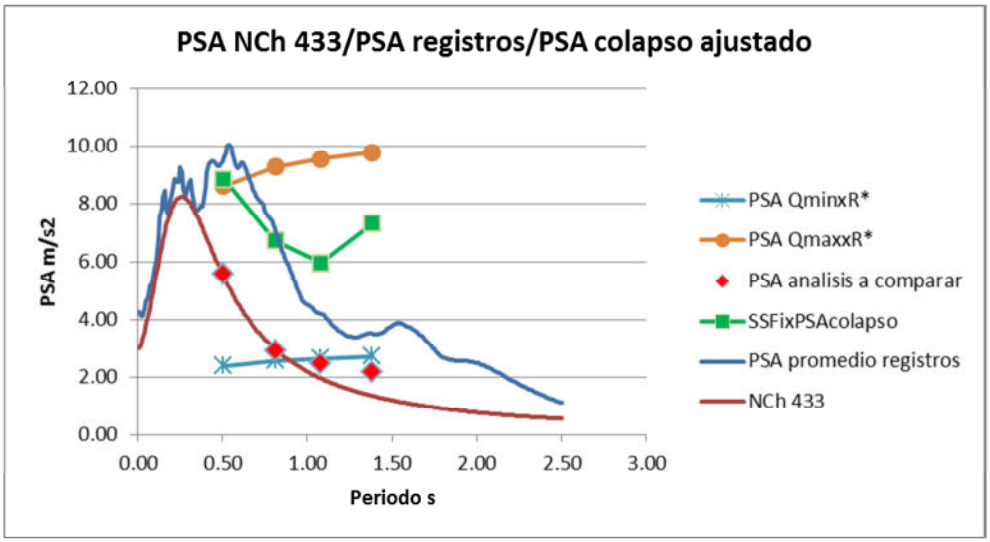


Fig. 6.5-2. Evaluación del desempeño esperado arquetipo NCh 433 suelo B zona 2

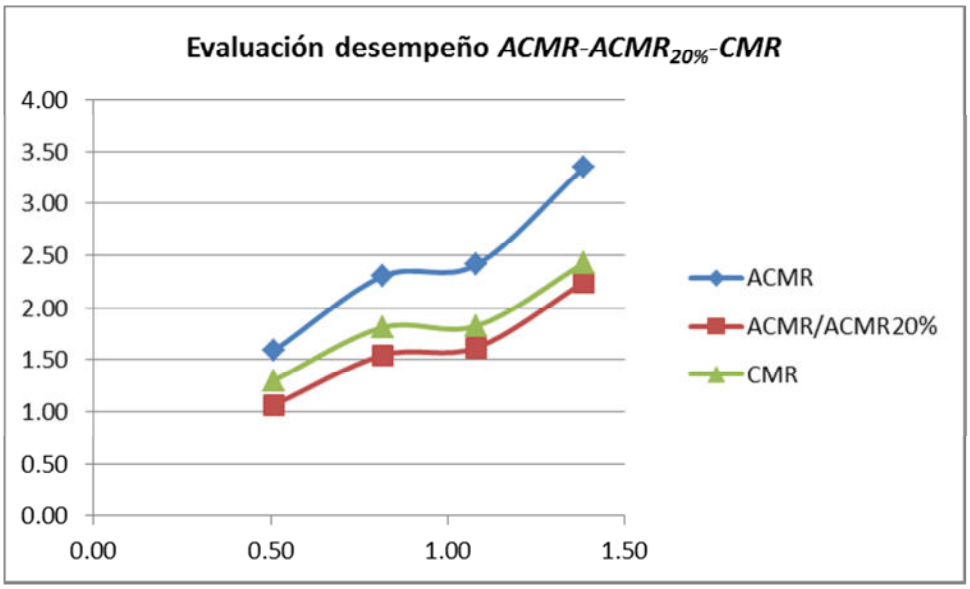


Fig. 6.5-3. Evaluación desempeño para un 20% de probabilidad de colapso, versus *CMR* y *ACMR*. NCh 433 suelo B zona D.

6.6 Evaluación del desempeño en pórticos arriostrados corrientes concéntricos en X entre niveles. Suelo B para demanda espectral de la ciudad de Portland.

Los resultados del análisis elástico para las construcciones de pórticos arriostrados concéntricos corrientes para la demanda sísmica de Portland en un suelo B son los contenidos en la tabla 6.6-1. De acuerdo a lo indicado en sección 2, el corte basal debe ser corregido de acuerdo a lo indicado en la sección 12.8 de ASCE 7, por lo que el valor del corte basal no debe ser menor al 85% del valor calculado mediante el método estático.

***Tabla 6.6-1*. Resultados análisis modal espectral arquetipos ASCE 7.**

Parámetros/Pisos	4 pisos	6 pisos	8 pisos	10 pisos
T_x, *seg*	0.50	0.77	1.07	1.34
W , *ton*	1066	1601	2153	2712
C_s , *g*	0.17	0.11	0.08	0.06
C_{min} , *g*	0.029	0.029	0.029	0.029
Cs , *g*	0.17	0.11	0.08	0.06
h_n [m]	13.0	19.0	25.0	31.0
C_uT_a , *seg*	0.47	0.62	0.76	0.90
$T_{análisis}$, *seg*	0.47	0.62	0.76	0.90
C_s, *g*	0.19	0.14	0.11	0.10
$Q_{espectro}$, *ton*	167.75	189.45	207.44	222.32
$Q_{análisis}$, *ton*	158.36	152.48	159.20	167.00
$\alpha = Q_{análisis}/ Q_{espectro}$	1.06	1.24	1.30	1.33

Los resultados de estas estructuras evaluadas mediante análisis no lineal son los indicados en tabla 6.6-2. Se observa como la razón de margen de colapso presenta valores mayores a uno, lo cual indica que las estructuras estudiadas son capaces de desarrollar una demanda mayor a la del espectro de diseño. Asimismo, la representación gráfica de estos resultados es la entregada en la figura 6.6-1. En esta, se aprecia tanto el espectro de diseño elástico (azul oscuro), junto a su valor reducido por el factor de modificación de respuesta *R*, los que son comparados con el promedio de los espectros obtenidos a partir del grupo de registros historia-tiempo considerados. Adicionalmente, se incluyen los valores límites del coeficiente mínimo señalado en NCh 433 amplificados por *R*. En verde se observa la aceleración espectral de colapso correspondiente a los registros escalados para los cuales se obtiene el colapso del 50% del grupo de registros, de acuerdo a los resultados del análisis no lineal documentado en la sección 6.4. De acuerdo a la figura, la capacidad de colapso de las estructuras en estudio supera a la demanda especificada en ASCE7.

***Tabla 6.6-2*. Resultados análisis no lineal de arquetipos ASCE 7.**

Parámetros/Pisos	4 pisos	6 pisos	8 pisos	10 pisos
T_x, *seg*	0.50	0.77	1.04	1.34
PSA $_{ASCE7}$ m/s^2	5.63	3.58	2.65	2.04
$\alpha = Q_{análisis} / Q_{espectro}$	1.06	1.24	1.30	1.33
α*PSA $_{NCh433}$ m/s^2	5.96	4.45	3.45	2.72
R	3.25	3.25	3.25	3.25
R x Q_{min} m/s^2	0.92	0.92	0.92	0.92
$PSA_{registros}$ m/s^2	10.07	7.42	5.17	3.45
$PSA_{corregido}$ m/s^2, S_{MT}	5.96	4.45	3.45	2.72
$PSA_{colapso}$ m/s^2 $\hat{S}_{CT}$	7.60	5.73	5.32	4.08
$CMR = \hat{S}_{CT}/S_{MT}$	1.27	1.29	1.54	1.50
SSF_i	1.22	1.27	1.32	1.37
ACMR	1.56	1.64	2.03	2.06
ACMR/ACMR20%	1.04	1.10	1.36	1.38

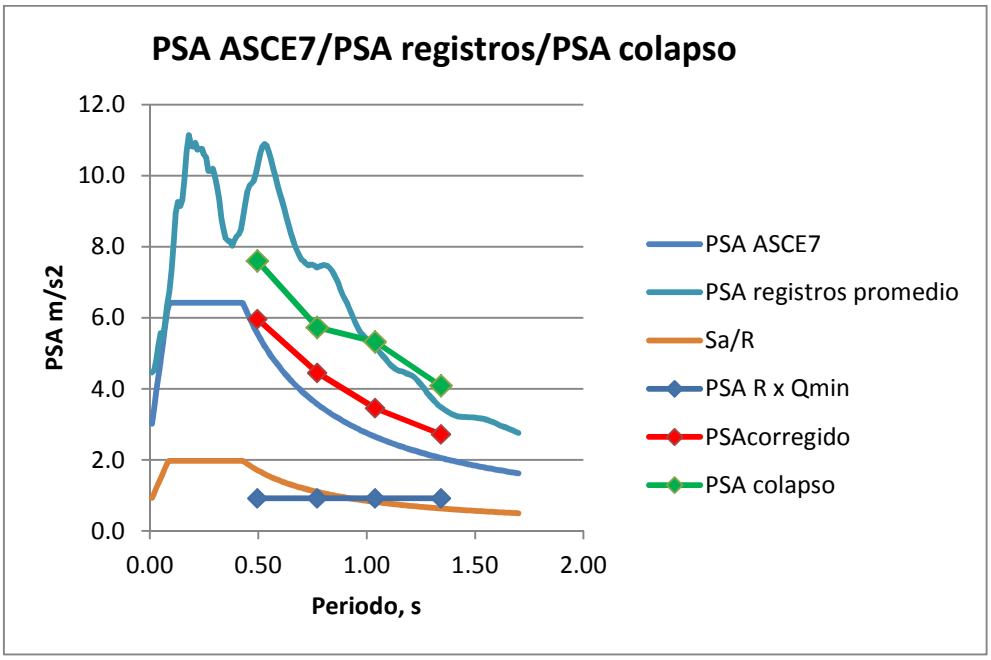


Fig. 6.6-1. Evaluación parámetros *CMR* de arquetipos ASCE 7 suelo B.

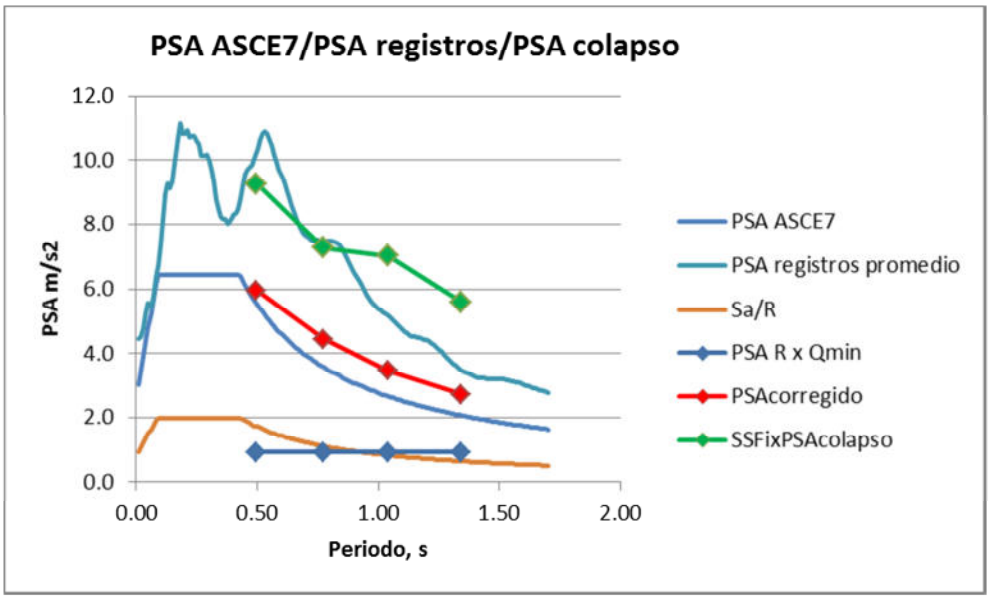


Fig. 6.6-2. Evaluación del desempeño esperado arquetipo ASCE7 suelo B zona PL.

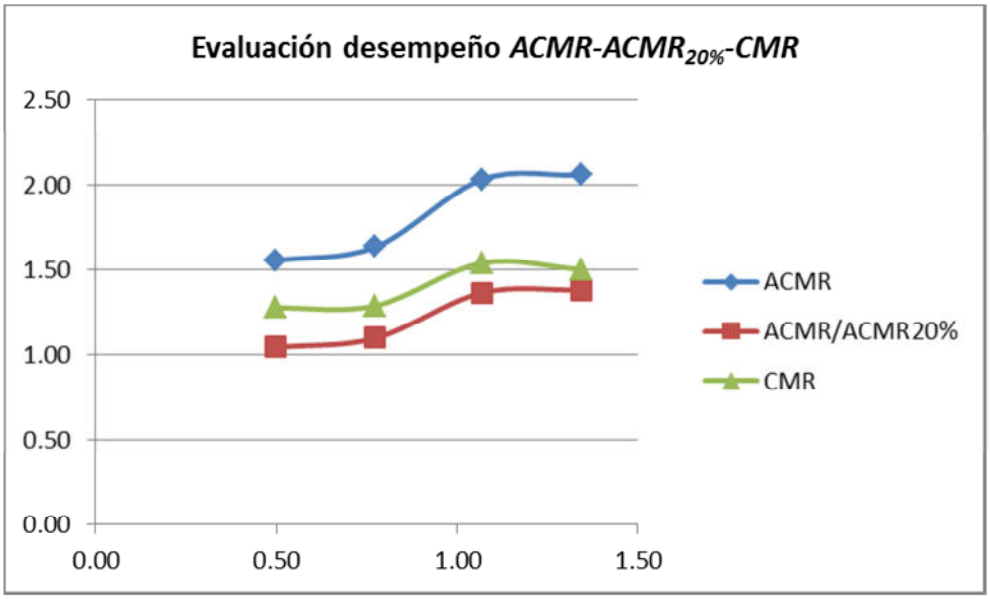


Fig. 6.6-3. Evaluación desempeño para un 20% de probabilidad de colapso, versus *CMR* y *ACMR*. ASCE 7 suelo B zona PL.

6.7 Comparación del desempeño en pórticos arriostrados corrientes en X. Suelo B zona 2 NCh 433 respecto de ASCE7.

De los antecedentes presentados en 6.5 y 6.6, es comparada la capacidad de las estructuras respecto a su demanda de diseño base, mediante el uso de la razón de margen de colapso *CMR* entre ambas normativas. Esto permite cuantificar la mayor o menor capacidad de sobrellevar una mayor demanda para las distintas estructuras.

Los valores ya presentados en 6.5 y 6.6 son comparados en la tabla 6.7-1, de donde se concluye que las estructuras nacionales, gracias al factor 1,4 de las combinaciones de carga, permite a estas una mayor capacidad respecto a las demandas para las cuales fueron diseñadas. En cambio, si se considera dicho factor como parte de la demanda sísmica, se tiene que las estructuras diseñadas mediante NCh 433 tienen una capacidad de resistir sismos severos menores que las obtenidas para las estructuras diseñadas mediante ASCE 7, de acuerdo a los resultados representados en la figura 6.7-1. En esta, la línea azul da comparación de valores de CMR directos, mientras que la línea verde representa dicha línea azul modificada mediante el factor 1,4 empleado en las combinaciones de carga consideradas en diseño según NCh 3171. En este gráfico, un valor de la razón entre CMR según NCh 433 y ASCE 7 mayor al 100% indica que las estructuras diseñadas según NCh 433 son más seguras, mientras que para valores menores a 100% da una seguridad mayor para las estructuras diseñadas según ASCE7. De los resultados obtenidos se considera que los pórticos corrientes arriostrados de acero diseñados según NCh 433 son más seguros a los diseñados por ASCE 7, lo que se da en todas las estructuras analizadas con la excepción del arquetipo de cuatro pisos. En cambio, si se evalúa el factor 1,4 como parte de la demanda, resulta en que las estructuras diseñadas con ASCE7 tienen un mejor comportamiento para demandas en el rango no lineal que las diseñadas según NCh 433.

Tabla 6.7-1 **Comparación resultados análisis no lineal arquetipos suelo B NCh 433 y ASCE 7.**

Parámetros/Pisos	Norma	4 pisos	6 pisos	8 pisos	10 pisos
$PSA_{corregido}$, S_{MT}, m/s^2	NCh 433	5.58	2.93	2.47	2.19
$PSA_{colapso}$, $\hat{S}_{CT}$, m/s^2		7.25	5.30	4.52	5.31
$ACMR_{NCh\ 433} = SSF_i x \hat{S}_{CT}/S_{MT}$		1.59	2.30	2.41	3.34
$PSA_{corregido}$, S_{MT}, m/s^2	ASCE7	5.96	4.45	3.45	2.72
$PSA_{colapso}$, $\hat{S}_{CT}$, m/s^2		7.60	5.73	5.32	4.08
$ACMR_{ASCE7} = SSF_i x \hat{S}_{CT}/S_{MT}$		1.56	1.64	2.03	2.06
$ACMR\ 1{,}0E_{NCh\ 433}/ACMR_{ASCE7}$	-	102%	141%	119%	161%
$ACMR\ 1{,}4E_{NCh\ 433}/ACMR_{ASCE7}$	-	73%	100%	85%	115%

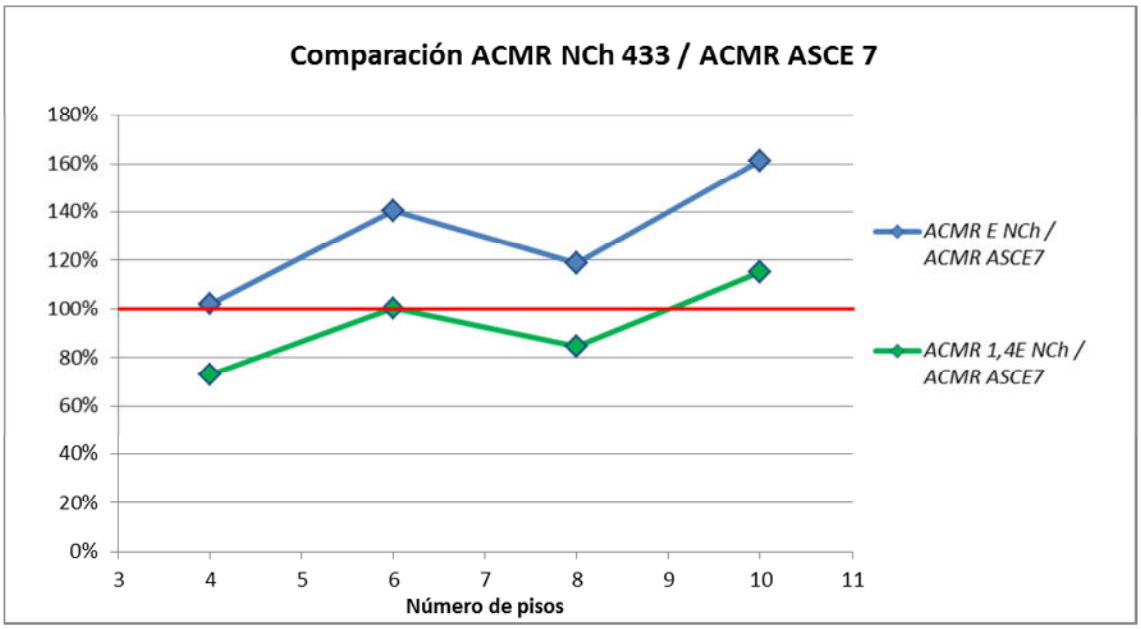


Fig. 6.7-1. Comparación de margen de colapso CMR para normas NCh 433 y ASCE 7.

Como valor de prueba para el factor de modificación de respuesta R_0 en este tipología estructural, de acuerdo al algoritmo presentado en el anexo B, se propone R_0 = 3,8.

Este valor debe evaluarse de acuerdo a la metodología presentada, incorporando nuevos arquetipos que permitan extender el rango de evaluación a un número mayor de tipos estructurales, el que sea lo suficientemente representativo del campo de acción permitido para los pórticos arriostrados corrientes concéntricos, lo cual excede el alcance de este trabajo.

De todas formas, tanto el análisis realizado con la metodología implementada en este capítulo, como los obtenidos con el algoritmo del anexo B, indican que el uso del factor de modificación de respuesta R_0 = 5 resulta en un cierto rango de periodos en pórticos arriostrados corrientes concéntricos de acero de una mayor vulnerabilidad respecto de pórticos similares diseñados en EE.UU.

7. Conclusiones.

De los antecedentes revisados en el presente trabajo se puede concluir lo siguiente:

Respecto a la metodología.

- Las diferencias entre normativas, códigos de diseño y campo de aplicación hacen necesaria una evaluación extensiva y coherente para los distintos tipos estructurales ante la demanda estimada a las que ha de estar sujeta una estructura durante la ocurrencia de un sismo severo.
- Las normativas de diseño sísmico en EEUU y Chile presentan similitudes para los distintos tipos estructurales, tanto en sus objetivos de diseño como en sus procedimientos. Entre los primeros destacan los objetivos de diseño sísmico para sismos severos, mientras que en los segundos ambas normativas permiten el uso del método modal espectral junto al uso de fuerzas sísmicas reducidas mediante el uso de factores de modificación de respuesta. Entre las diferencias más notorias se encuentran las características de los sismos severos a ocurrir en ambas regiones sísmicas, siendo en Chile mucho más largos que los documentados en la zona de California, zona para la cual se ha realizado la comparación, la distinta ponderación de la demanda sísmica en las combinaciones de carga empleadas en el diseño, el período de retorno para el cual se origina un terremoto severo, etc.
- Las prácticas de diseño basadas en el uso de los factores de modificación de respuesta pueden proporcionar estructuras con un desempeño apropiado ante sismos severos.
- El estudio y comparación con normativas sísmicas extranjeras permite evaluar las prácticas de diseño establecidas en la normativa nacional, entre ellos la idoneidad de los factores de modificación de respuesta, entre los que se cuentan los factores *R*. Esta comparación requiere de una base conceptual clara, a través del uso de una metodología la cual pueda ser extendida a los distintos tipos estructurales.
- La evaluación del desempeño estructural requiere de herramientas de análisis apropiadas, las cuales permitan caracterizar en forma próxima a la realidad el comportamiento de los distintos elementos estructurales ante sismos severos.
- Es necesario que la metodología permita cuantificar el desempeño estructural de los tipos estudiados ante sismos severos, a diferencia de la práctica actual de asignar los factores de modificación de respuesta en criterios cualitativos. En esta línea Fema P695 proporciona una base conceptual coherente con la cual realizar dicha comparación.
- Entre los tipos constructivos ampliamente extendidos se encuentran las estructuras de acero, las cuales cuentan con una amplia base experimental y teórica recopilada a lo largo del siglo XX. Se da además que para estas estructuras se ha documentado su comportamiento ante un número apreciable de sismos severos, lo cual ha permitido validar las prácticas de diseño empleadas para su dimensionamiento.
- De la evaluación del desempeño estructural en construcciones cuyo sistema sismorresistente esté basado en pórticos de acero arriostrados ante sismos severos, se tiene que es necesario documentar en forma extendida el desempeño ante cargas axiales

cíclicas las cuales induzcan incursiones inelásticas significativas. Esto es especialmente necesario para el diseño y dimensionamiento de columnas, las cuales requieren de una resistencia mínima la cual les permita sustentar las cargas axiales gravitatorias a las cuales están sujetas.

- Las características de los distintos arquetipos los cuales pueden ser diseñados mediante NCh 433 y ASCE 7 hacen necesario acotar los tipos estructurales considerados en la evaluación. Esto, si bien acorta el tiempo considerado en la evaluación, aumenta la incertidumbre para los resultados obtenidos, haciéndolos susceptibles de contener errores atribuibles al tipo estructural considerado.

Respecto a los resultados.

- De acuerdo a los resultados documentados en el capítulo 5 relativo a pórticos especiales, se tiene que las estructuras chilenas diseñadas de acuerdo a la demanda especificada para suelo D en la zona sísmica 3, presentan un mejor comportamiento estructural que las construcciones análogas a diseñar en California. Esto se debe en parte al menor valor del factor *R y* al uso de un factor 1,4 en la combinación de carga empleada en el diseño. Al contabilizar este factor como parte integrante de la demanda por sismo esperada, se tiene que las estructuras aún poseen una mayor capacidad relativa para sustentar un sismo severo.
- Para las estructuras diseñadas mediante pórticos arriostrados corrientes, las estructuras nacionales resultan con un deterioro algo mayor al observado en estructuras diseñadas mediante ASCE. Esto se estima sobre todo por el valor del factor *R* considerado en el diseño, el cual es considerablemente menor para las estructuras diseñadas mediante ASCE 7. Se debe tener presente que en las últimas versiones de las normativas norteamericanas los pórticos corrientes tienen un campo de aplicación cada vez más limitado, el cual ha sido ampliado en este trabajo a zonas de alta sismicidad para efectos de permitir la comparación entre ambas normativas.
- Se hace necesario realizar nuevos estudios para estas estructuras, los cuales permitan verificar los resultados obtenidos en este trabajo. Entre las alternativas disponibles para mejorar el comportamiento de este tipo estructural, se encuentra la calibración del factor de modificación de respuesta *R*, la inclusión de nuevos requisitos relativos a la capacidad de las columnas pertenecientes al sistema sismorresistente, entre otras.
- Los distintos tipos de estructuras metálicas poseen diferencias marcadas una de la otra en su comportamiento histerético, con lo cual es necesario caracterizar cada una de ellas al momento de evaluar la idoneidad de los valores de los factores de modificación de respuesta de los distintos tipos estructurales. Esto hace que los resultados presentados en este trabajo solo sean aplicables para las estructuras presentadas.
- Los resultados obtenidos en el presente trabajo arrojan un deterioro semejante para los tipos estructurales evaluados diseñados mediante NCh433 y ASCE 7, lo cual resulta en una validación de las prácticas de diseño consideradas en las normas de diseño estructural empleadas en Chile.

8. Referencias.

American Institute for Steel Construction (EEUU), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. AISC-341, Chicago, 2010. 50p

American Institute for Steel Construction (EEUU), Specification for Structural Steel Buildings. AISC-360, Chicago, 2010. 612p.

American Society of Civil Engineers (USA). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE 7-10, Reston, 2010. 658p.

American Society of Civil Engineers (USA). Seismic Evaluation and Retrofit of Existinng Buildings ASCE 41-13. Reston, 2014. 555p.

Applied Technology Council, Structural Response Modification Factors, ATC-19, Redwood, 1995. 70p.

Applied Technology Council. Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC-3-06. Redwood, 1978. 507p.

Black, Wenger, Popov, Inelastic Buckling of Steel Struts under cyclic load reversals Report N° UCB/EERC-80/40. Berkeley, 1980. 178p.

Boroschek R., Soto P., Leon R. Registros del Terremoto del Maule Mw = 8.8, 27 de Febrero de 2010. Universidad de Chile. Santiago, 2011. 100p.

Carr Athol. Ruaumoko Manual. University of Canterbury. Canterbury, 2008. 98p.

Chopra Anil, Dynamics of Structures : theory and applications to earthquake engineering. Prentice-Hall. New Jersey. 729p. 1995.

Comeau G., Inelastic Performance of Welded Cold-Formed Steel Strap Braced Walls, McGill University. 303p. 2008.

Copromet. Perfiles estructurales de acero laminados en caliente. Santiago, 2012. 16p.

Decreto Supremo DS 61. Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios. Santiago, 02 de noviembre de 2011. 19p.

Federal Emergency Management Agency (USA). Quantification of Seismic Performance Factors. FEMA P695. Washington D.C. 2009. 421p.

Federal Emergency Management Agency (USA). Seismic Performance Assessment of Building. Fragility Curves for Concentrically Braced Steel Frames with Buckling Braces. FEMA P-58/BD-3.8.4. Seattle, 2009. 169p.

Federal Emergency Management Agency (USA). State of the Art Report on Connection Performance (2000), Federal Emergency Management Agency. FEMA 355d. California, 2000. 305p.

Federal Emergency Management Agency (USA). State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subjected to Earthquake Ground Shaking FEMA 355c. California, 2000. 344p.

Instituto Nacional de Normalización (Chile). Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso. NCh 1537 Of2009. Santiago, 2009. 37p.

Instituto Nacional de Normalización (Chile). Diseño estructural, Disposiciones generales y combinaciones de cargas. NCh 3171 Of.2010. Santiago, 2010. 18p.

Instituto Nacional de Normalización (Chile). Diseño sísmico de edificios. NCh 433 Of96Mod2009. Santiago, 2009. 55p.

Instituto Nacional de Normalización (Chile). Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales. NCh 2369. Santiago, 2003. 131p.

International Code Council. International Building Code (EEUU), Country Club, IL, 2006. 679p.

Israel, Glen D., Determining Sample Size PEOD6, University of Florida, IFASExtension, 1992. 5p.

Kalkan, Analytiical models of instrumented moment frame steel buildings in Opensees, Callifornia Geological Survey, Agosto 2006.

Lew, Challenges In Specifying Ground Motions For Design Of Tall Buildings In High Seismic Regions Of The United States, Marshall Lew,1 Farzad Naeim, 2 Martin B. Hudson 3 and Boris O. Korin, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing. October 2008.

Mode, Elmer, Elementos de probabilidad y estadística, 2ª ed., Reverte, 2005. 367p.

National Earthquake Hazards Reduction Program. Recommended Seismic Provision for New Building and Other Structures. . NEHRP, 2009. 100p.

National Geophysical Data Center. Strong-motion Virtual Data Center. <http://www.ngdc.noaa.gov> [2013].

National Institute of Standards and Technology (USA). Comparison of U.S. and Chilean Building Code Requirements and Seismic Design Practice 1985-2010. NIST GCR 12-917-18 Gaithersburg, 2012. 110p.

National Institute of Standards and Technology (USA). Deierlein G., Reinhorn A., Willford M. Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design. NIST GCR 10-917-5. Gaithersburg, 2010. 36p.

National Institute of Standards and Technology (USA). Rafael Sabelli, Charles Roeder, Jerome Hajjar, Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame System. NISTGCR13-917-24. Gaithersbur, 2013.36p.

Riddell R., Hidalgo P., Cruz E. Response Modification Factors for Earthquake Resistant Design of Short Period Buildings. Earthquake Spectra. N° 3. 1989.

Sack, Catalogo 2015 , 2015.

Structural Stability Research Council. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures,. T. Galambos.5° ed. USA, John Wiley & Sons. 1998. 911p.

Uang y Newell. Cyclic behavior of steel columns with combined high axial load and drift demand, Report No. SSRP-06/22. La Jolla, 2006. 257p.

Universidad de Chile Registros de terremotos.< www.registrosuchile.cl> [2013].