



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE MARCOS A MOMENTO
EN EDIFICIOS DE BAJA Y MEDIANA ALTURA**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PABLO ALBERTO BÁEZ ROMERO

PROFESOR GUÍA:
EDUARDO NÚÑEZ CASTELLANOS

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
RICARDO HERRERA MARDONES
RAFAEL RUIZ GARCÍA

SANTIAGO DE CHILE
2018

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: PABLO ALBERTO BÁEZ ROMERO
FECHA: MARZO 2018
PROF. GUÍA: EDUARDO NÚÑEZ CASTELLANOS

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE MARCOS A MOMENTO EN EDIFICIOS DE BAJA Y MEDIANA ALTURA

Los marcos a momento en acero son probablemente uno de los sistemas estructurales más reconocidos en el mundo. En Chile, no obstante, han sido paulatinamente reemplazados por otras soluciones estructurales. Este trabajo versa sobre la evaluación numérica de los parámetros de diseño sísmico para modelos de marcos a momento en edificios de 4 y 8 pisos destinados para oficinas, diseñados para diferentes tipos de suelo (A, B, C y D) y zona sísmica (1, 2 y 3) según las normas nacionales y los códigos americanos de diseño en acero (*American Institute of Steel Construction, AISC*) usados en la práctica. En particular, se espera obtener un intervalo de confianza de los valores de sobrerresistencia y ductilidad, y con ellos del factor de modificación de respuesta, para este tipo de marcos. Para ello se realizan análisis no lineales estáticos (*pushover*) y dinámicos (*tiempo-historia*) a las estructuras. En el primero se somete a las estructuras a cargas incrementales de forma monotónica hasta alcanzar un determinado grado de deformación. Para el análisis *tiempo-historia* no lineal se usan registros sísmicos escalados a un nivel de colapso, que posteriormente se utilizan suponiendo un comportamiento lineal. Al efectuar estos análisis se obtienen valores de sobrerresistencia elevados como resultado directo del cumplimiento de las derivas máximas de piso estipuladas por la norma nacional de diseño sísmico de edificios (NCh433) y de manera complementaria a lo consignado por el código AISC 341 respecto a asegurar un comportamiento de columna fuerte - viga débil en marcos especiales a momento (SMF). Por otro lado, la ductilidad resultante muestra valores más bien moderados. Esto se traduce en grandes factores de modificación de la respuesta sísmica (R) atribuibles principalmente a la gran sobrerresistencia de estas estructuras. Es posible por tanto concluir que los factores de reducción que entrega la NCh433 establecen un umbral conservador respecto a la capacidad de las estructuras de resistir, principalmente a través de la sobrerresistencia, sismos de consideración.

*A mi madre,
por su infinito cariño.*

Tabla de contenido

1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivos generales	2
1.2.2. Objetivos específicos	2
1.3. Alcances	2
2. Antecedentes	4
2.1. Trabajos previos	4
2.1.1. Peña y Lillo (2010)	4
2.1.2. Salas (2011)	5
2.2. Disposiciones de la norma NCh433	7
2.2.1. Análisis estático	7
2.2.2. Análisis modal espectral	8
2.2.3. Análisis por torsión accidental	10
2.2.4. Deformaciones sísmicas	10
2.2.5. Combinaciones de carga	11
2.3. Disposiciones AISC para el diseño en acero	11
2.3.1. AISC 341	11
2.3.2. AISC 358	13
2.3.3. AISC 360	14
2.4. Evaluación del desempeño sísmico	14
2.4.1. Metodología FEMA P695	16
2.4.1.1. Información requerida por el sistema	16
2.4.1.2. Desarrollo de arquetipos	18
2.4.1.3. Desarrollo de modelos no lineales	18
2.4.1.3.1. Procedimientos para modelos no lineales del ASCE/- SEI 41	19
2.4.1.4. Análisis no lineal	22
2.4.1.4.1. Análisis no lineal estático	22
2.4.1.4.2. Análisis no lineal dinámico	23
2.4.1.5. Evaluación del desempeño	25
2.4.2. Método del espectro de capacidad de FEMA 440	25
3. Análisis y diseño de las estructuras	27
3.1. Consideraciones previas	27

3.1.1.	Sistema estructural	27
3.1.2.	Materiales	28
3.1.3.	Cargas estáticas actuantes	28
3.1.4.	Cálculo de la demanda sísmica de diseño	29
3.1.5.	Efectos de segundo orden	29
3.2.	Estructuras a analizar	30
3.3.	Análisis sísmico según la NCh433	32
3.4.	Verificación de resistencia según AISC 360	41
3.5.	Requerimientos de AISC 341	44
3.5.1.	Perfiles con miembros de alta ductilidad	44
3.5.2.	Criterio columna fuerte - viga débil	45
3.6.	Normalización de los diseños	46
4.	Análisis no lineal	49
4.1.	Modelos computacionales	49
4.2.	Análisis <i>pushover</i>	50
4.2.1.	Sobrerresistencia y ductilidad basada en el periodo	56
4.2.2.	Cálculo del punto de desempeño según FEMA 440	58
4.3.	Análisis <i>tiempo-historia</i>	63
4.3.1.	Registros a utilizar	63
4.3.2.	Escalamiento de registros y cálculo del margen de colapso	64
4.3.3.	Resultados del análisis <i>tiempo-historia</i> no lineal	68
4.3.3.1.	Desplazamientos y derivas de piso	68
4.3.3.2.	Cortes de piso	73
4.3.3.3.	Energía disipada	76
4.3.4.	Resultados del análisis <i>tiempo-historia</i> lineal	79
4.3.5.	Cálculo del factor de reducción por ductilidad	81
4.4.	Cálculo del factor de modificación de respuesta, R	83
4.5.	Cálculo del factor de amplificación de desplazamiento	87
5.	Conclusiones	89
5.1.	Conclusiones generales	89
5.1.1.	Diseños de marcos de 4 y 8 pisos	89
5.1.2.	Análisis <i>pushover</i>	90
5.1.3.	Análisis <i>tiempo-historia</i>	91
5.1.4.	Factor de modificación de la respuesta	91
5.1.5.	Factor de amplificación de desplazamiento	92
5.2.	Estudios futuros	92
	Bibliografía	93
	Anexo A. Procedimientos de cálculo de AISC 360	95
A.1.	Efectos de segundo orden	95
A.2.	Compresión	96
A.3.	Flexión	99
A.4.	Corte	101
A.5.	Flexocompresión	101

Anexo B. Método de linealización equivalente de FEMA 440	102
B.1. Selección de la demanda sísmica y conversión al formato ADRS	102
B.2. Generación de la curva de capacidad y conversión al formato ADRS	103
B.3. Determinación del punto de desempeño	103
B.3.1. Representación bilineal y cálculo de ductilidad	104
B.3.2. Cálculo del periodo y amortiguamiento efectivo	105
B.3.3. Reducción del espectro producto del amortiguamiento efectivo	105
B.3.4. Determinación del lugar geométrico de posibles puntos de desempeño	106
Anexo C. Detalles de los diseños analizados	109
C.1. Verificación de resistencia	109
C.1.1. Marcos de 4 pisos	110
C.1.2. Marcos de 8 pisos	113
C.2. Verificación columna fuerte - viga débil	118
Anexo D. Análisis no lineal	122
D.1. Análisis no lineal estático	122

Índice de tablas

2.1. Resultados obtenidos por Peña y Lillo [6].	5
2.2. Resultados obtenidos por Salas [7] para los edificios de categoría 1.	6
2.3. Aceleración efectiva según la zona sísmica (tabla extraída de [1]).	8
2.4. Parámetros según el tipo de suelo (tabla extraída de [1]).	8
2.5. Dimensiones límite para vigas en conexiones tipo <i>end-plate</i> apernadas, según AISC 358.	14
2.6. Calidad de los requerimientos de diseño (traducción de Tabla 3-1 de [12]).	17
2.7. Calidad de los datos experimentales (traducción de Tabla 3-2 de [12]).	18
2.8. Calidad de los modelos de arquetipos índices (traducción de Tabla 5-3 de [12]).	19
2.9. Parámetros de modelación y criterio de aceptación para procedimientos no lineales en elementos de acero (adaptado de [14]).	21
2.10. Parámetros del espectro de diseño de la NCh2745 que dependen del tipo de suelo.	24
2.11. Parámetros del espectro de diseño de la NCh2745 según la zona sísmica.	24
3.1. Resumen de cargas gravitacionales consideradas.	28
3.2. Perfiles preliminares para marcos de 4 pisos.	30
3.3. Perfiles preliminares para marcos de 8 pisos.	31
3.4. Propiedades de los perfiles doble T a considerar.	31
3.5. Análisis modal para diseños preliminares de 4 pisos.	32
3.6. Análisis modal para diseños preliminares de 8 pisos.	33
3.7. Análisis sísmico para marcos de 4 pisos según la NCh433.	33
3.8. Análisis sísmico para marcos de 8 pisos según la NCh433.	34
3.9. Verificación de resistencia de elementos en marcos de 4 pisos.	41
3.10. Verificación de resistencia de elementos en marcos de 8 pisos.	42
3.11. Verificación de miembros de alta ductilidad según AISC 341.	44
3.12. Verificación de criterio columna fuerte - viga débil en diseños de 4 y 8 pisos.	45
3.13. Diseños normalizados para marcos de 4 y 8 pisos.	46
3.14. Simbología para los diseños normalizados.	47
3.15. Resumen de análisis sísmico en diseños normalizados.	48
4.1. Cálculo de Ω y μ_T derivado del análisis <i>pushover</i>	57
4.2. Puntos de desempeño obtenidos por el método de linealización equivalente.	62
4.3. Características de los registros de aceleración considerados (adaptada de [21]).	63
4.4. Factores de escala para los registros de aceleración.	65
4.5. Cálculo del margen de colapso (<i>CMR</i>) para los modelos de 4 y 8 pisos.	67

4.6. Desplazamientos máximos de techo obtenidos del análisis <i>tiempo-historia</i> no lineal, en [m].	72
4.7. Cortes basales máximos derivados del análisis <i>tiempo-historia</i> no lineal, en [tonf].	75
4.8. Cortes basales máximos derivados del análisis <i>tiempo-historia</i> lineal en [tonf].	80
4.9. Desplazamientos máximos de techo obtenidos del análisis <i>tiempo-historia</i> lineal, en [m].	81
4.10. Factores R_μ derivados del análisis no lineal dinámico.	82
4.11. Cálculo del factor de modificación de respuesta (R).	84
4.12. Factores C_d derivados del análisis <i>tiempo-historia</i>	88

Índice de figuras

2.1. Modelo 3D de Edificio República Popular China (extraído de [6]).	4
2.2. Configuración utilizada por Salas [7] para sus modelos.	6
2.3. Definición de factores de desempeño sísmico (adaptado de [2]).	15
2.4. Curvas momento - rotación para comportamiento dúctil y frágil, respectivamente (gráficas adaptadas de [14]).	20
2.5. Espectro de diseño de la NCh2745 (adaptado de [16]).	24
2.6. Método del espectro de capacidad según el estándar ATC-40 (adaptado de [13]).	26
3.1. Planta y elevaciones de las estructuras a analizar.	27
3.2. Espectros elásticos de aceleración según lo dispuesto por la NCh433.	29
3.3. Derivas de entrepiso para el sismo de diseño en marcos de 4 niveles.	35
3.4. Derivas de entrepiso para el sismo de diseño en marcos de 8 niveles.	36
3.5. Distribución del corte de piso para el sismo de diseño en marcos de 4 niveles.	37
3.6. Distribución del corte de piso para el sismo de diseño en marcos de 8 niveles.	38
3.7. Distribución del momento volcante para el sismo de diseño en marcos de 4 niveles.	39
3.8. Distribución del momento volcante para el sismo de diseño en marcos de 8 niveles.	40
4.1. Patrón de cargas normalizadas para el análisis <i>pushover</i>	50
4.2. Curva de capacidad para modelo 4p-1.	51
4.3. Curva de capacidad para modelo 4p-2.	52
4.4. Curva de capacidad para modelo 4p-3.	52
4.5. Curva de capacidad para modelo 4p-4.	53
4.6. Curva de capacidad para modelo 8p-1.	53
4.7. Curva de capacidad para modelo 8p-2.	54
4.8. Curva de capacidad para modelo 8p-3.	54
4.9. Curva de capacidad para modelo 8p-4.	55
4.10. Curva de capacidad para modelo 8p-5.	55
4.11. Sobrerresistencia y ductilidad en función del periodo para el análisis <i>pushover</i>	58
4.12. Método de linealización equivalente para modelos de 4 pisos.	58
4.13. Método de linealización equivalente para modelos de 8 pisos.	60
4.14. Espectros de aceleración de los registros para un 5% de amortiguamiento.	64
4.15. Espectros de aceleración para el máximo sismo posible según la NCh2745.	66
4.16. Envolventes de desplazamientos y distorsiones de piso para análisis <i>tiempo-historia</i> no lineal en modelos de 4 niveles con registros escalados.	68

4.17. Envoltentes de desplazamientos y distorsiones de piso para análisis <i>tiempo-historia</i> no lineal en modelos de 8 niveles con registros escalados.	70
4.19. Envoltentes de corte de piso para análisis <i>tiempo-historia</i> no lineal en modelos de 4 niveles.	73
4.20. Envoltentes de corte de por piso para análisis <i>tiempo-historia</i> no lineal en modelos de 4 niveles.	74
4.21. Energía disipada para registros escalados en modelos de 4 pisos.	76
4.22. Energía disipada para registros escalados en modelos de 8 pisos.	78
4.23. Distribución de R_μ para cada registro en modelos de 4 pisos.	82
4.24. Distribución de R_μ para cada registro en modelos de 8 pisos.	83
4.25. Comparación entre los factores de modificación de respuesta, ductilidad y sobrerresistencia.	85
4.26. Ajustes al factor de modificación de respuesta promedio (\bar{R}) y comparación con los asumidos en el diseño.	86
4.27. Factor de amplificación de desplazamiento medio (\tilde{C}_d) en función del periodo fundamental.	88
B.1. Bilinealización del espectro de capacidad.	104
B.2. Cálculo del punto de desempeño a través de su lugar geométrico (adaptado de [13]).	106
C.1. Factores de utilización para corte en marcos de 4 pisos.	110
C.2. Factores de utilización para flexión y flexocompresión en marcos de 4 pisos.	111
C.3. Esbelteces de diseño en marcos de 4 pisos.	112
C.4. Factores de utilización para corte en marcos de 8 pisos.	113
C.5. Factores de utilización para flexión y flexocompresión en marcos de 8 pisos.	115
C.6. Esbelteces de diseño en marcos de 8 pisos.	117
C.7. Cuocientes para verificación de columna fuerte - viga débil en marcos de 4 pisos.	119
C.8. Cuocientes para verificación de columna fuerte - viga débil en marcos de 8 pisos.	120
D.1. Análisis <i>pushover</i> en modelos de 4 pisos.	122
D.2. Análisis <i>pushover</i> en modelos de 8 pisos.	123

Índice de algoritmos

A.1. Cálculo de la resistencia a compresión en perfiles doble T soldados.	98
A.2. Cálculo de la resistencia a flexión respecto al eje fuerte en perfiles doble T soldados con miembros compactos.	100
A.3. Cálculo de la resistencia a corte en perfiles doble T soldados ignorando el campo de tracciones.	101
B.1. Linealización equivalente según FEMA 440.	107

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

La norma nacional de diseño sísmico de edificios, NCh433 [1], establece determinados valores para el factor de modificación de la respuesta estructural para las distintas tipologías estructurales, los cuales sirven como base para la determinación del factor de reducción efectivo de la acción sísmica elástica, que determinará el sismo de diseño (inelástico, al aceptar daño en las estructuras).

Este factor de reducción, R , puede definirse a través de la relación $R = R_\mu \Omega_o$ [2]. R_μ se relaciona con la capacidad de disipación de energía por incursión no lineal de la estructura, que es función, a su vez, del nivel de degradación de rigidez y resistencia, y se cuantifica a través del concepto de ductilidad (de desplazamiento), μ , que se define como la razón entre el desplazamiento máximo y el de fluencia. Ω_o es el factor de sobrerresistencia estructural, que estima la reserva de resistencia producto del sobredimensionamiento de los elementos generado por limitaciones asociadas, por ejemplo, a la deriva o distorsión máxima de entrepiso establecida por la norma de diseño, además del efecto de combinaciones de cargas estáticas muy conservadoras o la sobrerresistencia misma del acero (expresado a través del factor R_y y R_t , para la tensión de fluencia y de rotura, respectivamente), o de los factores de reducción de resistencia propios del método LRFD, entre otros aspectos.

Dicho factor de sobrerresistencia no se detalla en la NCh433 (aunque si se hace mención en la normativa NCh2369, de diseño sísmico de estructuras industriales [3], de un factor amplificador del estado de cargas sísmico igual a 2 para la verificación de columnas en que predomina la compresión), estipulándose solamente los procedimientos para el cálculo del factor de reducción, R , que absorbe según la definición anterior lo atribuible a ductilidad y sobrerresistencia. Por su parte, la normativa americana ASCE/SEI 7-10 [4], que establece las cargas de diseño, lo fija en un valor $\Omega_o = 3$ para marcos especiales a momento.

El AISC 341 [5], avalado en la filosofía del diseño por capacidad en donde se establecen mecanismos de falla o colapso determinados que aseguren un modo de deformación plástica, ocupa el factor Ω_o para amplificar la acción sísmica en columnas y asegurar así un comporta-

miento de columna fuerte - viga débil, por el cual el modo preferente de disipación de energía ante sismos severos será el de formación de rótulas plásticas en vigas, mientras que la fluencia por flexión en columnas se limita a la base. De esta forma, se diseñan las columnas ya no para resistir las cargas inducidas por el sismo de diseño sino para afrontar las solicitaciones determinadas a partir de la resistencia esperada producida por la rotulación por flexión en los extremos de las vigas.

Resulta pues fundamental establecer la validez de este factor de sobrerresistencia, Ω_o , y con él de los factores R y R_μ , para las estructuras diseñadas en concordancia con la NCh433, que define la acción sísmica actuante, y las disposiciones AISC para el dimensionamiento y construcción de las estructuras de acero.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos generales

Evaluar el desempeño sísmico de estructuras conformadas por marcos a momento que son diseñados con la norma sísmica nacional NCh433.Of1996 modificada en 2009, más lo estipulado por el D.S. N°61, y las disposiciones del AISC (2016) respecto al dimensionamiento y verificación de los elementos estructurales de acero.

1.2.2. Objetivos específicos

Para lo anterior se establecen los siguientes hitos:

1. Diseñar los marcos a momento de edificios de mediana y baja altura, para uso de oficinas, situados en distintas zonas sísmicas y fundados en diversos suelos.
2. Obtener los puntos de desempeño sísmico para cada una de las edificaciones resultantes.
3. Determinar los factores de sobrerresistencia y compararlos con el señalado por el ASCE/SEI 7-10 [4].
4. Determinar los factores de reducción de la acción sísmica y compararlos con los estipulados por la NCh433 [1] para el diseño.

1.3. Alcances

En el Capítulo 2 se recopilan los resultados derivados de trabajos previos y se explicitan las principales disposiciones de los códigos nacionales y estadounidenses, en lo referente al diseño en sí mismo y a la evaluación del desempeño sísmico de este tipo de estructuración en acero.

En el Capítulo 3 se da cuenta de las características de los modelos de marcos a momento a analizar, diseñándose estos a nivel de elementos bajo diferente zonificación sísmica y suelo de fundación, en base a las normas establecidas previamente.

En el Capítulo 4 se realizan análisis no lineales estáticos (*pushover*) y dinámicos (*tiempo-historia*) a los diseños resultantes, por medio del software comercial de elementos finitos SAP2000[®], para estimar los factores de desempeño sísmico de las estructuras y compararlos con los estipulados en los códigos de diseño, contrastándolos además con los obtenidos en trabajos previos.

En el Capítulo 5 se presentan los comentarios y conclusiones respecto al diseño y evaluación de los parámetros de desempeño sísmico de marcos a momento, y su dependencia respecto a la altura de las estructuras y a las condiciones que definen la acción sísmica de diseño. Se evalúan además las discrepancias de los factores de reducción (R) y sobrerresistencia (Ω_o) determinados a través de los análisis no lineales del capítulo anterior, con los derivados de la aplicación de la NCh433, para R , y de la ASCE 7-10, para Ω_o .

Capítulo 2

Antecedentes

2.1. Trabajos previos

2.1.1. Peña y Lillo (2010)

Peña y Lillo [6] en su trabajo de título estudia un edificio perteneciente a la Población República Popular China, en Viña del Mar, que resistió de buena forma el terremoto de Algarrobo (03/03/85). El edificio consta de 4 pisos y se estructura en base a marcos rígidos de acero usando perfiles tubulares cuadrados (columnas) y doble T (vigas), tal como puede verse en la Figura 2.1. Complementariamente, el autor analiza la misma estructuración para alturas de 6, 8 y 10 pisos, diseñando bajo las mismas condiciones de zona sísmica (zona 3) y tipo de suelo (II o B según la nueva nomenclatura) del edificio real según los requerimientos de la NCh433.

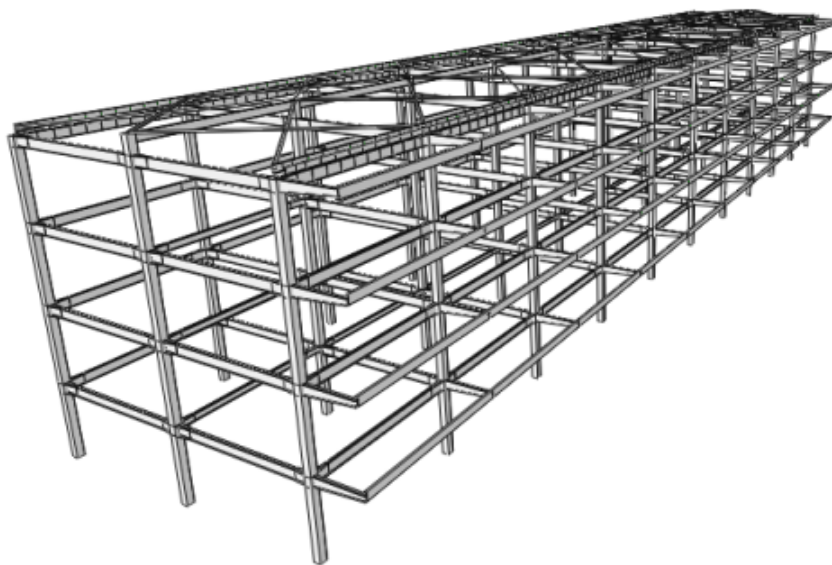


Figura 2.1: Modelo 3D de Edificio República Popular China (extraído de [6]).

La Tabla 2.1 condensa los resultados obtenidos respecto al factor de reducción en el diseño (R_{dis}), el factor de ductilidad (R_{μ}), sobrerresistencia (Ω) y el de modificación de respuesta (R). Estos últimos valores corresponden a los promedios para las dos direcciones de análisis.

Tabla 2.1: Resultados obtenidos por Peña y Lillo [6].

Edificio	R_{dis}	R_{μ}	Ω	R
4 pisos	4.76	1.25	5.36	6.41
6 pisos	4.06	1.28	9.37	11.99
8 pisos	3.52	1.29	8.47	10.29
10 pisos	3.20	1.18	8.54	10.05

Los resultados exhibidos dan cuenta de valores para el factor R de alrededor de 3 veces los correspondientes al de diseño, R_{dis} (que incluyen para todas las estructuras la corrección por corte mínimo de la NCh433). La excepción a esto ocurre para el edificio real de 4 pisos, en el cual los factores son más cercanos aunque sigue estableciéndose que $R > R_{dis}$. Esta mayor similitud entre dichos factores puede atribuirse al hecho de que algunos perfiles utilizados no satisfacen ciertos requerimientos en sus dimensiones, pero fundamentalmente se debe a que las zonas de unión no satisfacen la condición de columna fuerte - viga débil exigida en los códigos de diseño modernos, en particular por la establecida en el AISC 341 [5], que según se explicaba en el capítulo anterior está orientada a proveer a las estructuras de suficiente ductilidad en pos de evitar la ocurrencia de fallas frágiles ante sismos de gran magnitud. Dada la antigüedad del edificio -fue diseñado a mediados de los 70-, es esperable que estos requerimientos no se cumplan (no así en el ejercicio teórico de diseño de los demás edificios en que se impusieron explícitamente), aunque por otro lado las disposiciones de la norma nacional actual de diseño sísmico sí son satisfechas por esta estructura.

En cualquier caso, en lo referente a la magnitud de los factores de modificación de la respuesta, el efecto de la sobrerresistencia predomina sobre el de la ductilidad de manera ostensible.

2.1.2. Salas (2011)

Salas [7] en su tesis analiza edificios de marcos de acero, conformados con perfiles doble T, de 4, 8, 12 y 16 pisos para tres clasificaciones según resistencia: la categoría 1 o sismorresistente (cumple con las disposiciones de la NCh433 y el AISC), la categoría 2 o de resistencia intermedia (impone un corte basal igual al 75 % del correspondiente a la categoría 1) y la categoría 3 o de resistencia normal (corte basal de un 50 % del asociado a la primera categoría). La Figura 2.2 muestra la estructuración utilizada, ejemplificada para el edificio de 4 niveles, que consta de 4 marcos a momento idénticos orientados en la dirección más corta (plano YZ), mientras que en la perpendicular (plano XZ) los marcos perimetrales son los encargados de resistir cargas laterales (marcos a momento), en contraposición de los centrales que solo poseen uniones de corte.

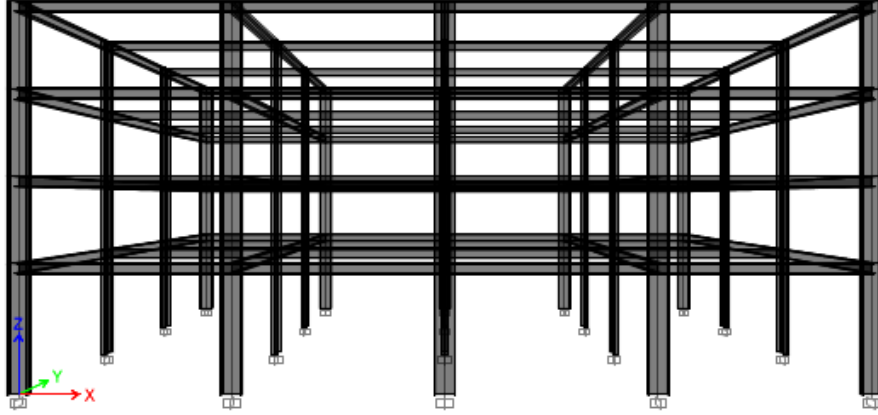


Figura 2.2: Configuración utilizada por Salas [7] para sus modelos.

Los diseños de la categoría 1 antes mencionada se calibraron utilizando el espectro de diseño de la NCh433, en el que se consideró un suelo de fundación tipo II y una zona sísmica 3, además de un uso habitacional. Salas consideró también de forma conservadora un valor del factor de modificación de respuesta estructural $R_o = 5$, con lo cual implícitamente se definía a los marcos resistentes como corrientes o normales. Pese a esto, los factores de reducción obtenidos, que se muestran en la Tabla 2.2 (R_{dis}), solo podrían variar en el edificio de 4 pisos en el caso de considerar un valor de R_o mayor, debido a que en el resto siempre controla la restricción de corte mínimo de la norma.

Para efectos de la determinación del factor R_μ el autor consideró registros del terremoto de Kobe (17/01/85), Algarrobo (03/03/85), Ciudad de México (19/09/85), Northridge (17/01/94) y el Maule (27/02/10). No obstante aquello, los valores de este factor indicados en la Tabla 2.2 solo abarcan los promedios resultantes de los eventos nacionales.

Los factores de modificación (R) resultantes de este estudio muestran un valor del orden del doble respecto del establecido para el diseño (R_{dis}), siendo caracterizado principalmente, al igual que en el trabajo de Peña y Lillo [6], por la sobrerresistencia de la estructura (Ω) en desmedro del aporte asociado a su ductilidad (R_μ), el cual decrece sostenidamente a medida que aumenta la altura del edificio, en contraste con el factor Ω que, exceptuando la estructura de 4 pisos, se muestra aproximadamente constante en un valor cercano a 3.

Tabla 2.2: Resultados obtenidos por Salas [7] para los edificios de categoría 1.

Edificio	R_{dis}	R_μ	Ω	R
4 pisos	5.14	2.04	5.86	11.93
8 pisos	3.03	1.84	3.11	5.73
12 pisos	2.35	1.58	2.70	4.26
16 pisos	2.05	1.23	2.95	3.63

2.2. Disposiciones de la norma NCh433

La norma nacional NCh433 [1] define básicamente la acción sísmica de diseño. Ésta dependerá de la zona sísmica y suelo de fundación en la que se ubica la edificación, sumado a su categoría ocupacional y al tipo de sistema sismorresistente empleado en su estructuración.

Se establece para ello dos métodos de análisis, el estático y el modal espectral.

2.2.1. Análisis estático

Este método puede aplicarse, fundamentalmente, a estructuras de no más de 5 pisos cuya altura total no exceda 20 [m]. Existen otras condiciones más específicas que permiten su uso, como por ejemplo si la estructura independiente de su altura tiene una categoría ocupacional I o II y está ubicada en la zona sísmica de tipo 1 (véase sección 6.2.1 de la norma).

Mediante este análisis, la acción sísmica se representa a través de fuerzas estáticas equivalentes aplicadas en el centro de masa de cada nivel, según la siguiente expresión:

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum A_j P_j} Q_o \quad (2.1)$$

donde:

P_k es el peso sísmico asociado al nivel k ,

A_k es el factor de ponderación para P_k , y es función de la alturas de los niveles k y $k - 1$ medidas desde la base (Z_k y Z_{k-1} , respectivamente) y de la altura total de la estructura (H),

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \quad (2.2)$$

Q_o es el corte basal del edificio, que depende del coeficiente sísmico (C), del factor de importancia ($I=1$, para el caso en estudio) que es función a su vez de la categoría ocupacional de la estructura (II), y del peso sísmico total (P), cubicado al considerar un 100 % de las cargas permanentes y un 25 % de las sobrecargas de uso, es decir

$$Q_o = CIP \quad (2.3)$$

con

$$C = \frac{2.75 \cdot S \cdot (A_o/g)}{R} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \in [C_{\min}, C_{\max}] \quad (2.4)$$

$$C_{\min} = \frac{S(A_o/g)}{6} \quad C_{\max} = 0.35S(A_o/g) \quad (2.5, 2.6)$$

donde S, T' y n son parámetros dependientes del tipo de suelo, definidos en la Tabla 2.4, A_o es la aceleración efectiva máxima del suelo y que variará según la zona sísmica según la

Tabla 2.3, T^* es el periodo con mayor masa traslacional en la dirección analizada, mientras que R es el factor de modificación de respuesta, para el análisis estático, igual a 7 para una estructuración en base a marcos especiales (SMF) y que define a su vez el valor del coeficiente máximo $C_{máx}$.

Tabla 2.3: Aceleración efectiva según la zona sísmica (tabla extraída de [1]).

Zona sísmica	A_o [g]
1	0.2
2	0.3
3	0.4

Tabla 2.4: Parámetros según el tipo de suelo (tabla extraída de [1]).

Suelo ^a	S	T_o [s]	T' [s]	n	p
A	0.90	0.15	0.20	1.00	2.0
B	1.00	0.30	0.35	1.33	1.5
C	1.05	0.40	0.45	1.40	1.6
D	1.20	0.75	0.85	1.80	1.0
E	1.30	1.20	1.35	1.80	1.0

^a Para suelos de tipo F se requieren estudios especiales.

2.2.2. Análisis modal espectral

El método, aplicable a estructuras con amortiguamientos modales del orden de 5% del amortiguamiento crítico, establece a través de la relación siguiente un (pseudo) espectro de aceleraciones:

$$S_a(T_i) = \frac{SIA_o\alpha(T_i)}{R^*} \quad (2.7)$$

donde:

α es un factor de amplificación que depende del periodo de vibración del modo i (T_i) y es definido por la siguiente expresión que utiliza algunos de los parámetros establecidos en la Tabla 2.4,

$$\alpha(T_i) = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_i}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_i}{T_o}\right)^3} \quad (2.8)$$

R^* , definido a continuación, es el factor de reducción de la aceleración espectral para la dirección de análisis, que es función del periodo con mayor masa en dicha dirección (T^*), del

factor de modificación de respuesta $R_o = 11$ (valor aplicable a marcos SMFs) y del parámetro T_o obtenido de la Tabla 2.4,

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (2.9)$$

Se debe considerar una cantidad de modos suficiente (m) tal que la suma de sus masas equivalentes no sea menor al 90 % de la masa total, para las dos direcciones de análisis (en este caso, solo la dirección del marco), es decir

$$M_{eq\ i} = \frac{L_i^2}{M_i} \quad (2.10)$$

$$\sum_{i=1}^m M_{eq\ i} \geq 0.9 \{1\}^T [M] \{r\} = 0.9 (P/g) \quad (2.11)$$

donde:

$L_i = \{\phi_i\}^T [M] \{r\}$ es el factor de participación del modo i , que depende de su forma modal, $\{\phi_i\}$; de la matriz de masa de la estructura, $[M]$; y del vector de influencia, $\{r\}$, compuesto por unos o ceros según sea el grado de libertad activo o no para la dirección de análisis, y

$M_i = \{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}$ es la masa del modo i .

De esta forma, el vector de fuerzas horizontales aplicadas en cada nivel para la forma modal i , y el corte basal resultante quedan determinados por las siguientes expresiones:

$$\{F_i\} = [M] \{\phi_i\} \frac{L_i}{M_i} S_a(T_i) \quad (2.12)$$

$$Q_{oi} = \{1\}^T \{F_i\} \quad (2.13)$$

Estos cortes basales *modales*, al igual que otras sollicitaciones, desplazamientos y rotaciones calculadas para cada forma modal considerada, deben superponerse (o combinarse) utilizando el método CQC (*Complete Quadratic Combination*) en cualquiera de las dos variantes presentadas en la norma (véase sección 6.3.6 de [1]).

Si el corte basal resultante Q_o es menor que $Q_{min} = C_{min}IP$, deberá multiplicarse los desplazamientos, rotaciones y sollicitaciones por un factor tal que se alcance dicho corte mínimo, lo cual es equivalente a reemplazar R^* en la ecuación (2.7) por un factor R^{**} definido por:

$$R^{**} = R^* \left(\frac{Q_o}{Q_{min}} \right) = \frac{Q_e}{Q_{min}} < R^* \quad (2.14)$$

donde Q_e es el corte basal elástico resultante en la estructura, es decir si se considerara $R^* = 1$ en la ecuación (2.7).

Por el contrario, si el corte basal resultante Q_o es mayor que $Q_{m\acute{a}x} = C_{m\acute{a}x}IP$, deber\`a multiplicarse solo las solicitaciones por un factor tal que se alcance dicho corte m\`aximo, lo cual es equivalente a reemplazar R^* en la ecuaci3n (2.7) por un factor R^{**} definido por:

$$R^{**} = R^* \left(\frac{Q_o}{Q_{m\acute{a}x}} \right) = \frac{Q_e}{Q_{m\acute{a}x}} > R^* \quad (2.15)$$

mientras que los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas r\`ıgidos de piso ser\`an los calculados previamente con R^* , es decir los correspondientes a un corte basal mayor al m\`aximo.

2.2.3. An\`alisis por torsi3n accidental

Paralelo a los an\`alisis anteriores debe considerarse tambi\`en el efecto de la torsi3n accidental. Esta puede representarse a trav\`es de la aplicaci3n de momentos torsores, en cada nivel k , iguales al producto entre la variaci3n del corte combinado (si se utiliza el an\`alisis modal espectral) o de la fuerza equivalente (si se emplea el an\`alisis est\`atico) en dicho piso, y la excentricidad accidental dada por $\pm 0.1b_{kx,y}Z_k/H$.

Alternativamente, si se ocupa el m\`etodo modal espectral, la torsi3n accidental puede capturarse desplazando el centro de masas un $\pm 5\%$ de la longitud en planta perpendicular a la direcci3n del sismo analizado.

De cualquier forma, dado que en este trabajo solo se analizar\`an modelos bidimensionales, este efecto no se estudiar\`a.

2.2.4. Deformaciones s\`ismicas

La norma establece que el desplazamiento m\`aximo relativo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas para cada direcci3n de an\`alisis, no debe exceder el 2‰ de la altura de entrepiso.

A su vez, se limita el desplazamiento m\`aximo relativo medido en cualquier punto de la planta para que no exceda en m\`as de un 1‰ de la altura de entrepiso al desplazamiento relativo del centro de masas. Al considerarse pisos con diafragma r\`ıgidos, esta disposici3n equivale a limitar a un 1‰ de la altura de entrepiso el desplazamiento por giro de los extremos de la planta.

Debido a que se analizar\`an \`unicamente estructuras en el plano, solo aplicar\`a el control de deformaciones en el centro de masa de los pisos.

2.2.5. Combinaciones de carga

Tal cual lo estipula la sección 5.2.1 de la NCh433, la acción sísmica definida anteriormente, ya sea por el método estático o el modal espectral, y las cargas de índole estática deben combinarse según lo indicado en la norma NCh3171 [8]. Esta proporciona las siguientes combinaciones de carga para el diseño por resistencia o LRFD (el que será utilizado en este trabajo):

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + L$
4. $1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + 0.8W$
5. $1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
6. $1.2D + 1.4E + L + 0.2S$
7. $0.9D + 1.6W$
8. $0.9D + 1.4E$

En estas combinaciones no se considerará la carga de nieve (S), la carga de lluvia (R), ni la carga de viento (W), mientras que la carga viva o de uso (L) se reducirá un 50% en las combinaciones 3, 5 y 6 dado que la sobrecarga básica de uso para oficinas ($250 \text{ [kgf/m}^2\text{]}$) es menor a 5 [kPa] ($500 \text{ [kgf/m}^2\text{]}$).

2.3. Disposiciones AISC para el diseño en acero

2.3.1. AISC 341

Para el diseño en acero de estructuras que son parte del sistema sismorresistente el código AISC 341 [5] establece una serie de condiciones, para distintas tipologías estructurales, destinados a promover un buen comportamiento ante la acción de cargas sísmicas bajo los preceptos del diseño por capacidad.

En lo referente a marcos especiales a momento (SMF), se estipulan requerimientos para evitar la formación de rótulas plásticas en columnas (salvo en la base donde es permitido), siendo las vigas las destinadas a disipar la energía por medio de una alta capacidad de deformación inelástica (con rotaciones plásticas no inferiores a 0.03 radianes [9]), además de limitar la deformación de la zona panel y restringir el pandeo local.

Es así que, para controlar la ocurrencia de pandeo local en vigas y columnas, se establece que los miembros de estos elementos sean categorizados como de alta ductilidad (*highly ductile members*, en inglés). Esto se logra, para perfiles doble T, con las siguientes restricciones para las relaciones ancho-espesor, o esbeltez local, de alas (λ_f) y alma (λ_w):

$$\lambda_f = \frac{b/2}{t_f} \leq (\lambda_{hd})_f = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad (2.16)$$

$$\lambda_w = \frac{d - 2t_f}{t_w} \leq (\lambda_{hd})_w = \begin{cases} 2.57\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04C_a) & \text{si } C_a \leq 0.114 \\ 0.88\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a) \geq 1.57\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} & \text{si } C_a > 0.114 \end{cases} \quad (2.17)$$

donde:

b, d, t_f, t_w son las dimensiones del perfil (ancho, alto, espesor del ala y alma, respectivamente), $E = 2100$ [tonf/cm²] es el módulo de elasticidad del acero, $R_y = 1.3$ es el factor para la tensión de fluencia esperada para planchas ASTM A36, $F_y = 2.53$ [tonf/cm²] es la tensión de fluencia especificada para planchas ASTM A36, y C_a es la razón entre la resistencia axial requerida (P_u , para la combinación LRFD más desfavorable) y la disponible ($\phi_c P_y$), es decir:

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{P_u}{\phi_c R_y F_y A_g} \quad (2.18)$$

en que $\phi_c = 0.9$ es el factor de resistencia para compresión, y A_g es el área gruesa de la sección.

De igual forma, para asegurar un comportamiento viga débil - columna fuerte que permita la disipación de energía a través de la fluencia por flexión de los extremos de las vigas, se establece la siguiente relación para cada nudo del marco:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1 \quad (2.19)$$

$\sum M_{pc}^*$ es la suma de los momentos plásticos de las columnas por encima y debajo del nudo o punto de trabajo (definido por la intersección de las líneas medias de vigas y columnas) reducido por efecto de la carga axial, pudiendo agregar un momento debido a la excentricidad del corte de la columna con respecto al nudo, es decir:

$$\sum M_{pc}^* = \sum \left[M_{pc} + V_c \left(\frac{d_b}{2} \right) \right] = \sum \left[M_{pc} + \frac{2M_{pc}}{L_c} \left(\frac{d_b}{2} \right) \right] \quad (2.20)$$

con:

$M_{pc} = Z_c (F_{yc} - \alpha_s P_r / A_g)$, donde Z_c es el módulo plástico de la columna en la dirección de análisis, F_{yc} es la tensión de fluencia mínima, $\alpha_s = 1$ (para el método LRFD) y P_r es la carga axial requerida para la combinación más desfavorable que involucre la acción sísmica (es decir, la combinación 6: $1.2D + 1.4E + L$ indicada en 2.2.5 con la carga viva reducida un 50 %),

d_b es la altura de la viga, y

$L_c = h_{story} - d_b$ es la luz libre de la columna.

$\sum M_{pb}^*$ es la suma de los momentos máximos probables de las vigas que llegan al nudo, agregando el momento debido a la excentricidad del corte en la rótula plástica referida a la línea media de la columna, es decir:

$$\sum M_{pb}^* = \sum [M_{pr} + \alpha_s M_v] = \sum \left[M_{pr} + V_b \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right) \right] \quad (2.21)$$

donde:

M_{pr} , que es el máximo momento probable en la rótula plástica, se define a su vez con la siguiente expresión dada por el código de diseño de conexiones precalificadas, AISC 358 [10]:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad (2.22)$$

Z_e es el módulo plástico efectivo de la sección donde se ubica la rótula plástica, mientras que C_{pr} es un factor que da cuenta de la máxima resistencia de la conexión y puede establecerse por medio de la siguiente relación:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (2.23)$$

V_b es el corte en la rótula plástica, y puede ser desglosado como la contribución del corte generado por M_{pr} y el corte estático (V_g) asociado a la combinación más desfavorable mencionada anteriormente (considerando solo el aporte de las cargas muertas y vivas, dado que la acción sísmica factorizada es reemplazada por la demanda por capacidad de la viga):

$$V_b = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_g \quad (2.24)$$

L_h es la distancia entre rótulas plásticas,

S_h es la distancia entre la cara de la columna y la rótula plástica, y

d_c es la altura del perfil de la columna.

La restricción dada por la ecuación (2.19) puede obviarse en columnas del último piso cuando la carga axial requerida es menor a $0.3F_{yc}A_g/\alpha_s$ o en columnas de cualquier piso cuya relación entre el corte disponible y el requerido (para el piso) sea un 50% mayor que en el piso superior [9].

Se establece además, entre otros requerimientos que no son directamente atingentes a este trabajo, una distancia máxima de arriostamiento lateral en vigas igual a:

$$L_b = 0.095r_y \frac{E}{R_y F_y} \quad (2.25)$$

donde r_y es el radio de giro en el eje débil de la viga.

2.3.2. AISC 358

Pese a que el presente estudio no está enfocado en el diseño de conexiones, se considerará que estas son del tipo *end-plate* apernadas y se utilizarán las restricciones dadas por el código AISC 358 [10] en lo referente a las dimensiones límite para la viga conectada (véase tabla siguiente).

Tabla 2.5: Dimensiones límite para vigas en conexiones tipo *end-plate* apernadas, según AISC 358.

Dato	4E		4ES		8ES	
	Mín. [mm] (in)	Máx. [mm] (in)	Mín. [mm] (in)	Máx. [mm] (in)	Mín. [mm] (in)	Máx. [mm] (in)
t_{bf}	10 ($3/8$)	19 ($3/4$)	10 ($3/8$)	19 ($3/4$)	14 ($9/16$)	25 (1)
b_{bf}	152 (6)	235 ($9\frac{1}{4}$)	152 (6)	229 (9)	190 ($7\frac{1}{2}$)	311 ($12\frac{1}{4}$)
d	349 ($13\frac{3}{4}$)	1400 (55)	349 ($13\frac{3}{4}$)	610 (24)	457 (18)	914 (36)

En la Tabla 2.5:

t_{bf} es el espesor del ala, b_{bf} es el ancho de ella y d es la altura de viga, 4E indica una conexión de 4-pernos no atiesada, 4ES una de 4-pernos atiesada y 8ES una de 8-pernos atiesada.

Con respecto a las columnas, para estos tipos de conexiones el código también establece una altura no superior a la asociada a un perfil laminado o soldado de la serie W36 ($d \approx 920$ [mm]).

Por otro lado, para efectos prácticos, la distancia S_h utilizada en la ecuación (2.21) se considerará suponiendo conexiones del tipo 4E, vale decir:

$$S_h = \text{mín}(d/2, 3b_{bf}) \quad (2.26)$$

Dicha conexión podría ser factible, excepto quizás para altas demandas sísmicas (zona 3 y suelo D, por ejemplo) en donde las vigas pueden ser de alas más anchas y gruesas, por lo que, según la tabla anterior, solo aplicaría la conexión de tipo 8ES.

2.3.3. AISC 360

El código AISC 360 [11] establece los procedimientos para la verificación de los elementos estructurales de acero (vigas y columnas, en este caso) para las solicitaciones combinadas según la sección 2.2.5.

Las vigas se verificarán a flexión y corte, de manera independiente, mientras que las columnas se calcularán para la interacción de flexión y esfuerzo axial (flexocompresión). Las ecuaciones que rigen el cálculo se muestran en el Anexo A.

2.4. Evaluación del desempeño sísmico

Evaluar el desempeño sísmico de una estructura implica esencialmente obtener tres parámetros: el coeficiente de modificación de respuesta, R , que reduce la acción sísmica a un

nivel de diseño; el factor de sobrerresistencia del sistema, Ω_o ; y el factor de amplificación del desplazamiento, C_d , que da cuenta de la magnitud del desplazamiento inelástico generado. Adicionalmente, puede definirse el factor μ_T , o ductilidad basada en el periodo, que relaciona el desplazamiento último con el de fluencia.

Conceptualmente, el factor R , depende tanto del nivel de ductilidad o capacidad de disipación de energía de la estructura ante eventos sísmicos severos, representado por R_μ , como de la sobrerresistencia del sistema, cuantificada a través de Ω_o , la cual es función, en esencia, del sobredimensionamiento producto de la restricciones de deriva y de la sobrerresistencia intrínseca del acero. Es decir:

$$R = R_\mu \Omega_o \quad (2.27)$$

La figura siguiente muestra de forma gráfica estos conceptos aplicados a una curva de capacidad (*pushover*).

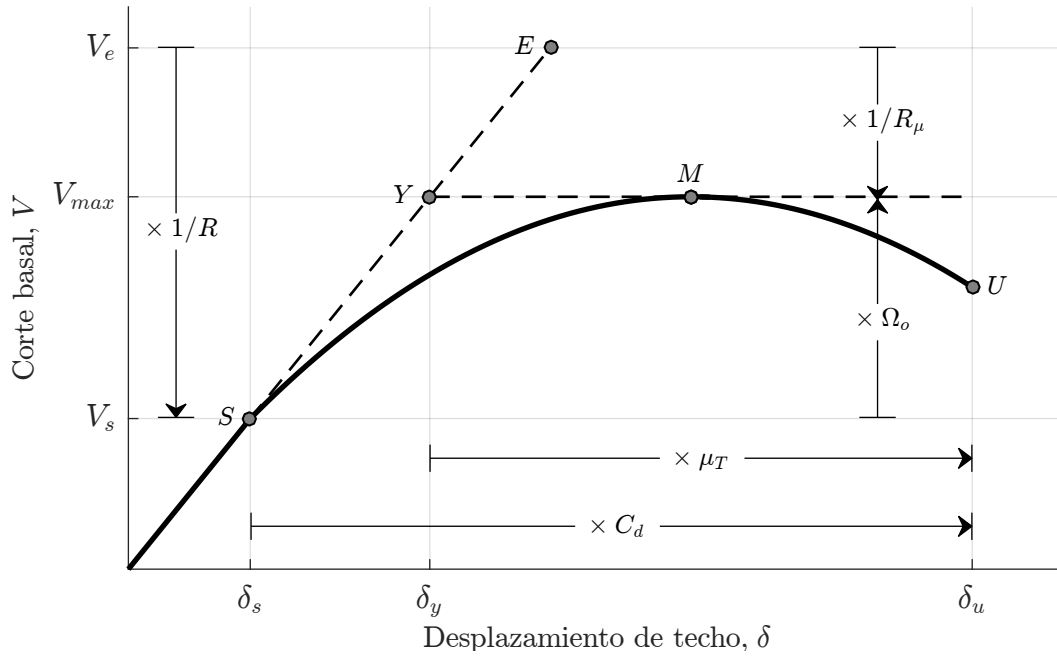


Figura 2.3: Definición de factores de desempeño sísmico (adaptado de [2]).

donde los puntos ● representan los siguientes estados:

S es el nivel de diseño, que en la normativa estadounidense se asocia a la primera fluencia,
 M es el nivel de capacidad máxima inelástica de la estructura,
 U es el nivel de capacidad última,
 Y es la fluencia efectiva dada por la pendiente elástica hasta la capacidad máxima y
 E es la capacidad máxima elástica.

De esta forma, se pueden establecer las siguientes ecuaciones:

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_{max}} \quad \Omega_o = \frac{V_{max}}{V_s} \quad (2.28, 2.29)$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_y} \qquad C_d = \frac{\delta_u}{\delta_s} \qquad (2.30, 2.31)$$

Las normas de diseño especifican estos factores para una serie de sistemas estructurales, en particular, el ASCE/SEI 7 [4] establece que para un sistema basado en marcos especiales a momento $R = 8$, $C_d = 5.5$ y $\Omega_o = 3$.

En el caso de la normativa nacional, la NCh433, tal como se menciona en la sección 2.2, se estipula un factor $R = 7$ para un análisis estático y $R_o = 11$ para uno dinámico (modal espectral) que determina finalmente un factor de reducción R^* que depende también del periodo fundamental de la estructura y del tipo de suelo. Estos valores, R_o en particular, fueron obtenidos por comparación de los calibrados para edificios de muros de hormigón armado de 10 a 12 pisos y de albañilería armada de 4 y 5 niveles que exhibieron un buen comportamiento durante el terremoto de 1985, con los especificados por el *Uniform Building Code* de 1991. Por otra parte, los otros factores de desempeño, C_d y Ω_o , no son considerados explícitamente en la norma, pese a que el primero podría obtenerse indirectamente en estructuras de hormigón armado a través del desplazamiento último de techo proporcionado por la NCh433, que es utilizado en el diseño del confinamiento de los muros.

A su vez, el documento FEMA P695 [12] especifica una metodología para la determinación de estos factores en nuevos sistemas estructurales, cuyos aspectos fundamentales se describen someramente en la siguiente sección.

Adicionalmente, el estándar FEMA 440 [13] establece un par de procedimientos iterativos con el fin de determinar el máximo desplazamiento inelástico, para cierta demanda sísmica, que definirá el denominado punto de desempeño (*performance point* en inglés). El fundamento de uno en particular, el método del espectro de capacidad, se explica en la sección 2.4.2.

2.4.1. Metodología FEMA P695

Los procedimientos que establece la metodología se pueden resumir en:

1. Información requerida por el sistema.
2. Desarrollo de arquetipos.
3. Desarrollo de modelos no lineales.
4. Análisis no lineales.
5. Evaluación del desempeño.

2.4.1.1. Información requerida por el sistema

En esta etapa se debe recopilar toda la información pertinente para caracterizar de buena forma el comportamiento del sistema ante la acción sísmica.

La siguiente tabla establece el parámetro β_{DR} que da cuenta del nivel de confianza y

grado de robustez y completitud de los requerimientos de diseño formulados para el sistema. A menor valor de β_{DR} mayor es la confianza en los datos, y en consecuencia menor es la incertidumbre en ellos.

Tabla 2.6: Calidad de los requerimientos de diseño (traducción de Tabla 3-1 de [12]).

Completitud y robustez	Confianza en los requerimientos		
	Alta	Media	Baja
Alta. Amplias garantías contra modos de falla imprevistos. Todo el diseño crítico y los aspectos que aseguran la calidad son abordados.	(A) Superior $\beta_{DR} = 0.10$	(B) Buena $\beta_{DR} = 0.20$	(C) Suficiente $\beta_{DR} = 0.35$
Media. Razonables garantías contra modos de falla imprevistos. La mayoría del diseño crítico y los aspectos que aseguran la calidad son abordados.	(B) Buena $\beta_{DR} = 0.20$	(C) Suficiente $\beta_{DR} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0.50$
Baja. Insatisfactorias garantías contra modos de falla imprevistos. Mucho del diseño crítico y los aspectos que aseguran la calidad no son abordados.	(C) Suficiente $\beta_{DR} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0.50$	-

Por otro lado, la Tabla 2.7 proporciona el parámetro β_{TD} que representa el grado de incertidumbre de los datos experimentales sobre el sistema, conexiones, materiales, etc. generados en un programa de investigación exclusivo o recolectados de experimentos afines.

Tabla 2.7: Calidad de los datos experimentales (traducción de Tabla 3-2 de [12]).

Completitud y robustez	Confianza en los resultados experimentales		
	Alta	Media	Baja
Alta. El comportamiento del material, componentes, conexiones, montaje y sistema son bien estudiados y representados. Todos, o casi todos, los aspectos importantes de las pruebas son abordados.	(A) Superior $\beta_{TD} = 0.10$	(B) Buena $\beta_{TD} = 0.20$	(C) Suficiente $\beta_{TD} = 0.35$
Media. El comportamiento del material, componentes, conexiones, montaje y sistema son en lo medular estudiados y representados. Los aspectos más importantes de las pruebas son abordados.	(B) Buena $\beta_{TD} = 0.20$	(C) Suficiente $\beta_{TD} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{TD} = 0.50$
Baja. El comportamiento del material, componentes, conexiones, montaje y sistema son superficialmente estudiados y representados. Varios aspectos importantes de las pruebas no son abordados.	(C) Suficiente $\beta_{TD} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{TD} = 0.50$	-

2.4.1.2. Desarrollo de arquetipos

Se especifican arquetipos que puedan recrear las principales características y configuraciones del sistema sismorresistente propuesto dentro del denominado *espacio de diseño*. Para ello son clasificados dentro de diferentes grupos de desempeño que comparten atributos fundamentales tales como la magnitud de las cargas gravitacionales, altura total, categoría ocupacional o periodo fundamental, siendo establecidos *arquetipos índices* representativos para cada grupo con el fin de evaluar su seguridad al colapso.

2.4.1.3. Desarrollo de modelos no lineales

Los modelos no lineales de los arquetipos deben incluir una simulación explícita de los mecanismos de falla que lleven al colapso de las estructuras, siempre que sea posible. En caso contrario, la metodología plantea la posibilidad de evaluar el colapso a través de modos de falla no simulados en los análisis no lineales, basados en la verificación de los estados límites de variables representativas de la demanda sísmica.

De igual manera, se define el parámetro β_{MDL} que define el grado de representatividad y

exactitud de los modelos, cuyos valores variarán según la siguiente tabla.

Tabla 2.8: Calidad de los modelos de arquetipos índices (traducción de Tabla 5-3 de [12]).

Representación de las características del colapso	Precisión y robustez de los modelos		
	Alta	Media	Baja
Alta. Los modelos índices capturan completamente el espacio de diseño del arquetipo y los efectos en el comportamiento estructural que contribuyen al colapso.	(A) Superior $\beta_{MDL} = 0.10$	(B) Buena $\beta_{MDL} = 0.20$	(C) Suficiente $\beta_{MDL} = 0.35$
Media. Los modelos índices son suficientemente representativas y exhaustivas del espacio de diseño y de los efectos en el comportamiento estructural que contribuyen al colapso.	(B) Buena $\beta_{MDL} = 0.20$	(C) Suficiente $\beta_{MDL} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{MDL} = 0.50$
Baja. Aspectos importantes del espacio de diseño y/o del comportamiento de colapso no son capturados por los modelos índices.	(C) Suficiente $\beta_{MDL} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{MDL} = 0.50$	-

2.4.1.3.1. Procedimientos para modelos no lineales del ASCE/SEI 41

El documento ASCE/SEI 41 [14] propone una curva carga-deformación, que se muestra en la Figura 2.4a, para la definición de rótulas plásticas a flexión en los elementos que conforman los marcos a momento de acero.

Para caracterizar estas curvas se definen tres niveles de desempeño tanto para elementos primarios (P), que son los destinados a resistir las fuerzas sísmicas, como para los elementos secundarios (S), que no confieren una resistencia sustancial o que agotan rápidamente su capacidad frente al sismo. Dichos niveles se pueden clasificar según el grado de deformación plástica del elemento en:

- Ocupación inmediata (IO, *Immediate Occupancy*): Como su nombre lo indica, la estructura puede utilizarse de forma segura, siendo los daños de menor cuantía y generados principalmente en elementos no estructurales.
- Seguridad de vida (LS, *Life Safety*): La estructura permanece estable y se conserva una cantidad no despreciable de resistencia adicional. Pese a ello, los daños a elementos estructurales y no estructurales pueden ser apreciables, pero con un riesgo de seguridad de vida bajo.
- Prevención de colapso (CP, *Collapse Prevention*): La estructura se mantiene en pie, pero puede estar al borde del colapso. Existe un daño sustancial atribuible a una importante degradación de rigidez y resistencia del sistema sismorresistente, a grandes

deformaciones remanentes y a un deterioro, aunque acotado, del mecanismo de transmisión de cargas gravitacionales. Todo ello redundaría en que la reocupación es altamente riesgosa y puede inducir el colapso parcial o total, siendo además la rehabilitación de la estructura compleja o no redituable económicamente.

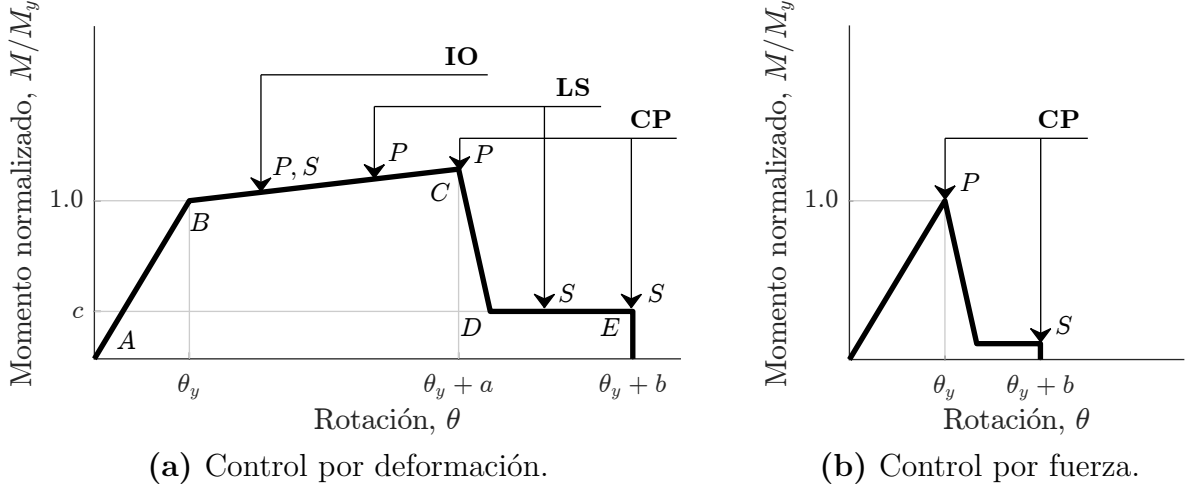


Figura 2.4: Curvas momento - rotación para comportamiento dúctil y frágil, respectivamente (gráficas adaptadas de [14]).

Como se observa en la Figura 2.4a, los tres estados antes descritos se materializan íntegramente solo para el comportamiento controlado por deformación, caracterizado por un tramo elástico (AB), seguido por un rango plástico o de endurecimiento (BC) definido por una pendiente del orden de 3% de la elástica. Posteriormente al *peak* (C) se establece una abrupta degradación de resistencia (se adopta una inclinación negativa para evitar problemas de convergencia computacional) hasta un nivel prácticamente nulo de carga, después del cual se define un tramo de resistencia residual (DE) hasta el colapso final.

Disímil es el comportamiento que caracteriza el control por fuerza, tal cual lo muestra la Figura 2.4b, que consiste básicamente en un tramo elástico hasta el máximo, después del cual hay una importante pérdida de resistencia hasta un valor residual. La representación post-máximo es generalmente ignorada truncando la curva en este punto.

Los parámetros θ_y y M_y , mostrados en las figuras anteriores, indican la rotación en la fluencia y la resistencia a flexión esperada en el elemento, respectivamente, siendo definidos para vigas y columnas por las siguientes ecuaciones:

$$\theta_y = \begin{cases} \left(\frac{ZF_{ye}L}{6EI} \right)_b & \text{Vigas} \\ \left(\frac{ZF_{ye}L}{6EI} \right)_c \left(1 - \frac{P}{F_{ye}A_g} \right) & \text{Columnas} \end{cases} \quad (2.32)$$

$$M_y = \begin{cases} Z_b F_{ye} & \text{Vigas} \\ 1.18 Z_c F_{ye} \left(1 - \frac{P}{F_{ye} A_{g c}}\right) \leq Z_c F_{ye} & \text{Columnas} \end{cases} \quad (2.33)$$

donde los subíndices b y c denotan las propiedades de vigas y columnas, respectivamente, entre las cuales están el módulo plástico de sección (Z), la longitud del elemento (L), el momento de inercia (I) y el área gruesa de la sección transversal (A_g); $F_{ye} = R_y F_y$ es la tensión de fluencia esperada; E es el módulo de elasticidad del acero y P es la carga axial en el elemento, según la combinación que se definirá posteriormente con la ecuación (2.34) incluyendo la contribución de la carga lateral, para determinado desplazamiento del nodo de control en un análisis no lineal estático o para el instante de resolución de un análisis no lineal dinámico.

A su vez, los parámetros a , b y c definidos en la Figura 2.4a se estiman con la Tabla 2.9.

Tabla 2.9: Parámetros de modelación y criterio de aceptación para procedimientos no lineales en elementos de acero (adaptado de [14]).

		Parámetros curva			Criterio aceptación		
		a	b	c	IO	LS	CP
Condición de esbeltez de alas y alma		$[\theta_y]$	$[\theta_y]$		$[\theta_y]$	$[\theta_y]$	$[\theta_y]$
Vigas	(a) $\lambda_f \leq 52/\sqrt{F_{ye}^a}$ y $\lambda_w \leq 418/\sqrt{F_{ye}}$	9	11	0.6	1	9	11
	(b) $\lambda_f \geq 65/\sqrt{F_{ye}}$ ó $\lambda_w \geq 640/\sqrt{F_{ye}}$	4	6	0.2	0.25	3	4
	(c) Si (a) y (b) no se satisfacen	$\underline{\quad}^b$	$\underline{\quad}^b$	$\underline{\quad}^b$	$\underline{\quad}^b$	$\underline{\quad}^b$	$\underline{\quad}^b$
Para $P/P_{CL}^c < 0.2$							
Columnas	(a) $\lambda_f \leq 52/\sqrt{F_{ye}}$ y $\lambda_w \leq 300/\sqrt{F_{ye}}$	9	11	0.6	1	9	11
	(b) $\lambda_f \geq 65/\sqrt{F_{ye}}$ ó $\lambda_w \geq 460/\sqrt{F_{ye}}$	4	6	0.2	0.25	3	4
	(c) Si (a) y (b) no se satisfacen	$\underline{\quad}^b$	$\underline{\quad}^b$	$\underline{\quad}^b$	$\underline{\quad}^b$	$\underline{\quad}^b$	$\underline{\quad}^b$
Para $0.2 \leq P/P_{CL}^c \leq 0.5^e$							
	(a) $\lambda_f \leq 52/\sqrt{F_{ye}}$ y $\lambda_w \leq 260/\sqrt{F_{ye}}$	$11f^d$	$17f^d$	0.2	0.25	$14f^d$	$17f^d$
	(b) $\lambda_f \geq 65/\sqrt{F_{ye}}$ ó $\lambda_w \geq 400/\sqrt{F_{ye}}$	1	1.5	0.2	0.25	1.2	1.2
	(c) Si (a) y (b) no se satisfacen	$\underline{\quad}^b$	$\underline{\quad}^b$	$\underline{\quad}^b$	$\underline{\quad}^b$	$\underline{\quad}^b$	$\underline{\quad}^b$

^a El valor de F_{ye} debe expresarse en unidades ksi para evaluar todos los límites en que sea utilizado.

^b Debe interpolarse linealmente para los parámetros y esbelteces límite de las condiciones (a) y (b), tanto para alas como alma, escogiéndose el mínimo de ambos.

^c P_{CL} es la resistencia a compresión de la columna considerando un factor de reducción $\phi = 1.0$.

^d $f = 1 - (5/3)(P/P_{CL})$

^e Columnas con $P/P_{CL} > 0.5$ deberán considerarse controladas por fuerza.

La tabla precedente no hace distinción entre elementos primarios o secundarios para el establecimiento de los niveles de desempeño (criterio de aceptación), en particular para los estados LS y CP, cuestión que difiere de versiones anteriores del estándar y de su documento precursor (FEMA 356), conservándose solo los límites impuestos para elementos secundarios ahora aplicados transversalmente.

2.4.1.4. Análisis no lineal

El análisis no lineal de los modelos desarrollados deberá considerar la siguiente combinación para las cargas gravitacionales, que incluye a las de índole permanente, D , y de uso, L (se excluye la sobrecarga de techo), y que está basada en valores esperados:

$$1.05D + 0.25L \quad (2.34)$$

Cabe notar que esta combinación redundará en una masa sísmica ligeramente mayor que la considerada en el diseño según la NCh433.

Los análisis no lineales deberán incluir además los efectos de segundo orden asociados a las cargas gravitacionales, combinadas según la relación anterior, que son estabilizadas por el sistema sismorresistente [12].

La metodología de FEMA P695 establece dos tipos de análisis: uno no lineal estático (*pushover*) y otro no lineal dinámico (*tiempo-historia*).

2.4.1.4.1. Análisis no lineal estático

Este análisis consiste básicamente en aplicar cargas laterales en el centro de masas de cada piso, que se incrementarán proporcionalmente y en el mismo sentido hasta alcanzar determinado desplazamiento en el nodo de control (centro de masa o nodo esquina del techo).

La carga lateral para cada piso x (F_x), debe ser proporcional al producto entre la masa de este (m_x) y la amplitud de la forma modal fundamental en dicho piso ($\phi_{1,x}$) en la dirección de análisis:

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (2.35)$$

Establecida la curva de capacidad, y con ella el corte basal máximo (V_{max}) podrá determinarse con la ecuación (2.29) el factor de sobrerresistencia, Ω_o .

En orden a evaluar la ductilidad basada en el periodo (μ_T) definida anteriormente en la ecuación (2.30), FEMA P695 define al desplazamiento último del nodo de control (δ_u) como aquel para el cual hay una reducción de un 20 % del corte basal máximo, o en otras palabras cuando en el tramo descendente de la curva de capacidad se llega a $0.8V_{max}$, o en su defecto, el correspondiente a un modo de falla no simulado.

Respecto al desplazamiento efectivo de fluencia (δ_y), se establece la relación

$$\delta_y = C_0 \frac{V_{max}}{W/g} \left[\frac{\text{máx}(T, T_1)}{2\pi} \right]^2 \quad (2.36)$$

donde:

W/g es la masa total de la estructura, según la combinación dada por (2.34), en que g es la aceleración de gravedad,

T es el periodo fundamental aproximado dado por ASCE/SEI 7 [4], calibrado para el diseño estadounidense (en particular para su espectro de respuesta) por lo cual no es directamente aplicable a este estudio,

T_1 es el periodo fundamental obtenido por un análisis de valores y vectores propios,

C_0 es un coeficiente definido como el producto entre la amplitud modal fundamental en el nodo de control $\phi_{1,r}$, que generalmente es igual a 1, y el factor de participación modal (del modo fundamental), PF_1 , es decir

$$C_0 = \phi_{1,r} PF_1 = \phi_{1,r} \frac{L_1}{M_1} \quad (2.37)$$

en que L_1 y M_1 fueron definidos genéricamente en la sección 2.2.2, con lo cual la expresión anterior queda como

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\{\phi_1\}^T [M] \{r\}}{\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\}} = \phi_{1,r} \frac{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1,x}^2} \quad (2.38)$$

donde N es el número de pisos, y también el de grados de libertad activos.

La ecuación (2.36) homologa la expresión entregada por FEMA 440 [13] para el método de los coeficientes, suponiendo un 100% de participación del modo fundamental y demás factores (C_1 , C_2 , C_3) unitarios, razón por la cual la pendiente definida por δ_y en la Figura 2.3 será un poco mayor a la pendiente elástica inicial de la curva de capacidad.

2.4.1.4.2. Análisis no lineal dinámico

El análisis no lineal dinámico (*tiempo-historia*) pretende, mediante registros de aceleración escalados, determinar el margen de colapso (CMR o *Collapse Margin Ratio*) para cada modelo arquetípico, que se define por medio de la siguiente relación,

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (2.39)$$

donde

\hat{S}_{CT} es la intensidad mediana de colapso, definida como la aceleración espectral de la mediana de los registros, evaluada en el periodo fundamental del arquetipo, amplificada por un factor de escala para el cual al menos el 50% de los registros (escalados por dicho factor) provoquen el colapso, y

S_{MT} es la intensidad, en términos de aceleración espectral, del máximo sismo considerado (MCE) evaluado en el periodo fundamental del arquetipo.

Para caracterizar el MCE, propio de la normativa estadounidense y que define su espectro de diseño, se utilizará el sismo máximo posible estipulado en la norma NCh2745 [15], el cual es definido para una probabilidad de excedencia del PGA igual al 10% en 100 años, tal cual

lo realiza Urzúa [16] en su investigación .

La siguiente figura muestra el espectro de aceleraciones de la norma NCh2745 para un amortiguamiento del 5%, que dependerá de variados parámetros según el suelo y la zona sísmica considerada, y que se establecen en las Tablas 2.10 y 2.11, respectivamente.

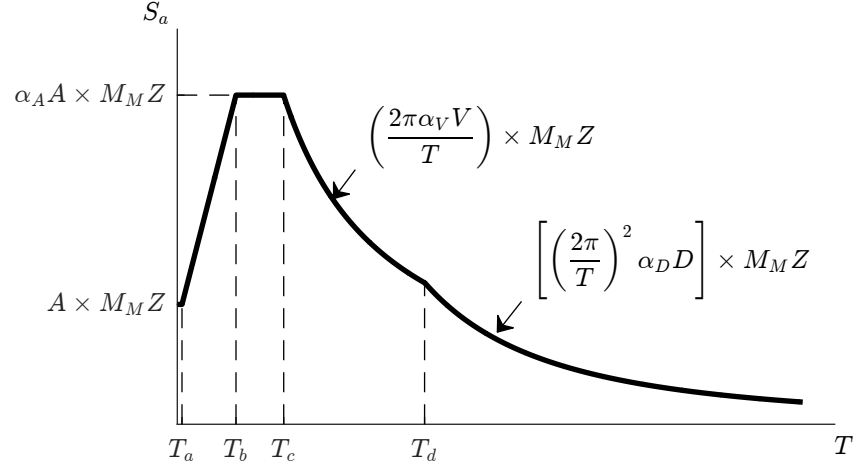


Figura 2.5: Espectro de diseño de la NCh2745 (adaptado de [16]).

Tabla 2.10: Parámetros del espectro de diseño de la NCh2745 que dependen del tipo de suelo.

Suelo ^a	A [g]	T_a [s]	T_b [s]	T_c [s]	T_d [s]	$\alpha_A A$ [cm/s ²]	$\alpha_V V$ [cm/s]	$\alpha_D D$ [cm]
A	0.4	0.03	0.11	0.29	2.51	1085	50	20
B	0.41	0.03	0.20	0.54	2.00	1100	94	30
C y D	0.45	0.03	0.375	0.68	1.58	1212	131	33

^a Para suelos tipo E y F se debe desarrollar un espectro de sitio específico para el proyecto.

Tabla 2.11: Parámetros del espectro de diseño de la NCh2745 según la zona sísmica.

Zona sísmica	M_M	Z
1	1.2	0.75
2	1.2	1.00
3	1.2	1.25

Establecido el máximo sismo considerado, todos los registros (llevados a espectros de respuesta) serán inicialmente escalados a la pseudo-aceleración espectral del MCE evaluado en el periodo fundamental del modelo, para después incrementar gradualmente la intensidad hasta que se logre el colapso para al menos el 50% de los registros, definiendo así la variable \hat{S}_{CT} antes mencionada.

2.4.1.5. Evaluación del desempeño

Para evaluar si el margen de colapso (CMR) es aceptable para cada arquetipo, se debe establecer primero la incertidumbre total de colapso del sistema (β_{TOT}), que se define por la siguiente expresión:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (2.40)$$

donde β_{DR} , β_{TD} y β_{MDL} son definidos según las Tablas 2.6, 2.7 y 2.8, respectivamente, mientras que el parámetro β_{RTR} da cuenta de la variabilidad en la respuesta de los arquetipos para cada registro sísmico y se cuantifica en función de la ductilidad basada en el periodo (μ_T), según la expresión

$$0.2 \leq \beta_{RTR} = 0.1 + 0.1\mu_T \leq 0.40 \quad (2.41)$$

Por medio de β_{TOT} se calculan valores de CMR , ajustados por la forma espectral de los registros, para un 10 % y 20 % de probabilidad de colapso, según la Tabla 7-3 de FEMA P695, pudiendo ser representados por las siguientes funciones exponenciales:

$$ACMR_{10\%} = 1.0009 \cdot \exp(1.2804\beta_{TOT}) \quad (2.42)$$

$$ACMR_{20\%} = 0.9997 \cdot \exp(0.8412\beta_{TOT}) \quad (2.43)$$

El margen de colapso se considerará aceptable cuando para cada grupo de desempeño los CMR ¹ de los arquetipos satisfacen las condiciones establecidas por las ecuaciones (2.44) y (2.45). En consecuencia, el factor de modificación de respuesta (R) será el correspondiente al grupo de desempeño que ostente el menor margen de colapso promedio, mientras que el factor de sobrerresistencia (Ω_o) será el máximo valor promedio entre los grupos definidos. Por el contrario, si no se cumplen estos límites se debe rediseñar las estructuras de forma más conservadora y repetir el proceso o mejorar la calidad de la información y de los modelos arquetípicos para obtener una menor incertidumbre y con ella límites inferiores [17].

$$\overline{CMR}_i \geq ACMR_{10\%} \quad CMR_i \geq ACMR_{20\%} \quad (2.44, 2.45)$$

2.4.2. Método del espectro de capacidad de FEMA 440

El método del espectro de capacidad, tal como se establece originalmente en el estándar ATC-40 [18], consiste en asumir que el máximo desplazamiento inelástico para un sistema no lineal de un grado de libertad (SDOF: *Single Degree-of-Freedom* en inglés) puede ser estimado a partir de un sistema lineal elástico equivalente con un periodo y amortiguamiento mayores a los asociados inicialmente al sistema no lineal (T_0 y β_0 , respectivamente) [13]. La figura siguiente muestra gráficamente esta concepción.

¹En rigor se utiliza el valor ajustado por la forma espectral de los registros, $ACMR$. No obstante, el factor de ajuste (SSF) puede ser obviado, según constata Urzúa [16], debido a que este da cuenta de la variabilidad de los mecanismos de falla que originan los sismos en Estados Unidos, cuestión que no ocurre en los registros que se analizarán en este trabajo, que son derivados de movimientos producto de la subducción entre la placa de Nazca y la Sudamericana.

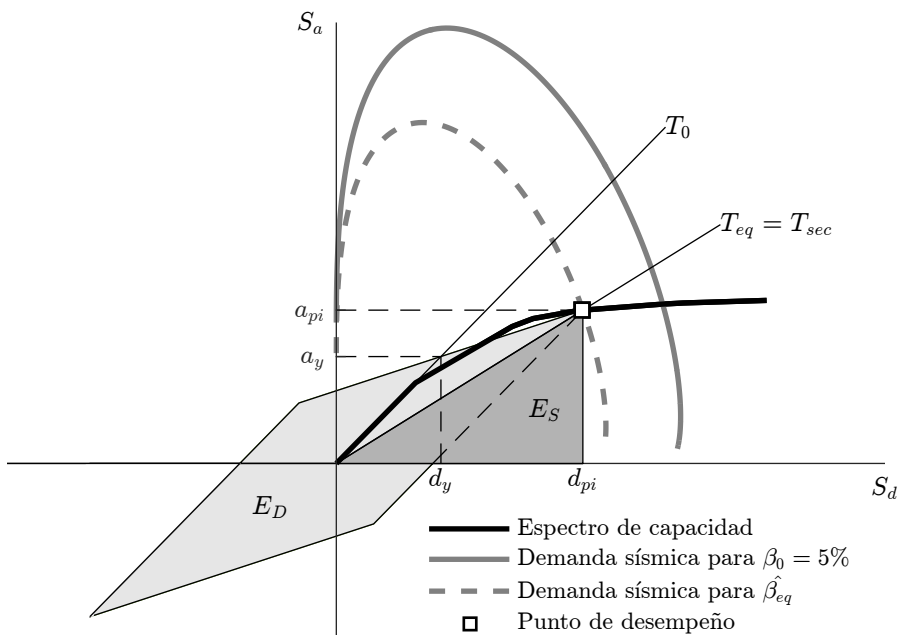


Figura 2.6: Método del espectro de capacidad según el estándar ATC-40 (adaptado de [13]).

En la figura, E_D representa la energía disipada producto del amortiguamiento durante el ciclo completo de histéresis (igual al área del paralelogramo resultante), mientras que E_S corresponde a la máxima energía de deformación desarrollada, igual a

$$E_S = A_{\blacksquare} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \quad (2.46)$$

donde a_{pi} y d_{pi} son la aceleración y desplazamiento en el punto de desempeño, basado en un sistema de coordenadas espectrales (ADRS²: *Acceleration-Displacement Response Spectrum*) para la curva de capacidad originalmente relacionada al corte basal y el desplazamiento de techo, obtenida esta través de un análisis no lineal estático o *pushover*.

El cociente entre ambas energías permite cuantificar el amortiguamiento viscoso equivalente asociado con el ciclo histerético, β_{eq} , a través de la relación

$$\beta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{E_D}{E_S} \right) \quad (2.47)$$

y con él se obtiene el amortiguamiento total del sistema lineal equivalente, $\hat{\beta}_{eq}$

$$\hat{\beta}_{eq} = \beta_0 + \beta_{eq} \quad (2.48)$$

En el Anexo B se muestra uno de los procedimientos propuestos por FEMA 440 para determinar el punto de desempeño, que utiliza expresiones aproximadas para el cálculo del periodo y amortiguamiento del sistema equivalente, T_{eq} y $\hat{\beta}_{eq}$ respectivamente, optimizadas para cualquier modelo de histéresis.

²Este sistema permite representar en un mismo gráfico las curvas de demanda y capacidad. Para el primer caso se hace uso de la definición del pseudo-espectro de respuesta: $PS_a(\beta, T) = (2\pi/T)^2 S_d(\beta, T)$, en que cada periodo T define una recta radial desde el origen. Con respecto a la curva de capacidad, la transformación a coordenadas espectrales se efectúa a través de las propiedades dinámicas de la estructura (véase Anexo B).

Capítulo 3

Análisis y diseño de las estructuras

3.1. Consideraciones previas

3.1.1. Sistema estructural

Para efectos de simplificar el análisis, se considerarán modelos bidimensionales representativos de estructuras de 4 y 8 niveles conformadas por marcos a momento equidistantes a 7 [m] y de dos vanos de igual longitud, como se muestra en la Figura 3.1, por lo que el área en planta que tributa sobre el marco plano equivalente será de 7×14 [m²] (se muestra sombreada en la figura), mientras que la altura de entrepiso se fijará en 3.5 [m].

Cabe señalar además que se usarán perfiles doble T en vigas y columnas con sus ejes fuertes orientados en el plano del marco. A su vez, el plano perpendicular se asumirá arriostrado.

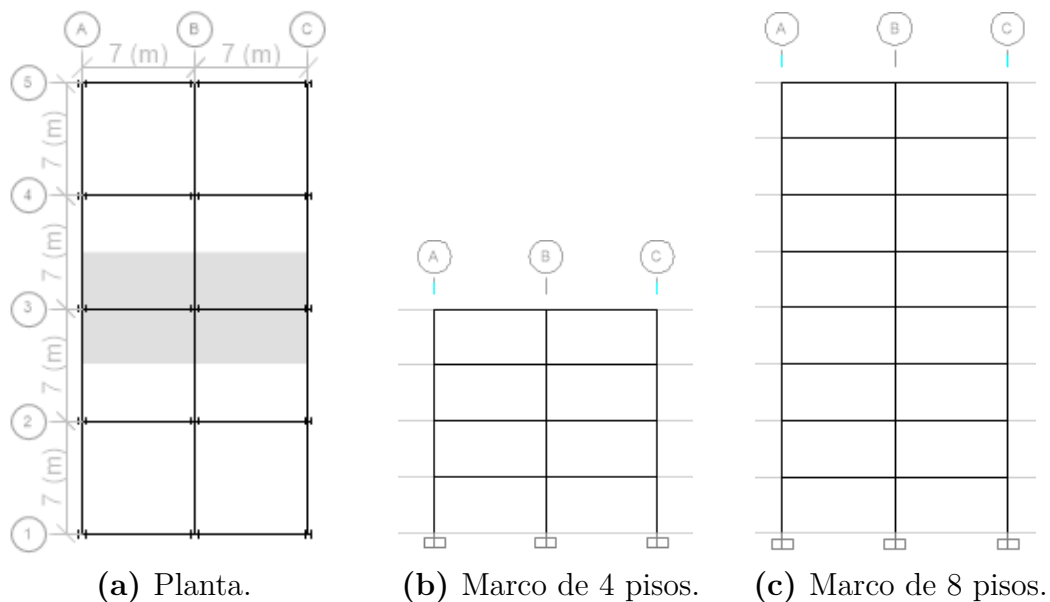


Figura 3.1: Planta y elevaciones de las estructuras a analizar.

3.1.2. Materiales

Se utilizarán perfiles soldados, de dimensiones según la categoría *Wide Flange* norteamericana, con planchas de acero de calidad ASTM A36.

Asociadas a éste, se establecen las siguientes propiedades:

- Peso específico: $\gamma = 7.85$ [tonf/m³]
- Módulo de elasticidad: $E = 2100$ [tonf/cm²]
- Tensión mínima de fluencia: $F_y = 2.53$ [tonf/cm²]
- Tensión máxima a tracción: $F_u = 4.08$ [tonf/cm²]
- Factor para la tensión de fluencia esperada: $R_y = 1.3$
- Factor para la tensión máxima a tracción esperada: $R_t = 1.2$

3.1.3. Cargas estáticas actuantes

Dada la definición de uso destinado a oficinas de las estructuras, según la NCh1537 [19], se considerará una sobrecarga de uso de 250 [kgf/m²] y para el último piso, asumiendo que solo es accesible para mantención, una carga de techo de 100 [kgf/m²] (no se efectuarán reducciones, ya sea por área tributaria para la sobrecarga de uso, o por pendiente para el techo).

Respecto a las cargas muertas, exceptuando el peso propio de los perfiles que se definirán durante el diseño, suponiendo el uso de *steel decks* con un espesor de hormigón (sobre el trapecio del elemento galvanizado) de 10 [cm], en base al catálogo *Instadeck* de CINTAC [20] se estima un peso propio de la placa colaborante de 332 [kgf/m²]. Considerando además otros componentes como tabiquerías, cerámicas y rellenos de piso, se puede agregar una carga muerta adicional de 150 [kgf/m²], obteniendo un valor total por concepto de cargas permanentes de 482 [kgf/m²], que se redondeará para efectos prácticos a 500 [kgf/m²] y se utilizará por simplificación en todos los niveles (pese a que en el techo algunos ítems como tabiques o terminaciones no aplican).

Estas cargas tributarán directamente en las vigas, según la Figura 3.1a, constituyendo cargas uniformemente distribuidas a lo largo de estas.

Tabla 3.1: Resumen de cargas gravitacionales consideradas.

Tipo de carga gravitacional	q [kgf/m ²]	\bar{q} [tonf/m]
Cargas permanentes, D^a	500	3.5
Sobrecarga de uso, L	250	1.75
Sobrecarga de techo, L_r	100	0.7

^a Estas cargas no incluyen el peso propio de vigas ni columnas.

3.1.4. Cálculo de la demanda sísmica de diseño

Como se mencionó en la sección 2.2 la NCh433 establece dos procedimientos para la determinación de la acción sísmica de diseño: el estático y el modal espectral. Este último se usará transversalmente para todos los modelos, esto es, incluyendo los de 4 pisos, con el fin de normalizar los procedimientos a utilizar y con la certidumbre de que los dos tipos de análisis no diferirán sustancialmente en el dimensionamiento de los perfiles en estructuras de baja altura [21]. La Figura 3.2 muestra los espectros elásticos que se utilizarán (que abarcan todas las combinaciones posibles de zonas y tipo de suelos) en base a la relación (2.7).

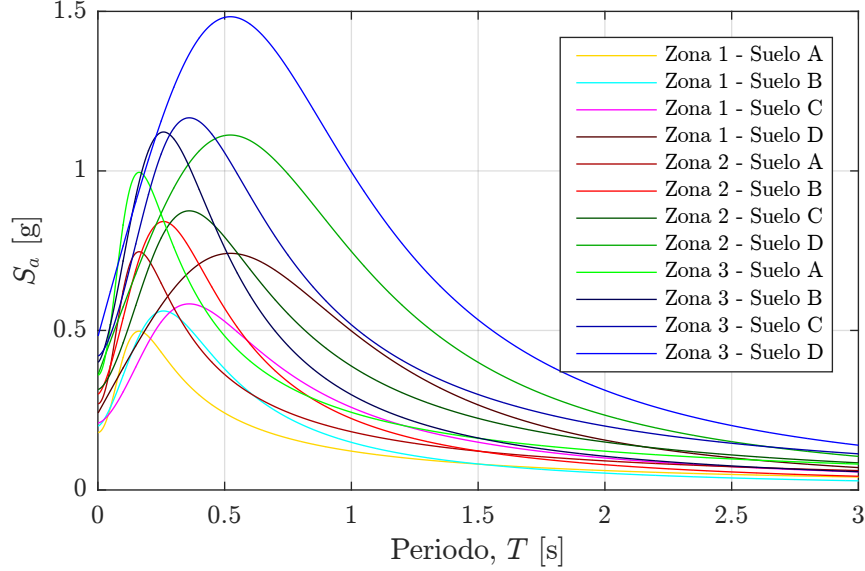


Figura 3.2: Espectros elásticos de aceleración según lo dispuesto por la NCh433.

Para la estimación de las propiedades dinámicas (formas modales, periodos de vibración, masas equivalentes, etc.), que incidirán en el cálculo de la demanda sísmica, se utilizará el programa ETABS® por medio del cual se modelarán los marcos en base a elementos tipo *frame*, con apoyos empotrados en la base y considerando lo planteado anteriormente.

3.1.5. Efectos de segundo orden

Como se indica en el Anexo A los efectos de segundo orden se estimarán para el diseño mediante un análisis aproximado utilizando los factores B_1 y B_2 . No obstante, según el código ASCE/SEI 7 [4], estos podrían ser ignorados (al menos los efectos $P - \Delta$) si se satisficiera la restricción para el coeficiente de estabilidad del nivel x , θ_x , dada por

$$\theta_x = \frac{P_x \Delta'_x I}{V_x h_{sx} C_d} = \frac{P_x \frac{C_d}{I} (\delta_{xe} - \delta_{(x-1)e}) I}{V_x h_{sx} C_d} = \frac{P_x \Delta_x}{V_x h_{sx}} \leq 0.1 \quad (3.1)$$

donde P_x es el peso (sísmico) en y sobre el nivel x , V_x es el corte sísmico de diseño en el piso bajo dicho nivel, $\Delta_x = \delta_{xe} - \delta_{(x-1)e}$ es el desplazamiento relativo entre el el nivel x y $x - 1$,

para el sismo de diseño, h_{sx} es la altura de entrepiso correspondiente al nivel x , y C_d e I son el factor de amplificación de desplazamiento y de importancia, respectivamente, definidos en la normativa americana, el primero de los cuales no tiene homologación en la NCh433.

Esta relación, dada las restrictivas limitantes a la deriva de entrepiso que especifica la NCh433, se cumplirá en la mayoría de los casos. De no satisfacerse en algún piso, ASCE/SEI 7 establece de forma alternativa a un análisis más exhaustivo un factor amplificador del corte igual a $1/1-\theta$, que variará para todos los pisos según la ecuación (3.1), y que determinará un nuevo corte basal, momento volcante y solicitaciones resultantes, y con ello desplazamientos mayores. Dicho factor puede considerarse el precursor del factor B_2 usado en el diseño, dado que tiene prácticamente la misma formulación.

Pese a que ETABS permite la inclusión explícita de los efectos $P - \Delta$ a través de análisis, por ejemplo, iterativos basados en una combinación específica de cargas (carga muerta más un porcentaje de la carga viva por lo general), este no redundará en diferencias sustanciales respecto a un análisis que no los incluya¹, según lo mencionado anteriormente respecto al límite en las derivas de piso, por lo cual no se considerará el uso de esta característica del programa pero si se controlará la magnitud del coeficiente de estabilidad y se usarán igualmente los factores B_1 y B_2 para el diseño.

3.2. Estructuras a analizar

Después de un proceso iterativo en el que se verifican los requerimientos de resistencia y rigidez se llega a los siguientes diseños para las configuraciones establecidas en 3.1.1, considerando las tres zonas sísmicas y los suelos de tipo A, B, C y D.

Tabla 3.2: Perfiles preliminares para marcos de 4 pisos.

Zona	Tipo Elem. ^a	Suelo			
		A	B	C	D
1	V	W14x43	W14x43	W14x43	W14x48
	C	W21x83	W21x83	W21x83	W21x101
2	V	W14x43	W14x43	W14x43	W16x45
	C	W21x83	W21x83	W21x83	W36x210
3	V	W14x43	W14x48	W14x48	W16x67
	C	W21x83	W21x93	W21x101	W36x280

^a La nomenclatura V o C da cuenta si el tipo de elemento es una viga o columna, respectivamente.

¹Al efectuar un análisis modal incluyendo los efectos $P - \Delta$ en ETABS se observan periodos de vibración levemente mayores (del orden de un 2% superiores para el periodo fundamental).

Tabla 3.3: Perfiles preliminares para marcos de 8 pisos.

Zona	Tipo Elem.	Suelo			
		A	B	C	D
1	V 1-4°	W14x48	W14x48	W14x53	W14x48
	V 5-8°	W14x48	W14x48	W14x48	W14x48
		●	●	●	○
	C 1-4°	W24x117	W24x117	W24x117	W36x170
	C 5-8°	W21x111	W21x93	W21x111	W24x162
2	V 1-4°	W14x48	W14x48	W16x50	W18x55
	V 5-8°	W14x48	W14x48	W14x48	W16x50
		●	●	●	●
	C 1-4°	W33x169	W33x169	W36x210	W36x245
	C 5-8°	W24x162	W24x162	W27x194	W27x235
3	V 1-4°	W16x50	W16x50	W18x55	W21x101
	V 5-8°	W14x53	W14x53	W16x50	W21x83
		●	●	●	●
	C 1-4°	W36x210	W36x210	W36x245	W36x328
	C 5-8°	W24x207	W24x192	W27x235	W36x245

La tabla siguiente muestra las dimensiones y pesos nominales de estos perfiles.

Tabla 3.4: Propiedades de los perfiles doble T a considerar.

Sección	Tipo	Peso [kgf/m]	b [mm]	d [mm]	t_f [mm]	t_w [mm]
W14x43	V	64.0	203.2	348	13.5	7.7
W14x48	V	71.4	204	350.5	15.1	8.6
W14x53	V	78.9	204.7	353.1	16.8	9.4
W16x45	V	67.0	178.8	408.9	14.4	8.8
W16x50	V	74.4	179.6	414	16	9.7
W18x55	V	81.8	191.3	459.7	16	9.9
W18x60	V	89.3	192	462.3	17.7	10.5
W21x83	C/V	123.5	212.3	543.6	21.2	13.1
W21x93	C	138.4	213.9	548.6	23.6	14.7
W21x101	C/V	150.3	312.4	543.6	20.3	12.7
W21x111	C	165.2	312.4	546.1	22.2	14
W24x117	C	174.1	325.1	617.2	21.6	14
W24x162	C	241.1	330.2	635	31	17.9
W24x192	C	285.7	330.2	647.7	37.1	20.6
W24x207	C	308.0	330.2	652.8	39.9	22.1
W27x194	C	288.7	355.6	713.7	34.0	19.1
W27x235	C	349.7	360.7	729	40.9	23.1

Continúa en la próxima página

Tabla 3.4: Propiedades de los perfiles doble T a considerar (continuación).

Sección	Tipo	Peso [kgf/m]	b [mm]	d [mm]	t_f [mm]	t_w [mm]
W33x169	C	251.5	292.1	858.5	31	17
W36x170	C	253.0	304.8	919.5	27.9	17.3
W36x210	C	312.5	309.9	932.2	34.5	21.1
W36x245	C	364.6	419.1	916.9	34.3	20.3
W36x280	C	416.7	421.6	927.1	39.9	22.5
W36x328	C	488.1	421.6	942.3	47	25.9

Para el marco de 8 niveles, como se observa en la Tabla 3.3, no solo se consideraron perfiles diferentes para vigas y columnas sino que además se hizo distinción entre la parte inferior (4 primeros pisos) y superior (4 últimos pisos), de tal manera de reducir la altura de las vigas en elevación sin variar demasiado el peso del perfil.

3.3. Análisis sísmico según la NCh433

Las Tablas 3.5 y 3.6 indican, para los diseños de 4 y 8 pisos respectivamente, los periodos, T , y las razones de masa equivalente, α_m , de los modos de vibración necesarios para alcanzar el 90 % de masa movilizada en la dirección de análisis.

Como se observa, para los diseños de 4 pisos con los dos primeros modos se alcanza esta cantidad, mientras que en los de 8 niveles se requiere considerar uno adicional. Respecto a los periodos obtenidos en los modelos de 4 pisos, estos son similares salvo para los diseños asociados al suelo D para las zonas 2 y 3 (● y ●) que, dada su demanda, requieren una mayor rigidez y consecuentemente un periodo menor. Esta situación se plasma también en los modelos de 8 pisos, aunque con una mayor variación en los periodos, destacándose el correspondiente a la zona 3 para el suelo D (●) cuyo periodo es inferior a 1 [s].

Tabla 3.5: Análisis modal para diseños preliminares de 4 pisos.

	Modo 1		Modo 2		$\sum \alpha_m$ [%]
	T [s]	α_m [%]	T [s]	α_m [%]	
●	0.96	79.3	0.27	13.7	92.9
●	0.89	78.8	0.24	14.1	92.9
●	0.58	74.4	0.13	17.9	92.3
●	0.91	79.3	0.25	13.7	93.0
●	0.47	75.0	0.11	17.6	92.6

Tabla 3.6: Análisis modal para diseños preliminares de 8 pisos.

	Modo 1		Modo 2		Modo 3		$\sum \alpha_m$ [%]
	T [s]	α_m [%]	T [s]	α_m [%]	T [s]	α_m [%]	
○	1.87	76.8	0.56	11.4	0.28	5.2	93.4
●	1.88	76.7	0.57	11.3	0.29	5.2	93.2
●	1.82	76.5	0.56	11.8	0.28	5.1	93.4
○	1.58	73.2	0.46	12.7	0.21	6.3	92.2
●	1.62	73.7	0.47	12.6	0.22	6.2	92.5
●	1.43	71.9	0.42	14.2	0.19	6.4	92.4
●	1.26	72.5	0.37	13.9	0.17	6.3	92.7
●	1.41	72.4	0.42	13.5	0.19	6.3	92.2
●	1.41	72.3	0.42	13.4	0.19	6.3	92.0
●	0.84	74.8	0.26	13.0	0.12	5.5	93.4

Mediante las directrices establecidas en la sección 2.2.2, se obtienen los resultados para los diseños de los marcos de 4 y 8 pisos según las Tablas 3.7 y 3.8 respectivamente, en las cuales T^* es el periodo fundamental (en la dirección de análisis), P es el peso sísmico, Q_{min} y Q_{max} son el corte basal mínimo y máximo respectivamente, R^* es el factor de reducción obtenido a través de la ecuación (2.9), R^{**} es factor de reducción ajustado por corte mínimo o máximo, Q_o es el corte basal efectivo, M_v es el momento volcante generado por las fuerzas sísmicas de entrepiso (obtenidas por la diferencia entre los cortes de dos pisos consecutivos), M_v/Q_o es el brazo de palanca expresado en porcentaje de la altura total de la estructura (H) y Δ_x^{max}/h es la distorsión de piso máxima medida en el centro de masa.

Tabla 3.7: Análisis sísmico para marcos de 4 pisos según la NCh433.

Z	S	T^* [s]	P [tonf]	Q_{min} [tonf]	Q_{max} [tonf]	R^*	R^{**}	Q_o [tonf]	Q_o [%P]	M_v [ton·m]	M_v/Q_o [%H]	Δ_x^{max}/h [%o]
1	A	0.96	222.8	6.7	14.0	10.39	3.94	6.7	3.00	59.8	63.92	0.86
	B	0.96	222.8	7.4	15.6	9.19	4.45	7.4	3.33	65.9	63.39	0.95
	C	0.96	222.8	7.8	16.4	8.55	6.53	7.8	3.50	77.5	70.96	1.12
	D	0.89	224.4	9.0	18.8	6.71	-	15.3	6.80	158.8	74.29	1.93
2	A	0.96	222.8	10.0	21.1	10.39	3.94	10.0	4.50	89.7	63.89	1.29
	B	0.96	222.8	11.1	23.4	9.19	4.46	11.1	5.00	99.0	63.45	1.43
	C	0.96	222.8	11.7	24.6	8.55	6.52	11.7	5.25	116.2	70.96	1.68
	D	0.58	230.8	13.8	29.1	5.53	6.54	29.1	12.60	311.8	76.60	1.98
3	A	0.96	222.8	13.4	28.1	10.39	3.94	13.4	6.00	119.7	63.94	1.73
	B	0.91	223.9	14.9	31.3	9.06	4.74	14.9	6.67	135.8	65.02	1.73
	C	0.89	224.4	15.7	33.0	8.36	7.09	15.7	7.00	158.3	71.97	1.93
	D	0.47	236.2	18.9	39.7	5.00	6.57	39.7	16.80	424.4	76.38	1.93

Tabla 3.8: Análisis sísmico para marcos de 8 pisos según la NCh433.

Z	S	T^* [s]	P [tonf]	Q_{min} [tonf]	Q_{max} [tonf]	R^*	R^{**}	Q_o [tonf]	Q_o [%P]	M_v [ton·m]	M_v/Q_o [%H]	Δ_x^{max}/h [‰]
1	A	1.87	456.5	13.7	28.8	11.11	2.08	13.7	3.00	218.9	57.08	1.73
	B	1.88	455.3	15.2	31.9	10.35	2.02	15.2	3.33	200.9	47.26	1.60
	C	1.82	456.9	16.0	33.6	9.86	3.14	16.0	3.50	253.1	56.54	1.89
	D	1.58	462.8	18.5	38.9	8.23	5.11	18.5	4.00	327.4	63.17	1.83
2	A	1.62	462.7	20.8	43.7	10.98	2.44	20.8	4.50	322.2	55.27	1.86
	B	1.62	462.7	23.1	48.6	10.13	2.51	23.1	5.00	304.0	46.92	1.71
	C	1.43	467.4	24.5	51.5	9.41	4.13	24.5	5.25	402.7	58.62	1.80
	D	1.26	472.7	28.4	59.6	7.64	6.99	28.4	6.00	539.2	67.89	1.90
3	A	1.41	468.6	28.1	59.0	10.85	2.73	28.1	6.00	439.8	55.87	1.94
	B	1.41	467.6	31.2	65.5	9.92	2.89	31.2	6.67	430.8	49.35	1.82
	C	1.26	472.7	33.1	69.5	9.14	4.66	33.1	7.00	573.8	61.93	1.97
	D	0.84	484.0	38.7	81.3	6.56	-	67.2	13.88	1324.0	70.38	1.99

De forma complementaria se muestra en las Figuras 3.3, 3.5 y 3.7 para los marcos de 4 pisos y en 3.4, 3.6 y 3.8 para los de 8 pisos., la distribución de derivas, cortes y momentos volcantes por piso para todos los diseños.

En la mayoría de los diseños controla el corte mínimo ($R^* > R^{**}$), tanto en los marcos de 4 como de 8 niveles, con la salvedad de algunos casos asociados al suelo D para los modelos de 4 pisos en que prevalece el corte máximo ($R^* < R^{**}$ para zonas sísmicas 2 y 3) y otros en que no es necesario ajuste (zona 1 - suelo D para el de 4 pisos y zona 3 - suelo D para el de 8).

Se observa además que los diseños para marcos de 4 pisos sometidos a demandas sísmicas menores (zona 1 para suelos A, B y C y zona 2 para suelos A y B) son particularmente robustos, con distorsiones de piso muy por debajo del límite del 2‰ de la altura de entrepiso (señalado en las Figura 3.3 por la línea segmentada de color rojo). La razón de estos diseños se debe principalmente a que las vigas tienen un factor de utilización a flexión muy cercanos a 1, como se verá en la sección 3.4, dada la magnitud de las cargas gravitacionales consideradas, lo que incidirá en secciones de viga con inercias de gran cuantía (y con dimensiones mínimas limitadas según la Tabla 2.5) lo que a su vez repercute en mayores perfiles de columna para el cumplimiento del criterio de columna fuerte-viga débil, todo lo cual redundará en una estructura muy rígida con derivas bastante acotadas.

Respecto al coeficiente de estabilidad, el valor máximo alcanzado es de $0.05 < 0.1$, el cual se da para los diseños de 8 pisos en la zona 1 y suelos de tipo A, B y C, por lo cual, según lo discutido anteriormente, ignorar los efectos $P - \Delta$ no induciría resultados muy distintos de un análisis que si los considerara *a priori*.

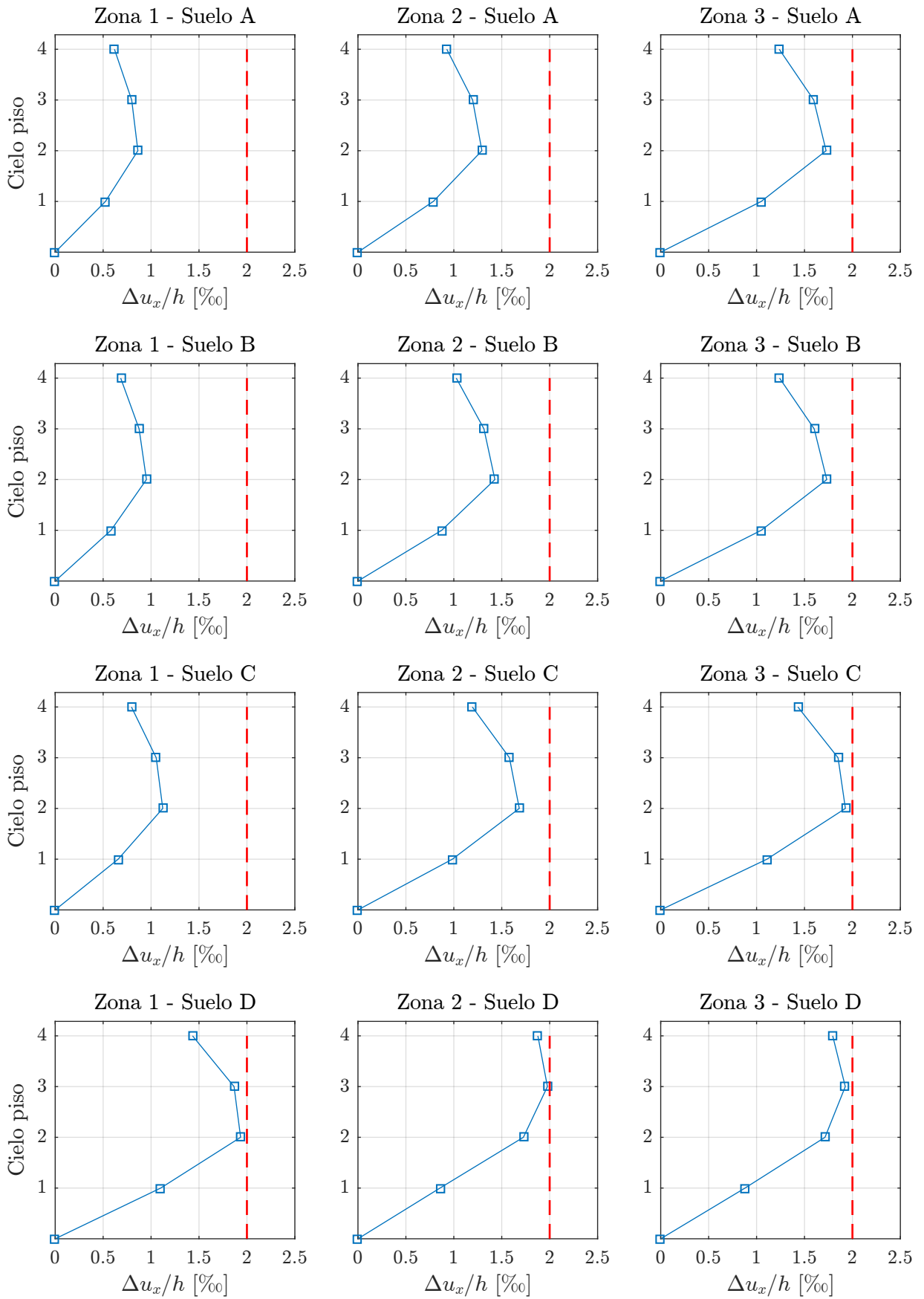


Figura 3.3: Derivas de entrepiso para el sismo de diseño en marcos de 4 niveles.

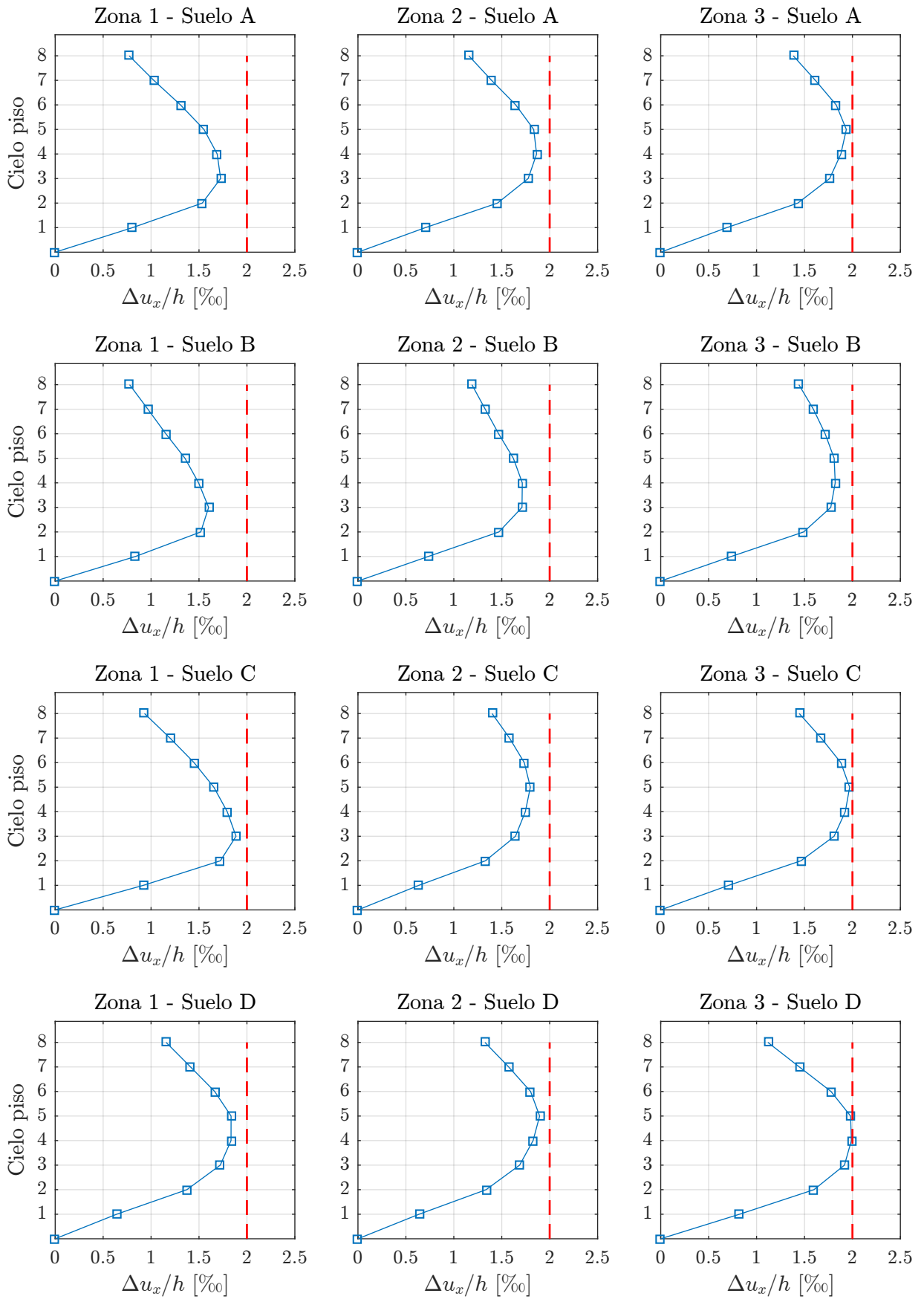


Figura 3.4: Derivas de entrepiso para el sismo de diseño en marcos de 8 niveles.

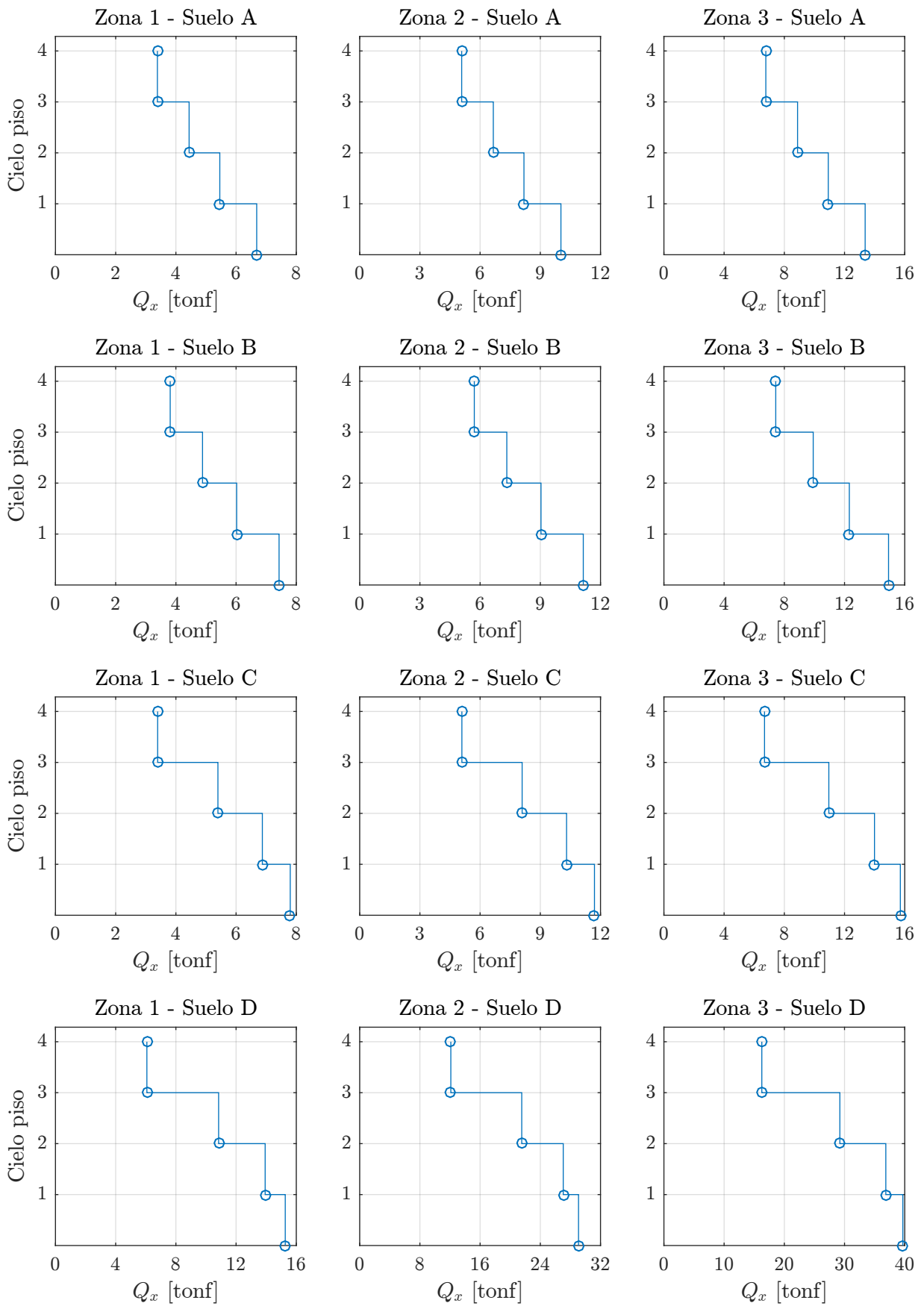


Figura 3.5: Distribución del corte de piso para el sismo de diseño en marcos de 4 niveles.

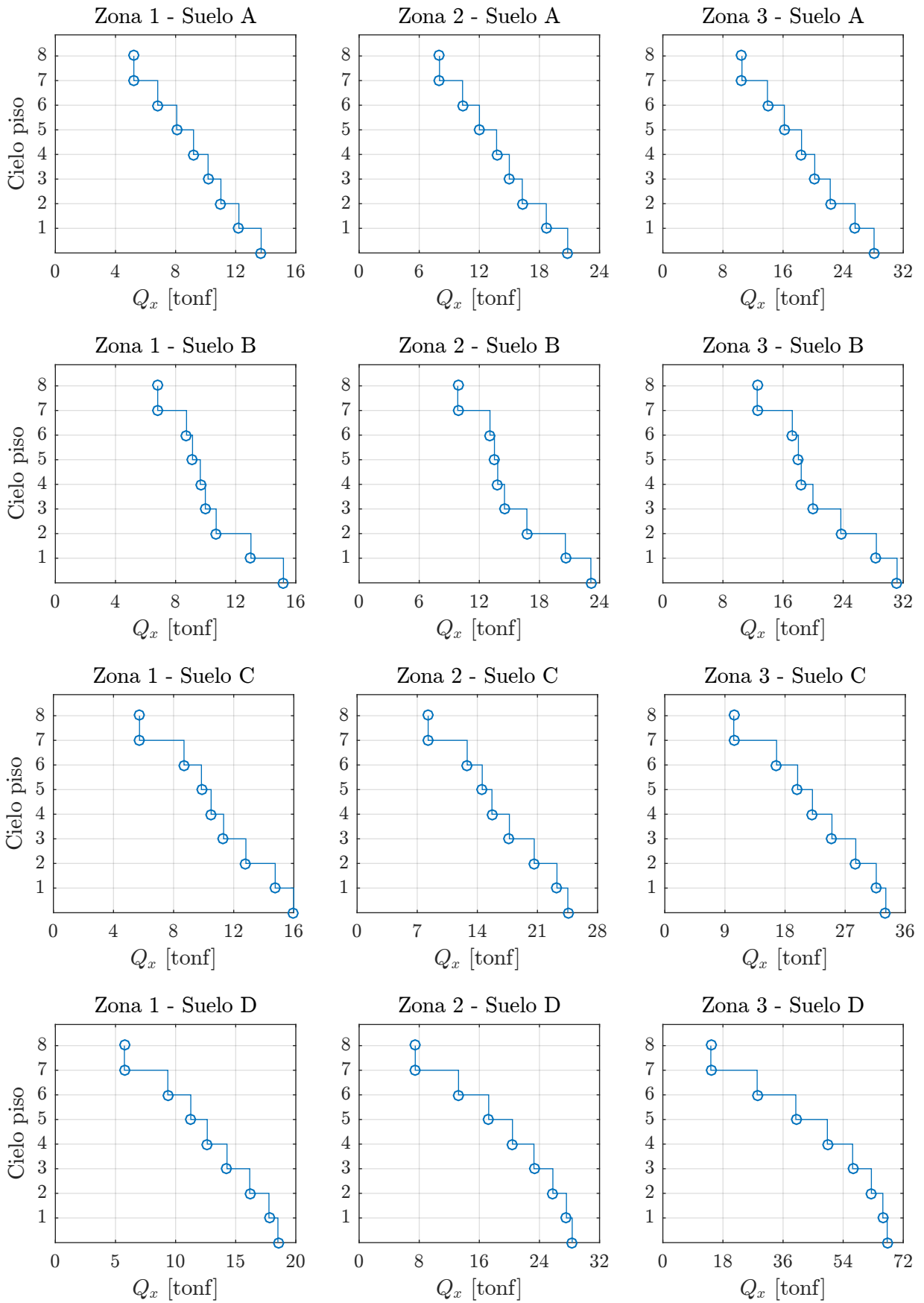


Figura 3.6: Distribución del corte de piso para el sismo de diseño en marcos de 8 niveles.

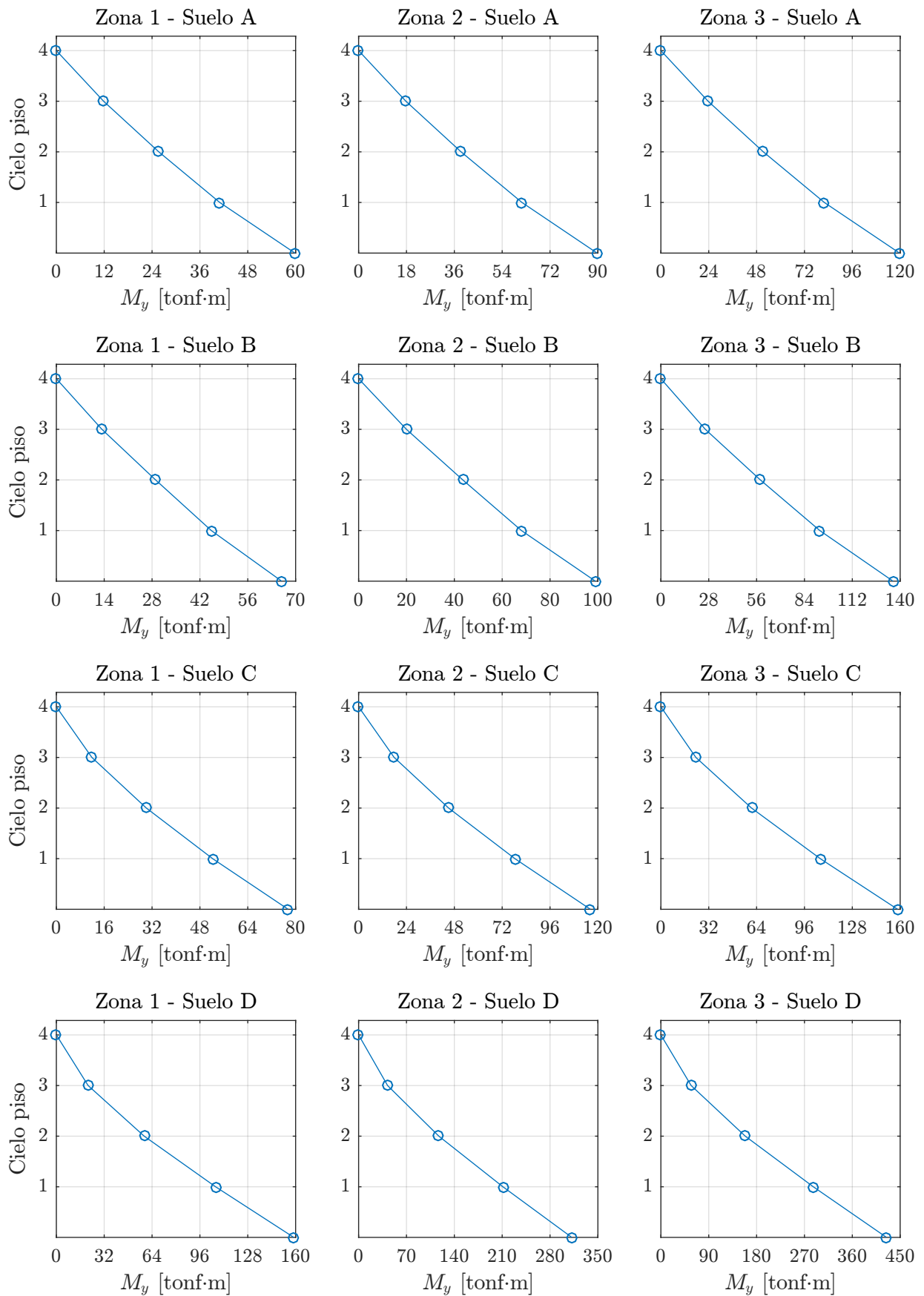


Figura 3.7: Distribución del momento volcante para el sismo de diseño en marcos de 4 niveles.

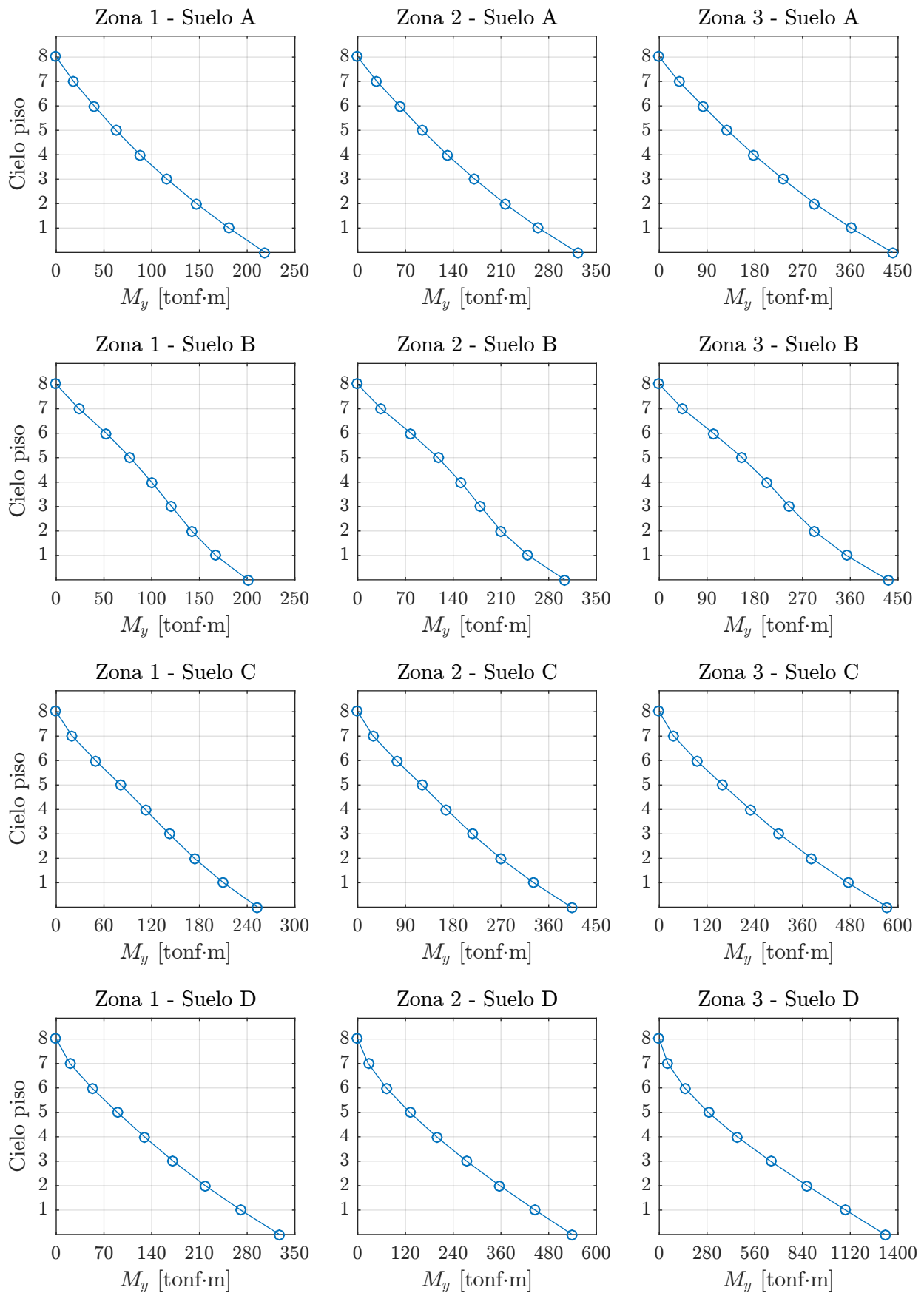


Figura 3.8: Distribución del momento volcante para el sismo de diseño en marcos de 8 niveles.

3.4. Verificación de resistencia según AISC 360

Tal cual se estipula en la sección 2.3.3, se verifican los elementos estructurales de los diseños propuestos por medio de los procedimientos presentados en el Anexo A.

Los resultados de estas verificaciones se muestran en las Tablas 3.9, para los marcos de 4 niveles, y 3.10, para los de 8 pisos, en que las vigas se calculan a flexión y corte (siendo la flexión el esfuerzo que controla el diseño) y las columnas a flexocompresión.

Tabla 3.9: Verificación de resistencia de elementos en marcos de 4 pisos.

(a) Vigas

Zona	Suelo	Perfil	V_{req} [tonf]	ϕV_n [tonf]	FU_V	M_{req} [ton·m]	ϕM_n [ton·m]	FU_M
1	A	W14x43	23.1	36.8	0.63	24.9	25.4	0.98
	B	W14x43	23.1	36.8	0.63	24.9	25.4	0.98
	C	W14x43	23.1	36.8	0.63	24.9	25.4	0.98
	D	W14x48	23.1	41.4	0.56	28.4	28.6	0.99
2	A	W14x43	23.1	36.8	0.63	24.9	25.4	0.98
	B	W14x43	23.1	36.8	0.63	24.9	25.4	0.98
	C	W14x43	23.1	36.8	0.63	25.8	25.4	1.02
	D	W16x45	21.6	49.0	0.44	28.6	30.3	0.94
3	A	W14x43	23.1	36.8	0.63	26.1	25.4	1.03
	B	W14x48	23.1	41.4	0.56	27.2	28.6	0.95
	C	W14x48	23.1	41.4	0.56	28.4	28.6	0.99
	D	W18x60	21.7	66.6	0.33	34.0	45.3	0.75

(b) Columnas

Zona	Suelo	Perfil	P_{req} [tonf]	ϕP_n [tonf]	M_{req} [ton·m]	ϕM_n [ton·m]	FU_{PM}
1	A	W21x83	183.3	280.8	0.0	72.3	0.65
	B	W21x83	183.3	280.8	0.0	72.3	0.65
	C	W21x83	140.4	280.8	13.1	72.3	0.66
	D	W21x101	141.1	395.7	27.2	93.9	0.61
2	A	W21x83	140.4	280.8	15.8	72.3	0.69
	B	W21x83	140.4	280.8	17.6	72.3	0.72
	C	W21x83	140.4	280.8	19.6	72.3	0.74
	D	W36x210	142.8	805.9	79.8	308.2	0.35
3	A	W21x83	140.4	280.8	21.1	72.3	0.76
	B	W21x93	140.9	316.6	23.8	81.5	0.70
	C	W21x101	141.1	395.7	27.5	93.9	0.62
	D	W36x280	145.1	1141.2	103.6	431.6	0.30

V_{req} , M_{req} y P_{req} representan el corte, momento y carga axial solicitantes incluyendo los efectos de segundo orden; ϕV_n , ϕM_n y ϕP_n son el corte, momento y carga axial resistentes; y $FU_V = V_{req}/\phi V_n$, $FU_M = M_{req}/\phi M_n$, FU_{PM} , calculado según la ecuación (A.15), son los factores de utilización máximos para los esfuerzos mencionados.

Para mayor detalle, en el Anexo C.1 se muestran los valores de dichos factores para todas las vigas y columnas que constituyen estos diseños preliminares.

Tabla 3.10: Verificación de resistencia de elementos en marcos de 8 pisos.

(a) Vigas

Zona	Suelo	Perfil	V_{req} [tonf]	ϕV_n [tonf]	FU_V	M_{req} [ton·m]	ϕM_n [ton·m]	FU_M
1	A	W14x48	23.6	41.4	0.57	28.7	28.6	1.01
	B	W14x48	23.6	41.4	0.57	28.1	28.6	0.98
	C	W14x53	23.2	45.3	0.51	30.8	31.7	0.97
		W14x48	23.6	41.4	0.57	29.2	28.6	1.02
D	W14x48	23.1	41.4	0.56	29.2	28.6	1.02	
2	A	W14x48	23.1	41.4	0.56	29.3	28.6	1.03
	B	W14x48	23.1	41.4	0.56	29.2	28.6	1.02
	C	W16x50	22.1	54.6	0.40	32.7	34.1	0.96
		W14x48	22.8	41.4	0.55	29.3	28.6	1.02
	D	W18x55	23.1	62.2	0.37	38.3	41.2	0.93
W16x50		22.8	54.6	0.42	33.3	34.1	0.98	
3	A	W16x50	22.1	54.6	0.40	33.9	34.1	0.99
		W14x53	23.1	45.3	0.51	31.5	31.7	0.99
	B	W16x50	22.1	54.6	0.40	33.5	34.1	0.98
		W14x53	23.1	45.3	0.51	32.1	31.7	1.01
	C	W18x55	23.5	62.2	0.38	39.6	41.2	0.96
		W16x50	22.8	54.6	0.42	34.4	34.1	1.01
	D	W21x101	34.5	94.3	0.37	72.8	93.9	0.77
W21x83		29.8	97.1	0.31	58.6	72.3	0.81	

Tabla 3.10: Verificación de resistencia de elementos en marcos de 8 pisos (continuación).

(b) Columnas

Zona	Suelo	Perfil	P_{req} [tonf]	ϕP_n [tonf]	M_{req} [ton·m]	ϕM_n [ton·m]	FU_{PM}
1	A	W24x117	377.1	458.9	0.0	121.4	0.82
		W21x111	136.3	428.8	12.0	102.8	0.42
	B	W24x117	282.0	458.9	29.2	121.4	0.83
		W21x93	178.1	316.6	0.0	81.5	0.56
	C	W24x117	282.4	459.0	32.0	121.4	0.85
		W21x111	137.0	430.9	12.8	102.8	0.43
	D	W36x170	285.6	624.8	56.1	246.2	0.66
		W24x162	139.1	597.1	15.6	174.2	0.31
2	A	W33x169	285.6	632.0	55.4	232.0	0.66
		W24x162	138.1	599.8	17.3	174.2	0.32
	B	W33x169	285.6	632.0	58.3	232.0	0.68
		W24x162	139.0	599.8	21.2	174.2	0.34
	C	W36x210	287.6	806.2	70.1	308.2	0.56
		W27x194	182.1	714.2	0.0	232.5	0.25
	D	W36x245	289.1	994.4	84.0	372.1	0.49
		W27x235	182.6	887.0	0.0	286.2	0.21
3	A	W36x210	288.0	806.2	76.5	308.2	0.58
		W24x207	182.5	755.5	0.0	225.1	0.24
	B	W36x210	287.7	806.2	82.0	308.2	0.59
		W24x192	182.1	707.9	0.0	208.8	0.26
	C	W36x245	289.1	994.4	93.7	372.1	0.51
		W27x235	182.6	887.0	0.0	286.2	0.21
	D	W36x328	288.9	1338.7	156.3	510.1	0.49
		W36x245	137.2	997.2	51.6	372.1	0.21

Como se indicaba anteriormente, se observan factores de utilización a flexión en vigas muy cercanos a ², tanto en los diseños de 4 como en los de 8 pisos, siendo la combinación $1.2D+1.4E+0.5L$ la más desfavorable en la mayoría de los casos, salvo en los correspondientes al marco de 4 niveles en la zona 1 para suelos A, B y C y zona 2 para suelos A y B, que son los que presentan las menores distorsiones de piso, en donde controla la combinación estática $1.2D + 1.6L + 0.5L_r$.

En columnas también controla generalmente la combinación $1.2D + 1.4E + 0.5L$ para la

²Se aceptan factores de utilización levemente superiores a la unidad como es usual en la práctica, donde se permite del orden de un 5 ó 10% de exceso de demanda con respecto a la resistencia última.

verificación a flexocompresión, con las excepciones anteriores para los diseños de 4 pisos y en algunas columnas superiores de los marcos de 8 pisos donde prevalecen las cargas estáticas y que pueden identificarse en las tablas cuando el momento requerido es nulo (las cargas gravitacionales, dada la simetría de las estructuras, no generan esfuerzos de momento en la columna central, que es donde se evalúan los mayores factores de utilización). Se observa en los modelos de 4 pisos valores de FU_{PM} relativamente homogéneos, no superiores a 0.76, a excepción de los diseños para el suelo D en las zonas 2 y 3 cuyas columnas fueron dimensionadas fundamentalmente para mantener las derivas de piso bajo el límite normativo y que tienen en consecuencia factores de utilización muy reducidos (entre 0.3 y 0.35). De la misma forma para los marcos de 8 niveles, a medida que aumenta la demanda sísmica se sobredimensionan las columnas por deformación y decrece el factor de utilización llegando a valores de 0.21, equivalente a un cuarto del máximo alcanzado (0.85).

3.5. Requerimientos de AISC 341

3.5.1. Perfiles con miembros de alta ductilidad

La siguiente tabla muestra la verificación de las relaciones ancho-espesor de los miembros que componen los perfiles doble T, tal que estos puedan ser calificados como de alta ductilidad según lo establecido en la sección 2.3.1. En rigor esta verificación se hace al inicio del proceso de diseño, no obstante se muestra acá para una mejor organización del presente texto.

Tabla 3.11: Verificación de miembros de alta ductilidad según AISC 341.

Sección	Tipo	λ_f	$\lambda_{hd f}$		λ_w	$\lambda_{hd w}$	
W14X43	V	7.55	8.09	✓	41.44	64.94	✓
W14X48	V	6.75	8.09	✓	37.09	64.94	✓
W14X53	V	6.11	8.09	✓	34.00	64.94	✓
W16X45	V	6.23	8.09	✓	43.39	64.94	✓
W16X50	V	5.61	8.09	✓	39.58	64.94	✓
W18X55	V	5.98	8.09	✓	43.18	64.94	✓
W18X60	V	5.44	8.09	✓	40.51	64.94	✓
W21X83	C/V	5.01	8.09	✓	38.31	50.74	✓
W21X93	C	4.53	8.09	✓	34.03	51.70	✓
W21X101	C/V	7.69	8.09	✓	39.60	52.35	✓
W21X111	C	7.03	8.09	✓	35.91	53.18	✓
W24X117	C	7.53	8.09	✓	41.09	46.75	✓
W24X162	C	5.33	8.09	✓	32.00	55.17	✓
W24X192	C	4.45	8.09	✓	27.88	55.82	✓
W24X207	C	4.14	8.09	✓	25.93	56.08	✓
W27X194	C	5.22	8.09	✓	33.89	55.85	✓
W27X235	C	4.41	8.09	✓	28.00	56.51	✓
W33X169	C	4.71	8.09	✓	46.81	50.56	✓

Continúa en la próxima página

Tabla 3.11: Verificación de miembros de alta ductilidad según AISC 341 (continuación).

Sección	Tipo	λ_f	$\lambda_{hd f}$		λ_w	$\lambda_{hd w}$	
W36X170	C	5.45	8.09	✓	50.00	50.64	✓
W36X210	C	4.49	8.09	✓	40.94	52.33	✓
W36X245	C	6.11	8.09	✓	41.75	53.32	✓
W36X280	C	5.29	8.09	✓	37.69	56.91	✓
W36X328	C	4.49	8.09	✓	32.75	54.94	✓

Para estimar la esbeltez local máxima para miembros de alta ductilidad se utiliza la mayor carga axial solicitante en la columna central bajo la combinación $1.2D + 1.6L + 0.5L_r$, con la cual se obtienen los límites más exiguos.

3.5.2. Criterio columna fuerte - viga débil

Por otro lado, la Tablas 3.12 muestran los valores de los cuocientes entre resistencias que permiten verificar el criterio de columna fuerte - viga débil en el nudo más crítico de las estructuras, que generalmente corresponde al nudo superior de la columna central en el primer piso, aunque en ciertos casos puede darse en los niveles superiores debido a los cambios de sección considerados en los marcos de 8 pisos.

Tabla 3.12: Verificación de criterio columna fuerte - viga débil en diseños de 4 y 8 pisos.

(a) 4 pisos					(b) 8 pisos				
Zona	Suelo	$\sum M_{pc}^*$ [ton·m]	$\sum M_{pb}^*$ [ton·m]	$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*}$	Zona	Suelo	$\sum M_{pc}^*$ [ton·m]	$\sum M_{pb}^*$ [ton·m]	$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*}$
1	A	123.1	115.8	1.06	1	A	158.0	130.9	1.21
	B	123.1	115.8	1.06		B	147.3	128.3	1.15
	C	123.1	115.8	1.06		C	158.1	143.8	1.10
	D	173.1	128.6	1.35		D	363.3	131.2	2.77
2	A	123.1	115.8	1.06	2	A	381.9	138.9	2.75
	B	123.1	115.8	1.06		B	381.9	138.9	2.75
	C	123.1	115.8	1.06		C	568.2	167.2	3.40
	D	679.4	150.8	4.51		D	723.6	199.0	3.64
3	A	123.1	115.8	1.06	3	A	487.4	144.7	3.37
	B	145.6	128.8	1.13		B	447.5	144.5	3.10
	C	173.1	128.6	1.35		C	723.6	199.0	3.64
	D	1000.4	217.6	4.60		D	1026.6	422.7	2.43

Las tablas precedentes dan cuenta de que todos los diseños satisfacen el criterio de columna fuerte - viga débil, representado por la inequación (2.19), siendo los marcos de 4 pisos más optimizados a este respecto, con la salvedad de los asociados a las mayores demandas

sísmicas (suelo D para zonas 2 y 3) que presentan cuocientes superiores a 4 veces el mínimo establecido. Por su parte, en los marcos de 8 niveles se observan cuocientes de magnitud comparable que fluctúa entre 2.43 a 3.64, a excepción de los correspondientes a la zona 1 para los suelos A, B y C que están más cercanos al límite. Esto se explica en correspondencia a lo establecido previamente respecto a que el control de las derivas prevalece en los diseños con mayor demanda sísmica, en desmedro de los otros requisitos (el criterio en cuestión y el de resistencia) que se cumplirán casi transitivamente.

En el Anexo C.2 se muestran los cuocientes para todos los nudos de las estructuras. En ellos puede verse que en muchos diseños se tiene una razón $\sum M_{pc}^* / \sum M_{pb}^*$ menor que 1 en la columna central del último piso, cuestión admisible, dado lo expuesto en 2.3.1, debido a que la carga axial requerida en dicha columna es menor al 30 % de la resistencia nominal a compresión de la sección (definida para estos efectos por la fluencia del área gruesa).

3.6. Normalización de los diseños

Con el fin de reducir los diseños, en vistas del análisis no lineal, se hacen ajustes a los perfiles de los marcos, principalmente a los de 8 pisos donde pudieron diversificarse más los diseños.

La Tablas 3.13a y 3.13b muestran la normalización realizada basada en la simbología utilizada en 3.2, y que se reproduce nuevamente en la Tabla 3.14.

Esta reducción en el número de diseños implicará lógicamente el sobredimensionamiento para algunas estructuras, que no obstante se realiza tratando de minimizar las modificaciones. Por lo mismo, no se verifican los factores de utilización ni derivas para las nuevas configuraciones, cuyos valores serán menores a los obtenidos en los diseños preliminares, ni los cuocientes para el criterio de columna fuerte - viga débil, esto último debido a que los diseños base, que son los que se replican a otras zonas y suelos, fueron verificados en la columna central en la que no hay esfuerzos de compresión derivados de la acción sísmica, por lo cual los cuocientes en dicha columna no variarán.³

Tabla 3.13: Diseños normalizados para marcos de 4 y 8 pisos.

(a) 4 pisos					(b) 8 pisos				
Zona	Suelo				Zona	Suelo			
	A	B	C	D		A	B	C	D
1	●	●	●	●	1	●	●	●	●
2	●	●	●	●	2	●	●	●	●
3	●	●	●	●	3	●	●	●	●

³Si habrá variación en los cuocientes para los nudos de las columnas exteriores dado que en ellas si se generan esfuerzos de compresión producto del sismo, pero estas, al tener vigas conectadas solo en un lado, no controlarán la verificación.

Tabla 3.14: Simbología para los diseños normalizados.

(a) 4 pisos

	●	●	●	●
	Mod. 4p-1	Mod. 4p-2	Mod. 4p-3	Mod. 4p-4
V	W14x43	W14x48	W16x45	W16x67
C	W21x83	W21x101	W36x210	W36x280

(b) 8 pisos

	●	●	●	●	●
	Mod. 8p-1	Mod. 8p-2	Mod. 8p-3	Mod. 8p-4	Mod. 8p-5
V 1-4°	W14x53	W16x50	W14x48	W18x55	W21x101
V 5-8°	W14x48	W14x53	W14x48	W16x50	W21x83
C 1-4°	W24x117	W36x210	W33x169	W36x245	W36x328
C 5-8°	W21x111	W24x207	W24x162	W27x235	W36x245

La Tablas 3.15a y 3.15b muestran los periodos, factores de reducción y cortes basales para estos diseños normalizados, que se utilizarán posteriormente en los análisis no lineales.

Tabla 3.15: Resumen de análisis sísmico en diseños normalizados.

(a) 4 pisos

Modelo	T^* [s]	Zona	Suelo	R^*	R^{**}	Q_o [tonf]
● 4p-1	0.96	1	A	10.39	3.94	6.69
		1	B	9.19	4.45	7.43
		1	C	8.55	6.53	7.80
		2	A	10.39	3.94	10.03
		2	B	9.19	4.46	11.14
		2	C	8.55	6.52	11.70
		3	A	10.39	3.94	13.37
● 4p-2	0.89	1	D	6.71	-	15.27
		3	B	9.02	4.85	14.96
		3	C	8.36	7.09	15.71
● 4p-3	0.58	2	D	5.53	6.54	29.08
● 4p-4	0.47	3	D	5.00	6.57	39.69

(b) 8 pisos

Modelo	T^* [s]	Zona	Suelo	R^*	R^{**}	Q_o [tonf]
● 8p-1	1.82	1	A	11.09	2.13	13.71
		1	B	10.31	2.11	15.23
		1	C	9.86	3.14	15.99
● 8p-2	1.41	1	D	7.95	5.93	18.74
		3	A	10.85	2.73	28.11
● 8p-3	1.62	3	B	9.82	2.90	31.24
		2	A	10.98	2.44	20.82
● 8p-4	1.26	2	B	10.13	2.51	23.13
		2	C	9.14	4.65	24.82
		2	D	7.64	6.99	28.36
● 8p-5	0.84	3	C	9.14	4.66	33.09
		3	D	6.56	-	67.19

Capítulo 4

Análisis no lineal

4.1. Modelos computacionales

Se realizan a través de SAP2000 los modelos no lineales de los 8 diseños definidos en la Tabla 3.14, con las consideraciones estipuladas en 2.4.1.3.1 respecto a la definición de rótulas plásticas en los extremos de vigas y columnas, las que pueden implementarse directamente en el programa.

Como se menciona en la sección 2.3.2, para efectos de estimar la ubicación de las rótulas plásticas en vigas, se considerarán conexiones apernadas del tipo 4E. Respecto a las columnas se considerarán, de forma arbitraria, distancias de un 5% de la altura de entrepiso (referidas al nudo más cercano).

Al igual que en los prediseños realizados en ETABS, se modelan las estructuras por medio de elementos tipo *frame*, con la inclusión de cachos rígidos en las uniones viga-columna, cuyas longitudes son definidas geoméricamente por la conectividad de los elementos.

Se considera un patrón inicial de cargas gravitacionales, ya definidas en 3.1.3 y combinadas según la ecuación (2.34), que incorpora además los efectos $P - \Delta$ para caracterizar la no linealidad geométrica. Este estado de cargas gravitacionales es previo a la aplicación de las cargas laterales incrementales, para el análisis *pushover*, y a los registros de aceleración correspondientes al análisis no lineal dinámico.

Por otra parte, en los análisis no lineales dinámicos se utiliza el método de Rayleigh para determinar la matriz de amortiguamiento de las estructuras, la que será construida, en consecuencia, como un combinación lineal de las matrices de masa y rigidez. Los coeficientes de proporcionalidad son calculados suponiendo que los dos primeros modos tienen razones de amortiguamiento del 5%.

4.2. Análisis *pushover*

Como se indica en 2.4.1.4.1, se somete a las estructuras a cargas monótonicamente crecientes en los centro de masa de cada piso y que son proporcionales a la forma modal predominante (primer modo), tal cual lo establece la ecuación (2.35). Las Figuras 4.1 explicita este patrón de cargas¹ para los modelos en estudio, que para efectos gráficos fue normalizada tal que la carga máxima fuera igual a 1.

Se puede observar en dichas figuras un apreciable cambio de pendiente en el último piso, especialmente en los modelos de 8 niveles donde incluso la carga es menor en comparación con el piso anterior, lo cual es atribuible a su menor masa (la sobrecarga de techo no se considera) y a que su amplitud modal no es lo suficientemente mayor en comparación con la del penúltimo piso.

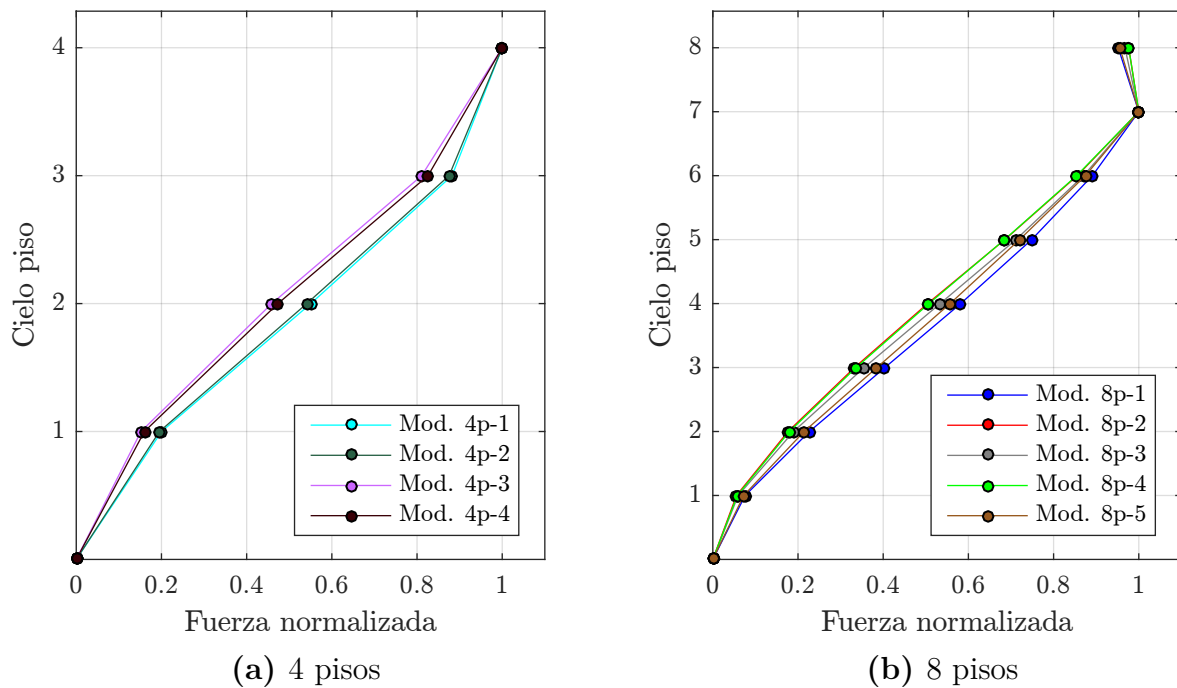


Figura 4.1: Patrón de cargas normalizadas para el análisis *pushover*.

Como resultado de aplicar estas cargas incrementales la estructura empieza a incursionar en el rango no lineal, que, dada la modelación considerada, se traduce en la formación de rótulas plásticas que concentran el daño en los extremos de los elementos. Estas ocurren gradualmente a medida que aumenta la carga, empezando en las vigas de la medianía de los marcos (cielo pisos 2° y 3° para los de 4 niveles, 3° y 4° para los de 8 pisos), propagándose a otras vigas y simultáneamente a la base de la columna central del primer piso. La máxima capacidad del marco en términos de corte basal se alcanza un poco después de que el nivel de rotación plástica registrada en dicha columna es superior a la definida para el punto C, según la Figura 2.4a. Al llegar a este *peak*, las vigas, en general, no alcanzan un nivel de rotación más allá del correspondiente al estado comprendido entre «ocupación inmediata»

¹SAP2000 permite definir estas fuerzas automáticamente.

(IO) y «seguridad de vida» (LS), incluso para los modelos de 8 pisos algunas vigas superiores aún no empiezan a fluir (están por debajo del punto B de la citada figura), mientras que todas las columnas han llegado a su máxima capacidad de momento y se encuentran ya en el tramo descendente. En el Anexo D.1 se muestran animaciones que grafican más claramente la evolución del comportamiento de las estructuras durante los análisis *pushover*.

Las siguientes figuras proporcionan las curvas de capacidad obtenidas para los diseños normalizados. Se grafica además la bilinealización de estas en concordancia con lo dispuesto por FEMA P695 y se sitúan los puntos correspondientes al nivel de diseño, dado por los cortes basales indicados en la Tablas 3.15a y 3.15b para los modelos de 4 y 8 pisos, respectivamente. Complementariamente, se reproduce la distribución de rótulas plásticas en los marcos para el estado último, que se considera como aquel para el cual se tiene una distorsión o deriva de piso máxima de 0.04 [rad] (4% de la altura de entrepiso), que corresponde a la mínima capacidad exigible para una conexión a momento en sistemas tipo SMF, en base a lo estipulado por el AISC 341 . Este estado se logra, en general, posterior al máximo corte basal y mucho antes de alcanzada una pérdida del 20% de la capacidad máxima de la estructura, en concordancia con lo establecido por FEMA P695 para colapsos no simulados.

Los distintos colores de rótulas que se representan en estas figuras van de la mano de las definiciones de los niveles de desempeño mencionados en la sección 2.4.1.3.1, mientras que las leyendas D, S, Y, M y U hacen referencia, tal como se explica en la sección 2.4, a los estados de diseño, primera fluencia, fluencia efectiva, capacidad máxima y estado último (según lo explicado anteriormente), respectivamente.

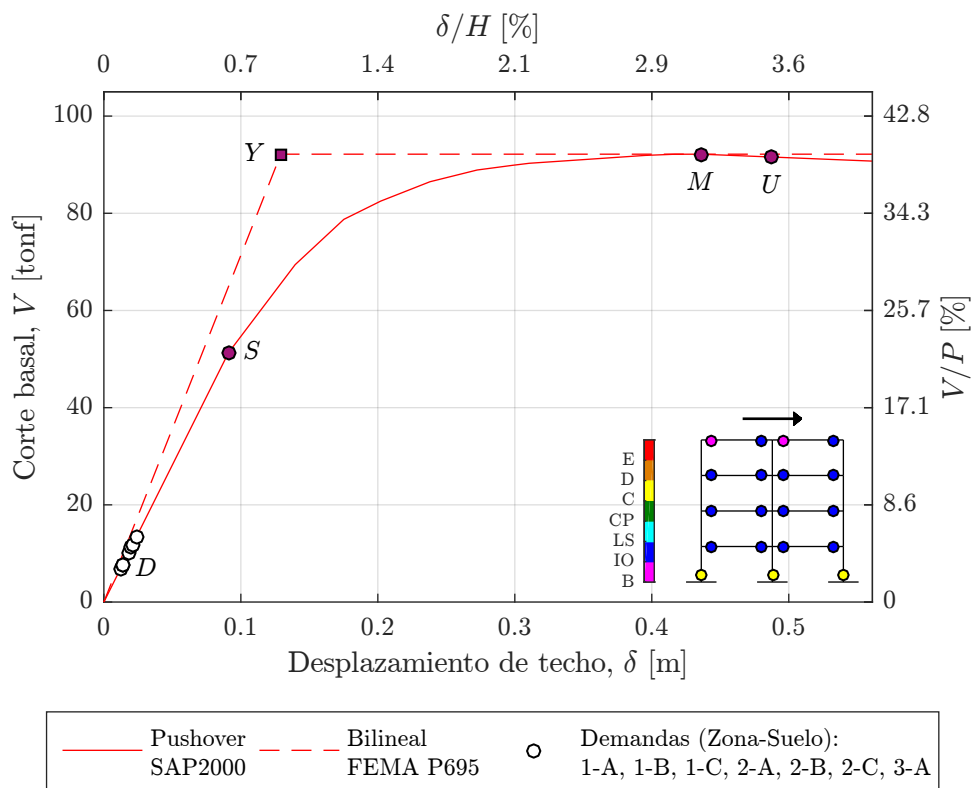


Figura 4.2: Curva de capacidad para modelo 4p-1.

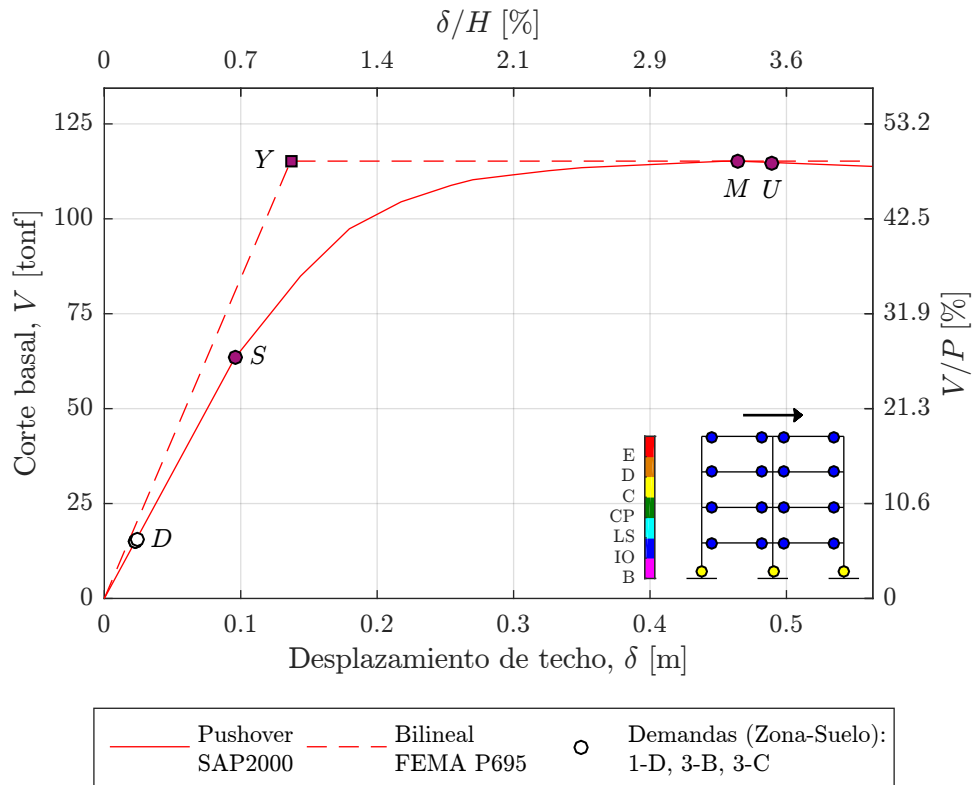


Figura 4.3: Curva de capacidad para modelo 4p-2.

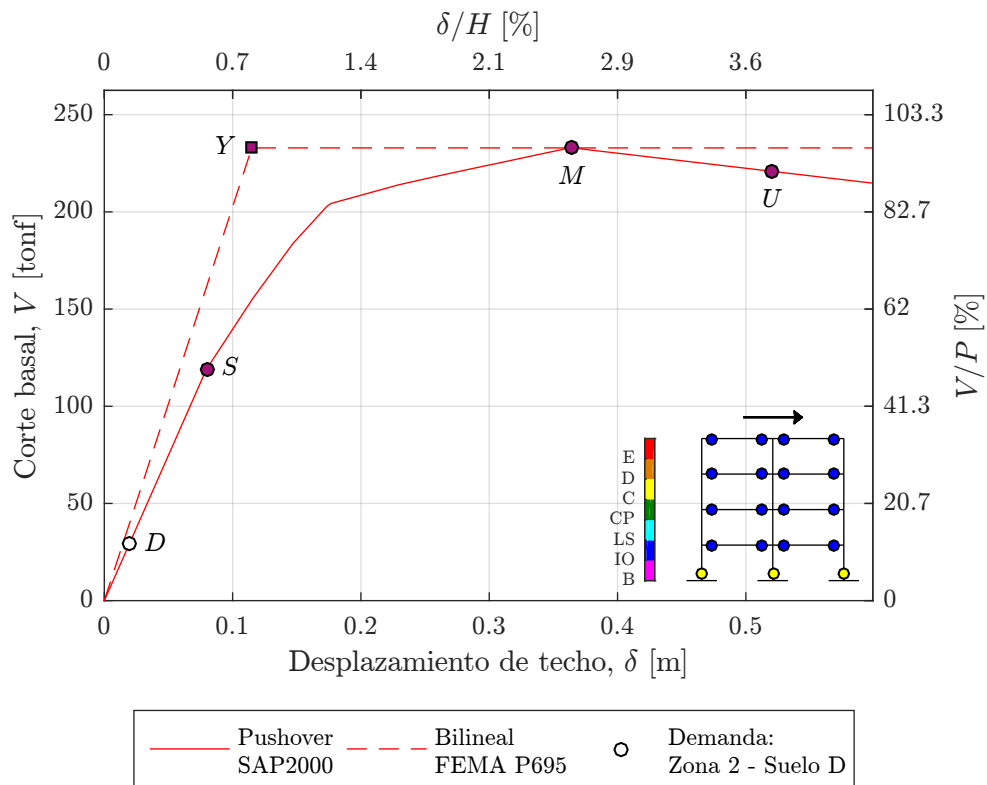


Figura 4.4: Curva de capacidad para modelo 4p-3.

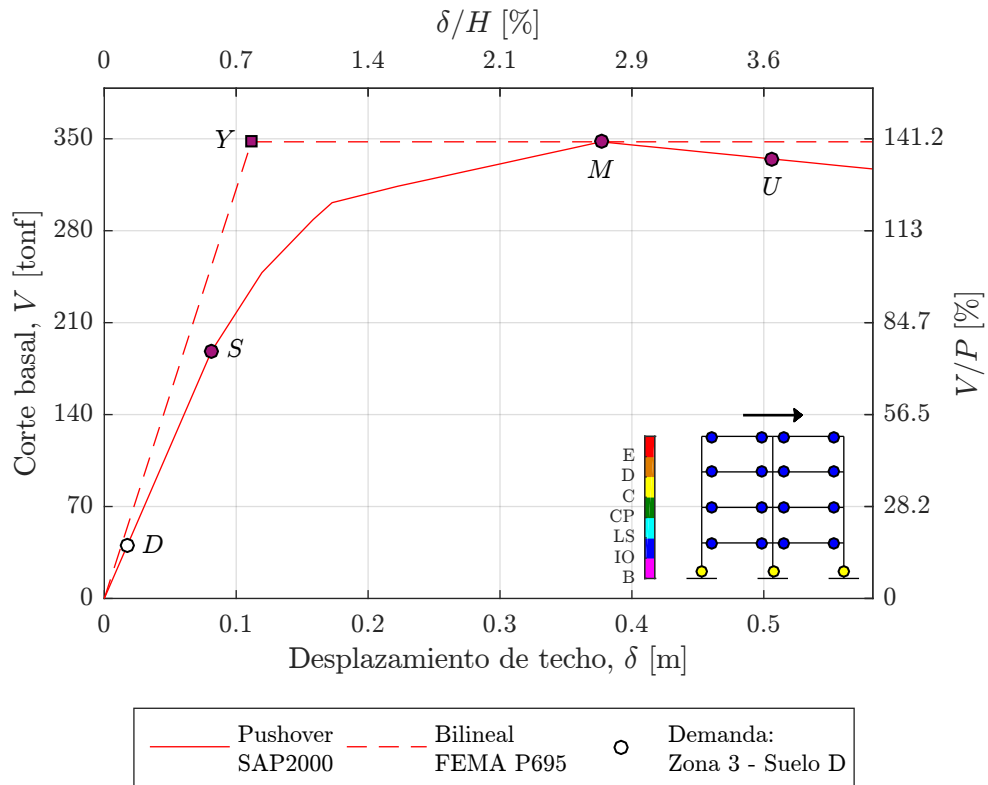


Figura 4.5: Curva de capacidad para modelo 4p-4.

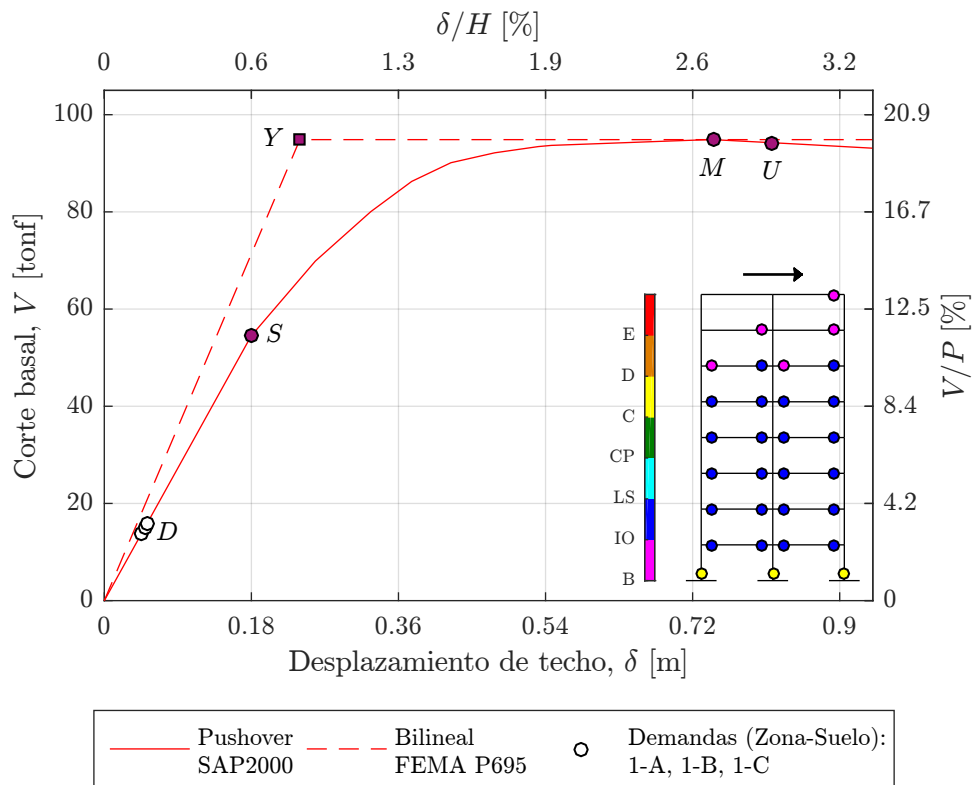


Figura 4.6: Curva de capacidad para modelo 8p-1.

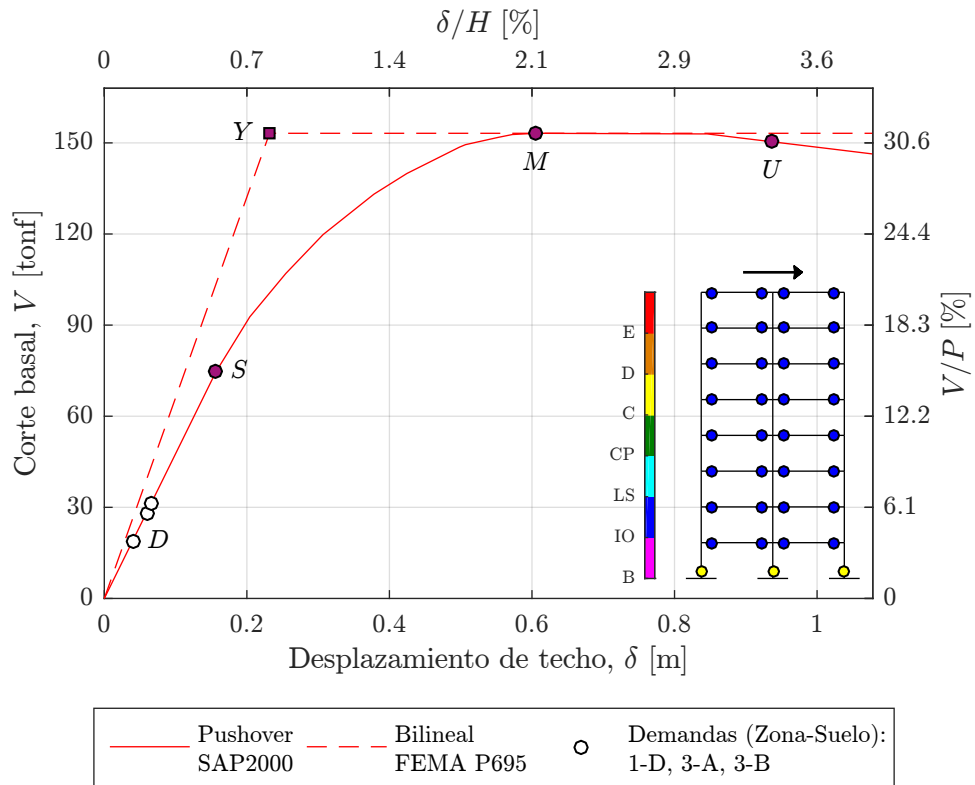


Figura 4.7: Curva de capacidad para modelo 8p-2.

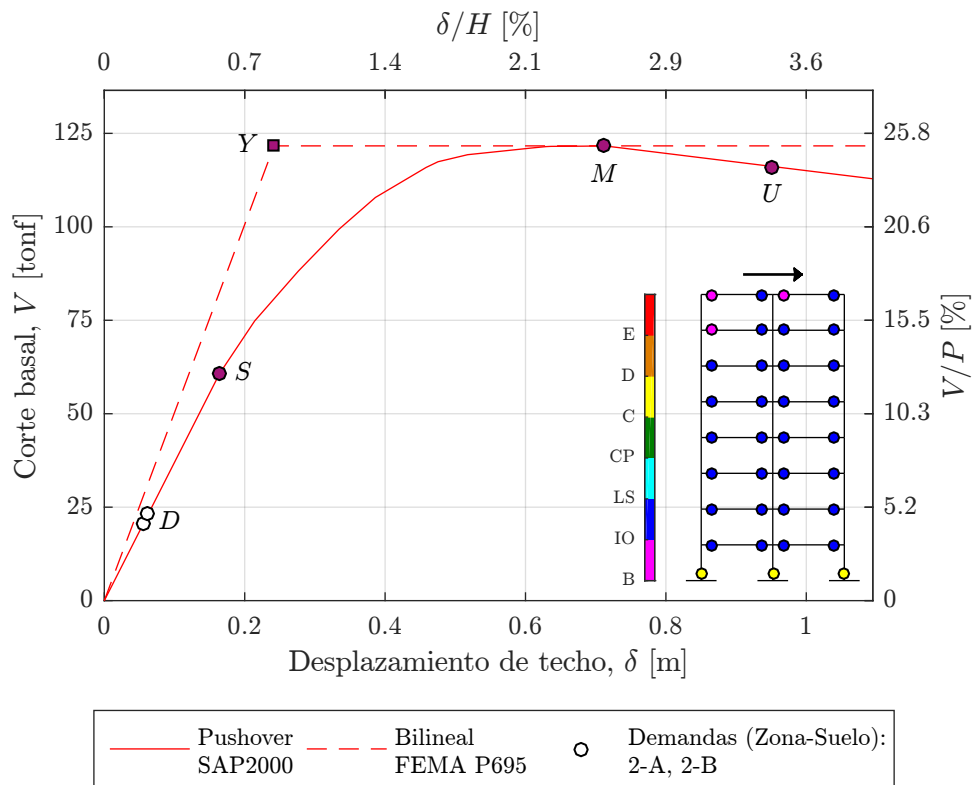


Figura 4.8: Curva de capacidad para modelo 8p-3.

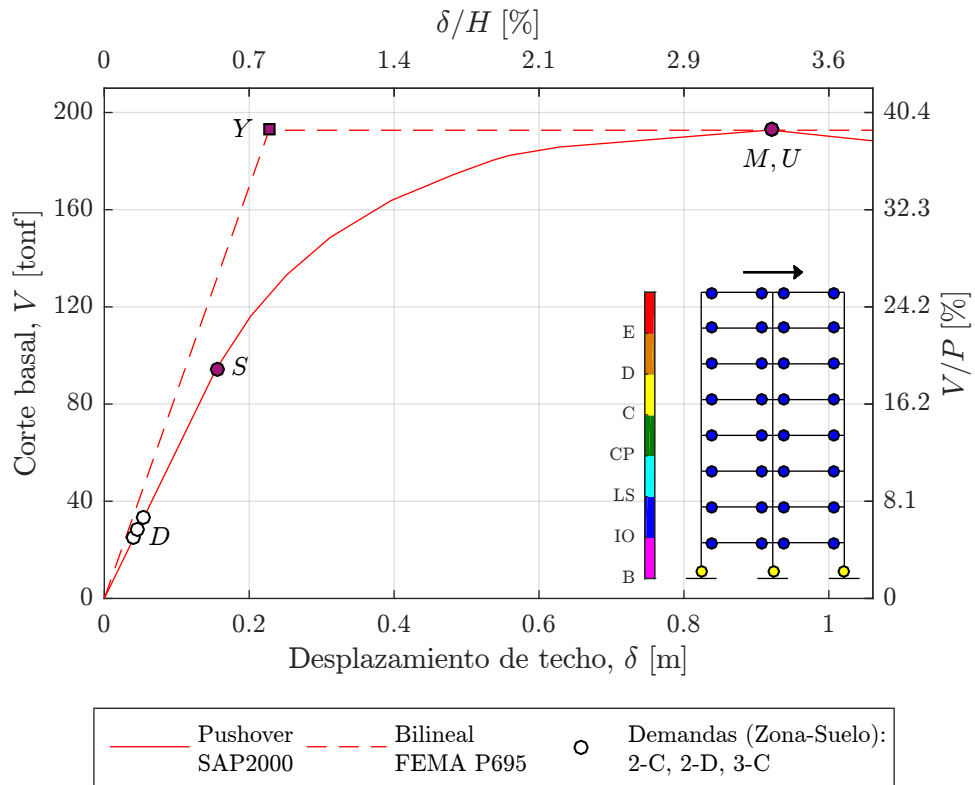


Figura 4.9: Curva de capacidad para modelo 8p-4.

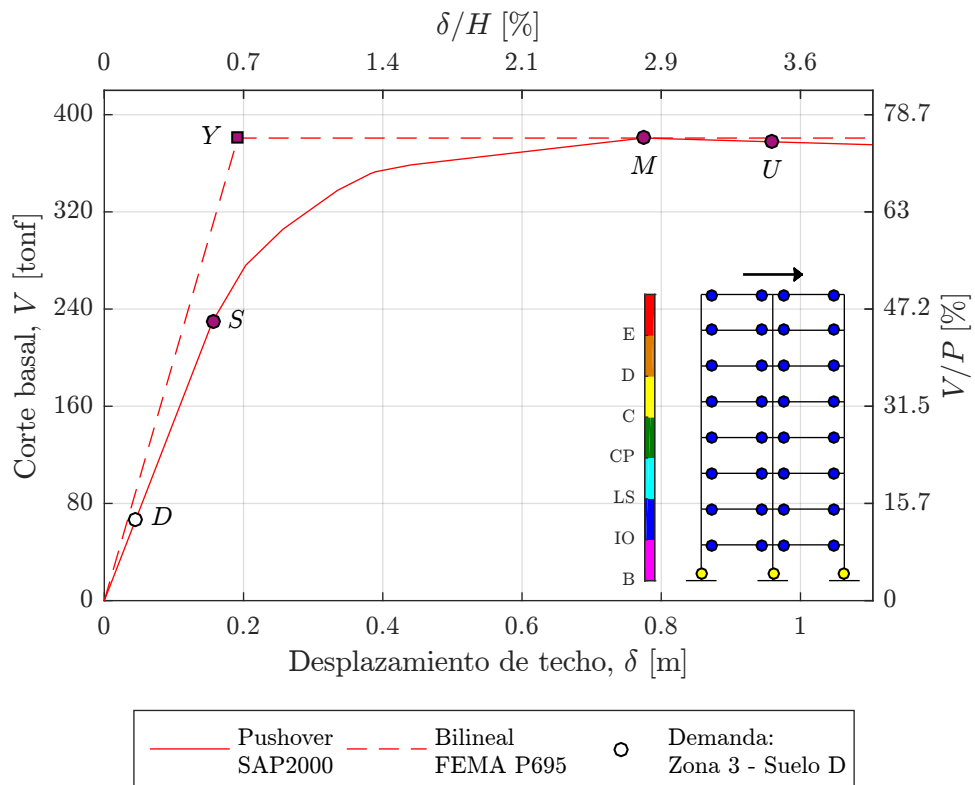


Figura 4.10: Curva de capacidad para modelo 8p-5.

El eje de abscisas superior en las figuras precedentes indica la normalización del desplazamiento de techo en términos de la altura total del marco y el eje de ordenadas derecha representa el corte basal como porcentaje del peso de las estructuras.

4.2.1. Sobrerresistencia y ductilidad basada en el periodo

Las figuras anteriores muestran cortes basales máximos variables según el modelo, fluctuando entre 40 a 140 % del peso en los de 4 pisos, y entre 20 a 75 % en los marcos de 8 niveles. Particularmente altos son los observados en los modelos 4p-3 y 4p-4 (96 y 140 % del peso, respectivamente), asociados a los diseños para el suelo D en las zonas sísmicas 2 y 3 en los cuales, como se señaló anteriormente, controla el corte máximo establecido por la NCh433. En cualquier caso, los cortes para el nivel de diseño están muy por debajo de este corte máximo, lo cual se refrendará posteriormente al obtener elevados valores para los factores de sobrerresistencia. En cuanto al punto de primera de fluencia (S) y fluencia efectiva (Y) se observan similitudes respecto al desplazamiento de techo alcanzado para dicho estado, tanto en los modelos de 4 pisos como en los de 8 (en torno al 0.7 % de la altura de los marcos), mientras que el corte basal para el nivel S es a grandes rasgos el 50 % del corte máximo. Respecto al estado último, registrado para una distorsión máxima de piso de 0.04 [rad], se sitúa para un desplazamiento de techo del orden de un 3.6 % de la altura total en todos los modelos, salvo en 8p-1 donde esta distorsión se obtiene para un desplazamiento de aproximadamente un 2.9 %.

Mediante las ecuaciones (2.29) y (2.30), puede calcularse el factor de sobrerresistencia (Ω) y la ductilidad basada en el periodo (μ_T) para cada modelo, cuyos valores son resumidos en las Tablas 4.1. Es importante señalar que la ecuación (2.29) utiliza el nivel S , asociado a la ocurrencia de la primera fluencia significativa, para estimar el factor Ω . Aquí en cambio se usa el corte basal de diseño, calculado en base a los dispuesto por la NCh433, sin aplicar factores de amplificación por el concepto de combinación de cargas (1.4 según el método LRFD).

El factor de sobrerresistencia obtenido muestra una gran variabilidad especialmente para el modelo de 4 pisos 4p-1, con valores que oscilan entre 6.89 a 13.79 directamente explicable por la diversidad en las demandas asociadas al modelo en cuestión. El resto de modelos (4p-2, 4p-3 y 4p-4) presentan valores más uniformes, con un rango de 7.33 a 8.76. Por otra parte, el modelo de 8 niveles 8p-2 también tiene sostenidas diferencias entre sus factores Ω (4.9 a 8.17), producto de la normalización realizada en la sección 3.6, que redundan en el elevado valor asociado para el diseño en zona 1 y suelo D (8.17). Lo mismo ocurre para el modelo 8p-4 (5.82 a 7.77), mientras que los demás modelos, dentro de sus diferencias, resultan en valores comparables.

Respecto a la ductilidad basada en el periodo (μ_T) los resultados señalan valores que fluctúan entre 3.59 a 4.54 en los modelos de 4 pisos y entre 3.42 a 5.01 en los de 8, en que los valores más altos están asociados a los diseños para la zona sísmica 3 y suelo tipo D, situación consistente con el hecho de estos son marcos únicos (no normalizados) con derivas de piso para los sismos de diseño prácticamente iguales al límite permitido, por lo cual muestran un mayor potencial de disipación de energía que las otras estructuras con valores de deriva más holgados. Aún así, los valores no distan mucho entre sí, obteniendo valores promedio para los

diseños de 4 y 8 pisos muy similares (4.11 y 4.10, respectivamente).

En Figuras 4.11 se grafican ambos parámetros en función del periodo fundamental (T_1), en que para el factor de sobrerresistencia se utiliza el promedio de los valores ($\bar{\Omega}$) en los modelos que aplican a más de una demanda de zona sísmica y suelo. Según se observa, no puede establecerse una correlación consistente.

Tabla 4.1: Cálculo de Ω y μ_T derivado del análisis *pushover*.

(a) Modelos de 4 pisos.

Mod.	Z	S	V_d [tonf]	$V_{máx}$ [tonf]	Ω	$\bar{\Omega}$	T_1 [s]	C_0	δ_y [m]	δ_u [m]	μ_T
4p-1	1	A	6.69		13.79		1.00	1.32	0.129	0.488	3.78
	1	B	7.43		12.41						
	1	C	7.80		11.82						
	2	A	10.03	92.16	9.19	10.03					
	2	B	11.14		8.27						
	2	C	11.70		7.88						
	3	A	13.37		6.89						
4p-2	1	D	15.27		7.55		0.92	1.33	0.137	0.490	3.59
	3	B	14.96	115.20	7.70	7.53					
	3	C	15.71		7.33						
4p-3	2	D	29.08	232.91	8.01	8.01	0.59	1.36	0.115	0.521	4.53
4p-4	3	D	39.69	347.69	8.76	8.76	0.49	1.36	0.112	0.507	4.54

(b) Modelos de 8 pisos.

Mod.	Z	S	V_d [tonf]	$V_{máx}$ [tonf]	Ω	$\bar{\Omega}$	T_1 [s]	C_0	δ_y [m]	δ_u [m]	μ_T
8p-1	1	A	13.71		6.92		1.91	1.34	0.239	0.818	3.42
	1	B	15.23	94.87	6.23	6.36					
	1	C	15.99		5.93						
8p-2	1	D	18.74		8.17		1.47	1.39	0.232	0.938	4.05
	3	A	28.11	153.16	5.45	6.17					
	3	B	31.24		4.90						
8p-3	2	A	20.82	121.65	5.84	5.55	1.68	1.37	0.242	0.952	3.94
	2	B	23.13		5.26						
8p-4	2	C	24.82		7.77		1.30	1.39	0.227	0.922	4.06
	2	D	28.36	192.71	6.79	6.79					
	3	C	33.09		5.82						
8p-5	3	D	67.62	380.76	5.67	5.67	0.87	1.37	0.192	0.960	5.01

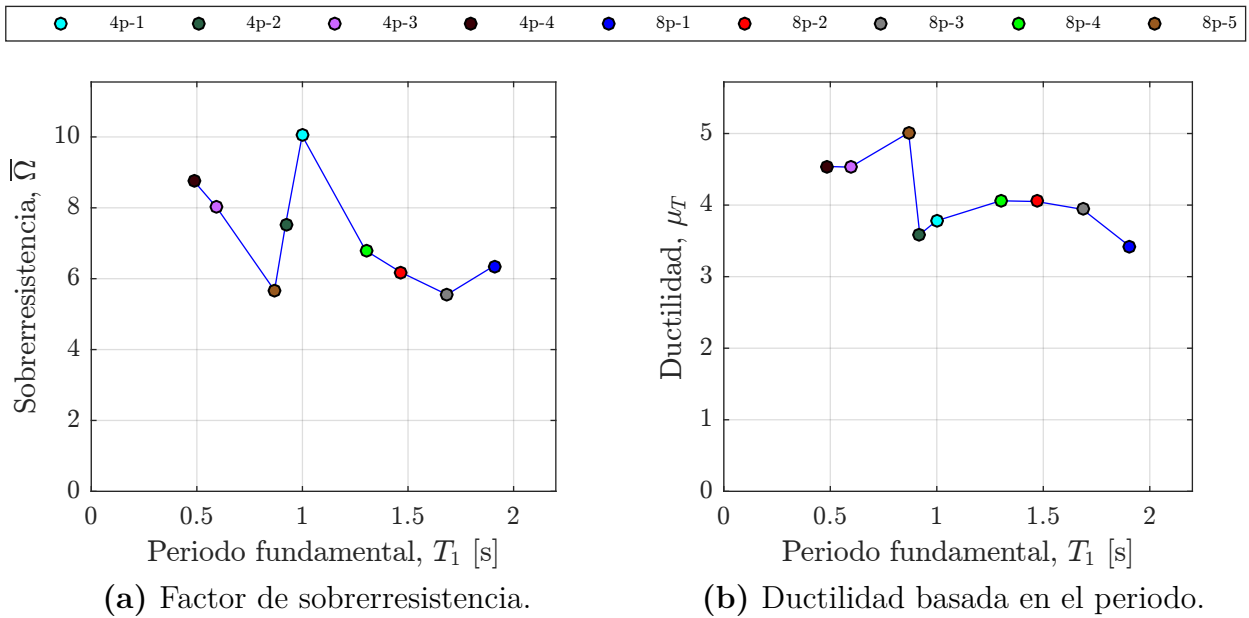


Figura 4.11: Sobrerresistencia y ductilidad en función del periodo para el análisis *pushover*.

4.2.2. Cálculo del punto de desempeño según FEMA 440

En lo siguiente se muestran los resultados del procedimiento gráfico -cuyos fundamentos se detallan en el Anexo B- realizado con el fin de determinar el punto de desempeño de los diseños para la demanda elástica de la NCh433. Cuando esta demanda interseca en el rango elástico al espectro de capacidad no es menester aplicar cabalmente el método de linealización equivalente, con lo que el punto de desempeño es simplemente igual a dicha intersección. En caso contrario, se determina el lugar geométrico de las posibles soluciones cuyo cruce con la curva de capacidad representará el punto de desempeño cuando existe disipación por amortiguamiento viscoso del sistema.

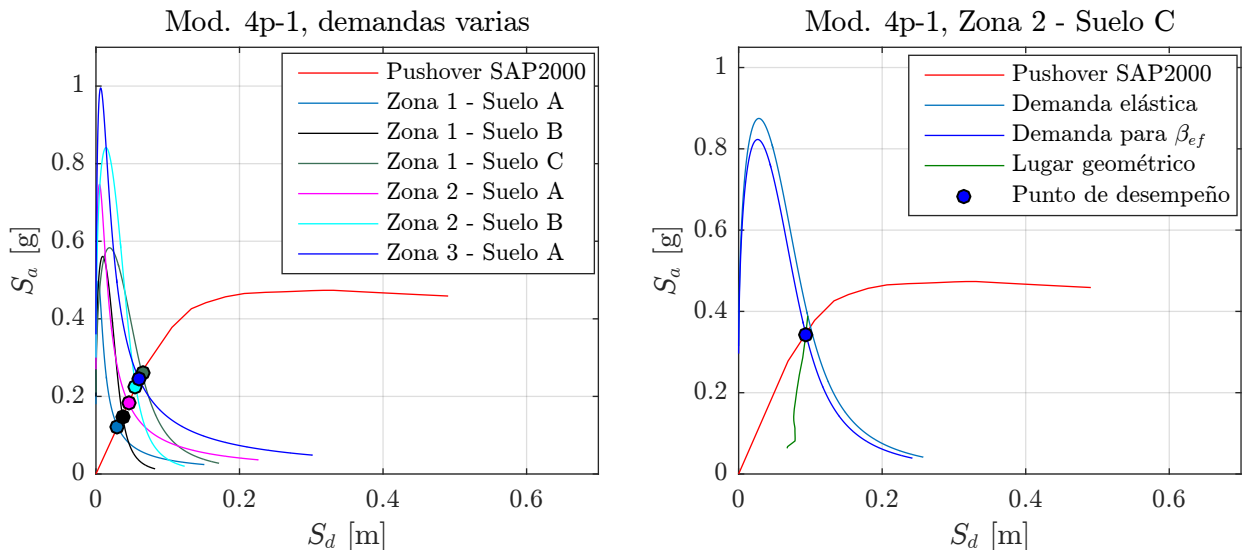


Figura 4.12: Método de linealización equivalente para modelos de 4 pisos.

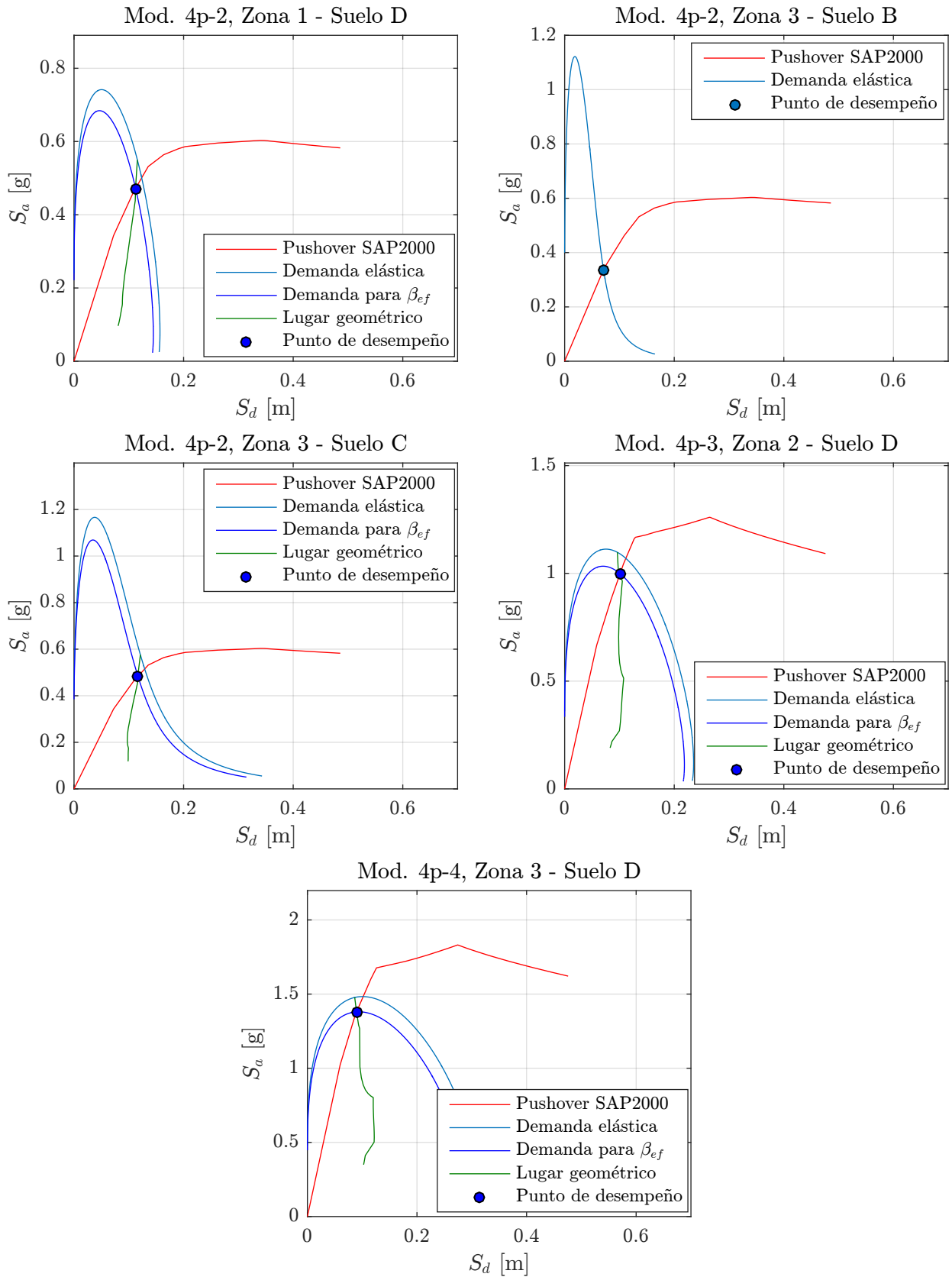


Figura 4.12: Método de linealización equivalente para modelos de 4 pisos (continuación).

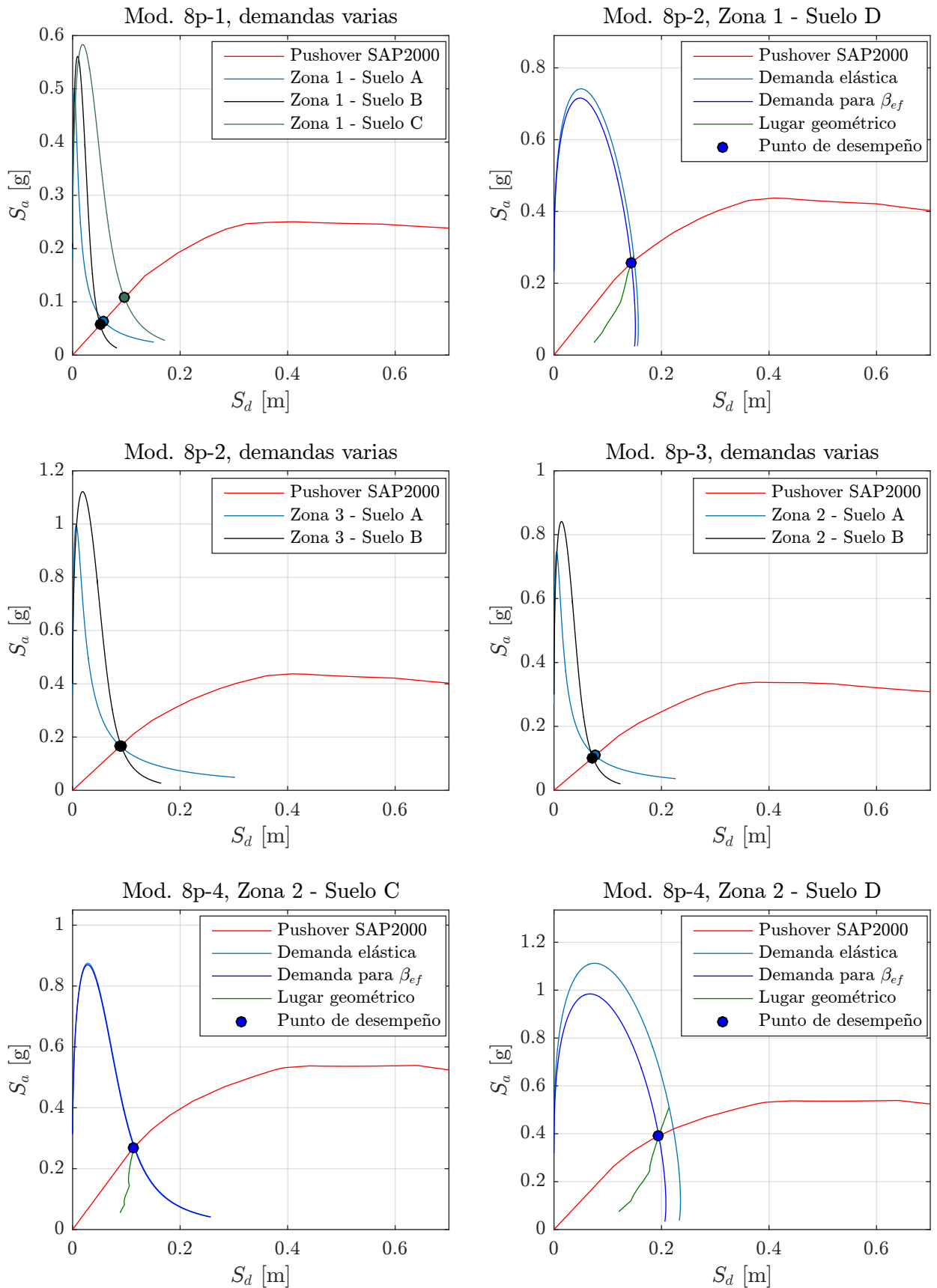


Figura 4.13: Método de linealización equivalente para modelos de 8 pisos.

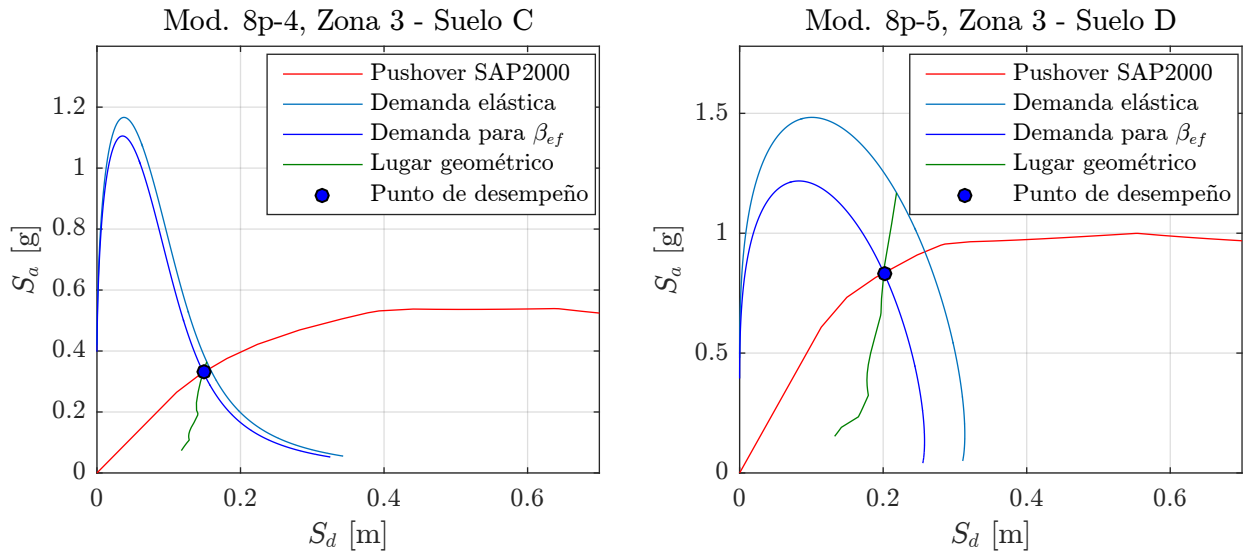


Figura 4.13: Método de linealización equivalente para modelos de 8 pisos (continuación).

Como se observa, en variados casos ocurre la primera situación descrita, es decir que el espectro elástico de diseño (sin reducción por R^* o R^{**}) intersecta con la curva de capacidad en en su tramo lineal inicial, por lo cual no existiría incursión no lineal y con ello disipación de energía para determinados niveles de demanda en algunos modelos (principalmente en 4p-1, 8p-1, 8p-2 y 8p-3). En otros, como en el mismo 8p-2 para la zona 1 con suelo D o en el modelo 8p-4 para la zona 2 y 3 para suelo C, se supera levemente el umbral de la primera fluencia. Solo para las demandas correspondientes a la zona 2 y 3 para suelo D, tanto para modelos de 4 como de 8 pisos, sumado al modelo 4p-2 (en zonas-suelos 1-D y 3-C) exhiben una incursión inelástica digna de mención, aunque igualmente resultan en periodos y amortiguamientos equivalentes no mucho mayores a los supuestos inicialmente. De cualquier forma, para todos los modelos y sus correspondientes demandas se supera ostensiblemente tanto el corte basal como el desplazamiento de techo de los considerados en el diseño (esto es con la inclusión de los factores de reducción), todos los cuales sin excepción se ubican en el rango lineal de las curvas de capacidad (véase la serie de figuras entre 4.2 y 4.10).

Por otra parte, resulta interesante calcular la razón entre estos desplazamientos de techo en el punto de desempeño y el determinado en el diseño. Los valores que se obtienen fluctúan entre un 80 y 100% del factor de reducción respectivo (R^* o R^{**}), en que el mínimo se da para el modelo 4p-4 y el máximo para todos aquellos en que no hay incursión inelástica aparente. Este cociente podrá compararse *a posteriori* con el factor de amplificación de desplazamiento C_d (como porcentaje del factor de modificación de respuesta, R) derivado del análisis *tiempo-historia*.

Las Tablas 4.2 señalan los puntos de desempeño obtenidos y los principales parámetros que los caracterizan.

Tabla 4.2: Puntos de desempeño obtenidos por el método de linealización equivalente.**(a)** Modelos de 4 pisos.

Mod.	Z	S	β_0 [%]	T_0 [s]	β_{ef} [%]	T_{sec} [s]	μ	S_d [m]	S_a [g]	δ [m]	δ/δ_{dis} [R_{ef}^*]	V [tonf]
4p-1	1	A	5.00	1.00	5.00	1.00	1.00	0.030	0.12	0.040	1.00	22.55
	1	B			5.00	1.00	1.00	0.037	0.15	0.049	1.00	27.67
	1	C			5.00	1.00	1.00	0.064	0.26	0.085	1.00	47.99
	2	A			5.00	1.00	1.00	0.045	0.18	0.060	1.00	33.83
	2	B			5.00	1.00	1.00	0.056	0.22	0.073	1.00	41.51
	2	C			5.71	1.05	1.40	0.094	0.34	0.124	0.97	63.40
	3	A			5.00	1.00	1.00	0.060	0.24	0.080	1.00	45.10
4p-2	1	D	5.00	0.92	6.28	0.98	1.55	0.112	0.47	0.149	0.97	86.67
	3	B			5.00	0.92	1.00	0.071	0.34	0.094	1.00	62.50
	3	C			6.46	0.99	1.59	0.117	0.48	0.155	0.96	88.67
4p-3	2	D	5.00	0.59	6.94	0.64	1.68	0.101	1.00	0.138	0.91	175.87
4p-4	3	D	5.00	0.49	6.03	0.51	1.49	0.090	1.38	0.122	0.80	251.12

(b) Modelos de 8 pisos.

Mod.	Z	S	β_0 [%]	T_0 [s]	β_{ef} [%]	T_{sec} [s]	μ	S_d [m]	S_a [g]	δ [m]	δ/δ_{dis} [R_{dis}]	V [tonf]
8p-1	1	A	5.00	1.91	5.00	1.91	1.00	0.058	0.06	0.077	1.00	23.36
	1	B			5.00	1.91	1.00	0.051	0.06	0.068	1.00	20.77
	1	C			5.00	1.91	1.00	0.097	0.11	0.129	1.00	39.22
8p-2	1	D	5.00	1.47	5.36	1.50	1.28	0.144	0.26	0.199	0.96	90.77
	3	A			5.00	1.47	1.00	0.089	0.17	0.123	1.00	58.87
	3	B			5.00	1.47	1.00	0.090	0.17	0.125	1.00	59.77
8p-3	2	A	5.00	1.68	5.00	1.68	1.00	0.076	0.11	0.104	1.00	38.69
	2	B			5.00	1.68	1.00	0.072	0.10	0.099	1.00	36.65
8p-4	2	C	5.00	1.30	5.01	1.30	1.04	0.114	0.27	0.159	0.99	96.68
	2	D			6.48	1.42	1.59	0.195	0.39	0.271	0.91	138.17
	3	C			5.48	1.34	1.33	0.148	0.33	0.206	0.96	117.48
8p-5	3	D	5.00	0.87	6.57	0.99	1.61	0.201	0.83	0.272	0.91	312.02

Respecto a las tablas anteriores, β_0 y T_0 son la razón de amortiguamiento y periodo fundamental iniciales (el primero considerado igual a 5%), β_{ef} y T_{sec} lo son para el estado efectivo producto de la disipación de energía, μ es la razón de ductilidad de desplazamiento (espectral) para dicho estado, S_d y S_a son el desplazamiento y aceleración espectral en el punto de desempeño, δ y V son el desplazamiento absoluto de techo y el corte basal en este punto, y δ/δ_{dis} es el cuociente entre este desplazamiento y el asumido en el diseño, expresado como una fracción del factor de reducción efectivo (R_{dis}).

4.3. Análisis *tiempo-historia*

4.3.1. Registros a utilizar

Para efectos del análisis dinámico del tipo *tiempo-historia* se consideran los registros de aceleración utilizados por Canales [21] en su trabajo de título, que abarcan los sismos de magnitud superior a 7.5 Mw ocurridos en Chile durante los últimos 15 años. La autora selecciona estos registros por la similitud de los suelos de las estaciones de monitoreo con los estipulados para las fundaciones de sus prototipos (suelo C). Pese a que en este estudio se evalúan todas las combinaciones de zona sísmica y tipo de suelo, se considerarán igualmente representativos estos registros, básicamente por la dificultad de encontrar otros que se ajusten fielmente a todas estas configuraciones. Las características principales de los eventos sísmicos y los acelerogramas considerados se indican en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3: Características de los registros de aceleración considerados (adaptada de [21]).

Epicentro	Fecha	Mw	Estación	N°	Identificación	Δt [s]	t_f [s]	PGA [g]
Tarapacá	13/06/05	7.8	Pica	1	PICA05_EW	0.005	252	0.735
				2	PICA05_NS	0.005	252	0.544
			Iquique	3	IQUI05_EW	0.005	196	0.227
				4	IQUI05_NS	0.005	196	0.217
Tocopilla	14/11/07	7.7	Mejillones	5	MEJI_EW	0.005	218	0.414
				6	MEJI_NS	0.005	218	0.420
Cobquecura	27/02/10	8.8	La Florida	7	LAFLO_EW	0.005	208	0.133
				8	LAFLO_NS	0.005	208	0.186
			Puente Alto	9	PTEAL_EW	0.01	147	0.268
				10	PTEAL_NS	0.01	147	0.266
			Curicó	11	HCUR_EW	0.01	180	0.414
				12	HCUR_NS	0.01	180	0.475
Iquique	01/04/14	8.2	Iquique	13	IQUI14_EW	0.005	297	0.316
				14	IQUI14_NS	0.005	297	0.202
			Pica	15	PICA14_EW	0.005	286	0.335
				16	PICA14_NS	0.005	286	0.279
Illapel	16/09/15	8.4	Monte	17	MPAT_EW	0.005	470	0.831
			Patria	18	MPAT_NS	0.005	470	0.713

Δt y t_f corresponden al paso de tiempo y la duración del registro, respectivamente.

La Figura 4.14 muestra los espectros de respuesta generados a partir de estos registros, considerando un amortiguamiento modal constante e igual al 5% del crítico. Además se incluye los percentiles del 84 y 50% (mediana) de estos espectros.

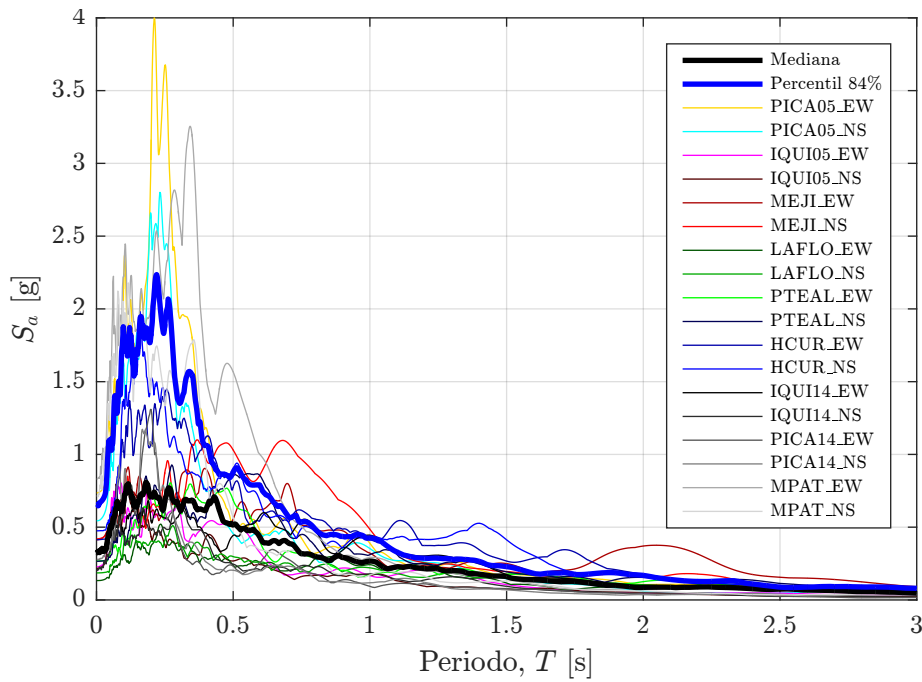


Figura 4.14: Espectros de aceleración de los registros para un 5 % de amortiguamiento.

4.3.2. Escalamiento de registros y cálculo del margen de colapso

La Tabla 4.4 señala los mínimos factores de escala por los que deben amplificarse los registros para lograr el colapso en los modelos no lineales de 4 y 8 pisos, entiéndase este como aquel para el que se alcanza una distorsión de piso máxima de 0.04 [rad] o en el que alguna de las columnas (en su base) llega a su máxima capacidad, situándose en el punto C de su curva de carga versus deformación (véase Figura 2.4a). Para ello se realizan análisis no lineales dinámicos en las estructuras para los registros sin amplificar (con factores unitarios), en primera instancia, e incrementándose gradualmente en múltiplos de 0.5 hasta alcanzar alguno de los estados de colapso previamente descritos, que preferentemente corresponderá al nivel de máxima capacidad de la columna, aunque de igual manera en no pocos casos las derivas se aproximan al 4 % de la altura de entrepiso de forma prácticamente simultánea.

Como se observa en la tabla antes indicada, la magnitud de algunos factores de escala es bastante elevada llegando incluso para el modelo 4p-4 a ser igual a 22.5 en el registro n°15 (PICA14_EW). En general, para los modelos que contemplan los diseños con demandas más exigentes (4p-3, 4p-4, 8p-4 y 8p-5), se tienen los mayores factores, lo cual ratifica la robustez de estas estructuras como resultado del cumplimiento, principalmente, de los límites de distorsión de piso de la NCh433, que redundan en columnas con capacidades de momento importantes y comparativamente muy superiores a las que exhiben las vigas (es decir, con cuocientes $\sum M_{pc}^* / \sum M_{pb}^* \gg 1$). Por su parte, los diseños asociados a demandas leves y moderadas (modelos 4p-1, 4p-2 y 8p-1 principalmente) que poseen cuocientes más cercanos a 1, resultan en menores factores de escala producto del agotamiento temprano de las columnas en comparación a las estructuras más fuertes.

Tabla 4.4: Factores de escala para los registros de aceleración.

Registro	4p-1	4p-2	4p-3	4p-4	8p-1	8p-2	8p-3	8p-4	8p-5
1	1.5	2.0	5.5	8.0	2.5	4.0	3.5	6.5	5.0
2	2.0	2.5	6.5	9.0	4.5	4.5	5.0	7.0	13.0
3	4.0	5.0	10.5	15.0	5.5	6.0	5.5	7.0	9.0
4	3.5	6.0	19.5	18.5	8.0	9.0	6.0	17.0	14.0
5	2.5	3.0	6.0	8.5	1.5	3.5	2.5	4.5	8.0
6	2.0	2.0	5.0	4.5	2.5	3.5	3.5	4.0	4.5
7	3.5	4.0	15.5	17.0	4.5	7.5	7.0	12.0	10.0
8	3.5	4.0	13.5	17.0	4.0	4.5	4.5	6.5	8.0
9	3.0	4.5	10.5	9.5	2.5	4.0	3.0	8.0	9.0
10	2.0	2.5	4.5	5.5	2.0	6.0	3.0	6.5	6.0
11	1.5	2.0	5.0	6.5	2.0	3.0	2.5	5.5	3.5
12	2.0	2.5	5.5	6.5	2.0	2.5	3.0	3.5	5.5
13	2.0	2.5	7.5	9.5	3.5	6.5	4.5	6.0	6.0
14	3.5	5.0	17.0	21.5	7.0	13.0	10.0	16.0	9.0
15	6.0	6.0	14.0	22.5	6.0	8.0	7.0	17.5	19.0
16	5.0	6.0	12.5	20.0	8.0	8.0	9.0	12.0	15.0
17	2.0	3.0	5.0	6.5	2.5	3.0	4.0	4.5	6.5
18	2.5	4.0	8.0	9.0	4.5	8.0	5.0	11.0	7.0

Determinados los factores de escala para cada registro y modelo puede obtenerse consecuentemente la razón de margen de colapso (CMR) según las directrices indicadas en 2.4.1.4.2. Como se señala en esa sección, los MCE se asocian al sismo máximo posible definido en la norma NCh2745, cuyos espectros de aceleración se representan en la Figura 4.15 para cada zona sísmica y tipo de suelo. En dicha figura, para efectos comparativos, se muestra también el espectro obtenido a partir de la mediana de los registros (percentil del 50%).

Tal como se menciona en la sección 2.4.1.5, la metodología de FEMA P695 establece límites tal que la probabilidad de colapso para el MCE en cada grupo de desempeño sea menor o igual al 10% para el promedio sobre cada grupo de desempeño y de un 20% o inferior para cada arquetipo que compone dicho grupo, lo cual se traduce en el cumplimiento de las ecuaciones (2.42) y (2.43), respectivamente.

Dado que en este trabajo no se está estudiando un nuevo sistema estructural apoyado en datos experimentales, que abarquen además un amplio espacio de diseño a través de variados grupos de desempeño, tratar de evaluar la fiabilidad de los márgenes de colapso puede constituir un esfuerzo estéril. No obstante ello, se hará el ejercicio inverso encontrando cuales son los valores de incertidumbre total (β_{TOT}) que validen los CMR obtenidos, para lo cual se supone que los modelos de 4 y 8 pisos constituyen dos grupos de desempeño y las variaciones de zona sísmica y tipo de suelo definen los arquetipos a analizar.

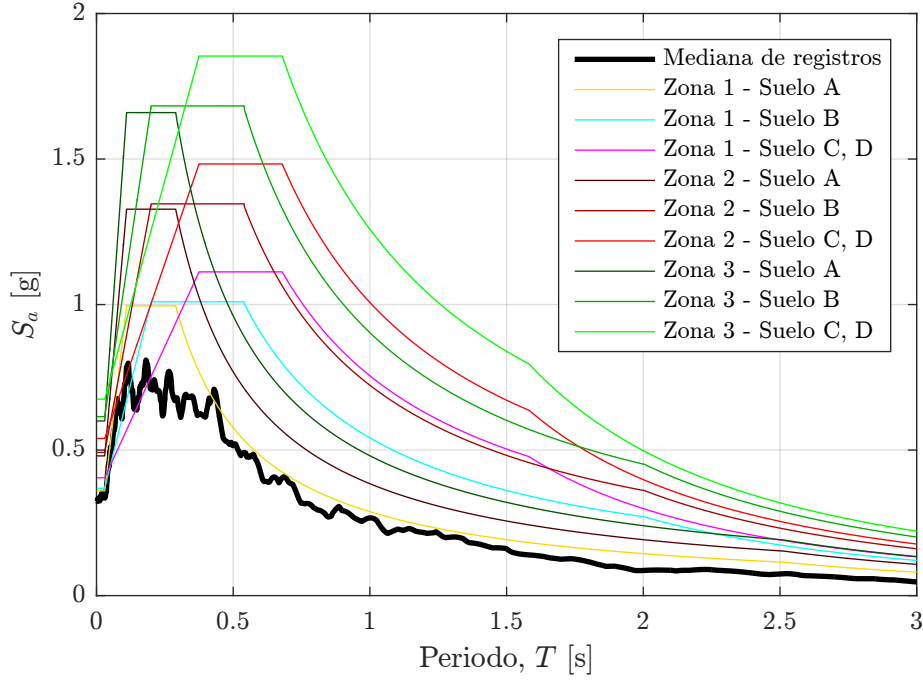


Figura 4.15: Espectros de aceleración para el máximo sismo posible según la NCh2745.

Las Tablas 4.5 explicitan el cálculo del margen de colapso, en que $SF^{50\%}$ denota el factor de escala para el cual el 50 % de los registros amplificados generan el colapso en la estructura, que corresponde a su vez a un valor cercano a la mediana de los factores de escala; $S_a^{50\%}$ es la aceleración del espectro mediana evaluada en el periodo fundamental del marco; $\hat{S}_{CT} = SF^{50\%} \cdot S_a^{50\%}$ y S_{MT} es la aceleración espectral del MCE para el periodo fundamental. Puede verse en estas tablas que algunos CMR para los modelos 4p-1 y 4p-2 son menores a 1 y otros en el 8p-1 levemente superiores. Esto es debido a que los factores de escala para muchos registros en estos modelos, para los cuales se establece el colapso, son inferiores a los que se obtendrían de escalarlos previamente a un nivel de aceleración espectral, evaluada en el periodo fundamental, igual al MCE (también evaluado en dicho periodo), tal como establece la metodología de FEMA P695, con lo cual evidentemente se lograrían márgenes de colapso superiores a la unidad.

No obstante estas inconsistencias, se procede a estimar según lo planteado anteriormente cual sería el valor de incertidumbre total que validaría los márgenes de colapso obtenidos (con las salvedades indicadas). El hecho de que la ductilidad basada en el periodo (μ_T) sea mayor a 3 en todos los modelos (véase Tabla 4.1) implica directamente que la incertidumbre asociada a la variabilidad de la respuesta de los arquetipos para cada registro sísmico (β_{RTR}) sea igual a 0.4, lo que redundaría a su vez en que $\beta_{TOT} \geq 0.436$ según la ecuación (2.40). Esto último descartaría inmediatamente a los arquetipos con $CMRs$ inferiores a 1.45, es decir un poco más de la mitad de todos ellos no cumplirían con el límite de $ACMR_{20\%}$. Al ignorar estos modelos, para dichos arquetipos en específico, se obtendrían márgenes de colapso promedio iguales a $\overline{CMR}_{4p} = 2.20$ y $\overline{CMR}_{8p} = 2.00$, cuyos valores pueden darse para una incerteza total de $\beta_{TOT} = 0.542$ utilizando la ecuación (2.42), valor similar al considerar los $CMRs$ individuales (excluyendo los inferiores a 1.45). Por ejemplo, suponiendo parámetros $\beta_{DR} = \beta_{TD} = \beta_{MDL} = 0.2$, es decir que en todas las categorías de calificación (requisitos de diseño, datos experimentales y modelos se logra un nivel de confianza o grado de completitud y

robustez «bueno» según las Tablas 2.6, 2.7 y 2.8, se obtiene un valor $\beta_{TOT} = 0.529$ compatible con los márgenes de colapso considerados.

Tabla 4.5: Cálculo del margen de colapso (CMR) para los modelos de 4 y 8 pisos.

(a) Modelos de 4 pisos.

Mod.	Zona	Suelo	T_1 [s]	$SF^{50\%}$	$S_a^{50\%}$ [g]	\hat{S}_{CT} [g]	S_{MT} [g]	CMR
4p-1	1	A	1.00	2.5	0.27	0.67	0.29	2.31
	1	B					0.54	1.23
	1	C					0.76	0.88
	2	A					0.38	1.73
	2	B					0.72	0.92
	2	C					1.01	0.66
	3	A					0.48	1.39
4p-2	1	D	0.92	3.0	0.28	0.85	0.82	1.04
	3	B					0.98	0.87
	3	C					1.37	0.62
4p-3	2	D	0.59	7.5	0.44	3.32	1.48	2.24
4p-4	3	D	0.49	9.0	0.52	4.69	1.85	2.53

(b) Modelos de 8 pisos.

Mod.	Zona	Suelo	T_1 [s]	$SF^{50\%}$	$S_a^{50\%}$ [g]	\hat{S}_{CT} [g]	S_{MT} [g]	CMR
8p-1	1	A	1.91	3.5	0.10	0.35	0.15	2.29
	1	B					0.28	1.22
	1	C					0.33	1.05
8p-2	1	D	1.47	4.5	0.16	0.74	0.51	1.44
	3	A					0.33	2.26
8p-3	3	B					0.62	1.20
	2	A	1.68	4.5	0.13	0.57	0.23	2.50
2	B	0.43					1.33	
8p-4	2	C	1.30	6.5	0.20	1.31	0.78	1.69
	2	D					0.78	1.69
	3	C					0.97	1.35
8p-5	3	D	0.87	8.0	0.29	2.31	1.45	1.59

4.3.3. Resultados del análisis *tiempo-historia* no lineal

Pese a que, según lo planteado antes, algunos de los modelos no satisfacen los *CMR* mínimos para determinadas demandas de diseño, se considerarán igualmente en los cálculos posteriores.

4.3.3.1. Desplazamientos y derivas de piso

Las Figuras 4.16 y 4.17 muestran las envolventes de desplazamientos y distorsiones o derivas de piso que resultan de los *análisis tiempo-historia* no lineales en los modelos de 4 y 8 pisos, respectivamente. Se añade además las medianas de estos parámetros para todos los registros considerados (representadas en las figuras por los trazos negros de mayor grosor).

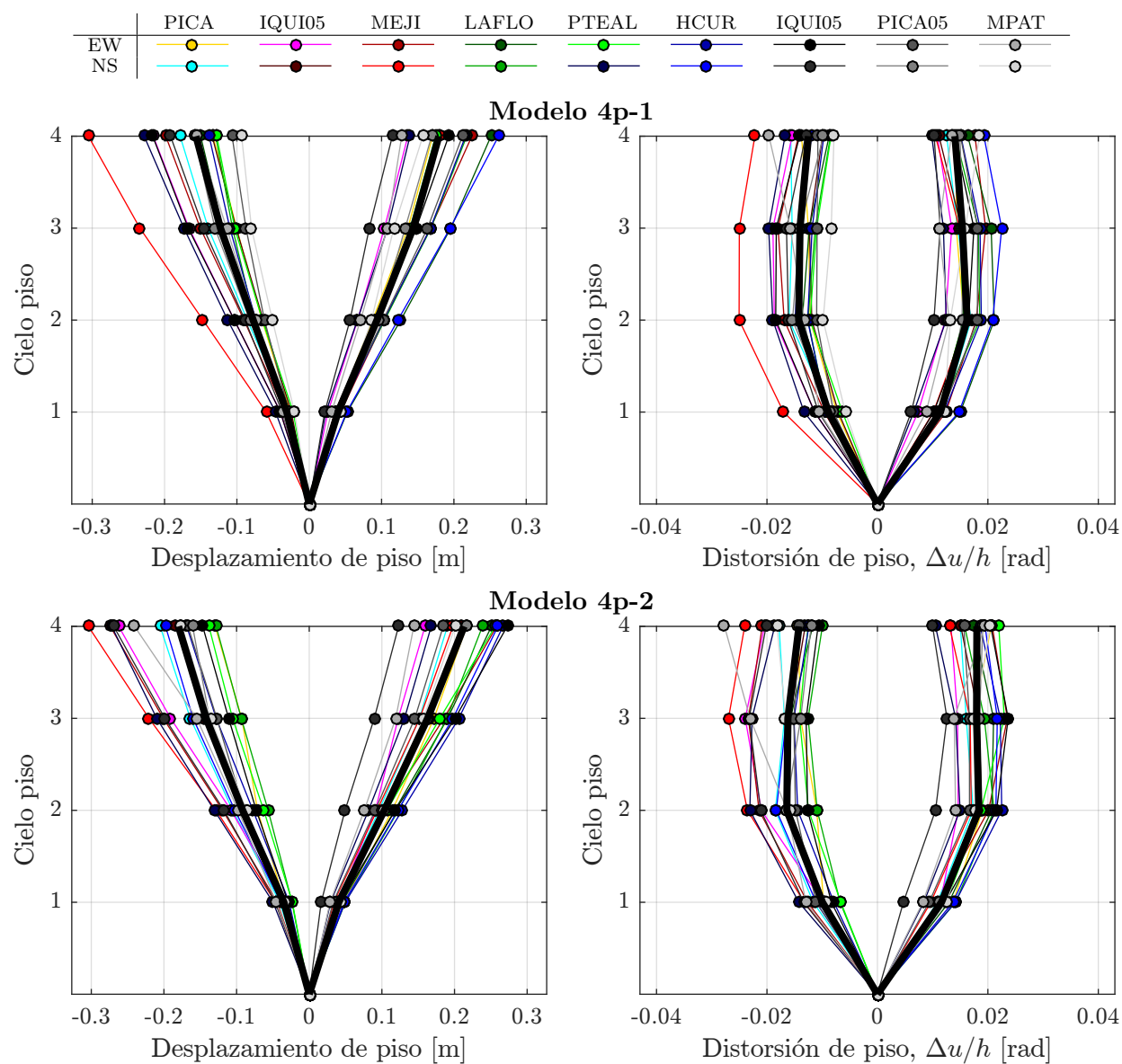


Figura 4.16: Envolventes de desplazamientos y distorsiones de piso para análisis *tiempo-historia* no lineal en modelos de 4 niveles con registros escalados.

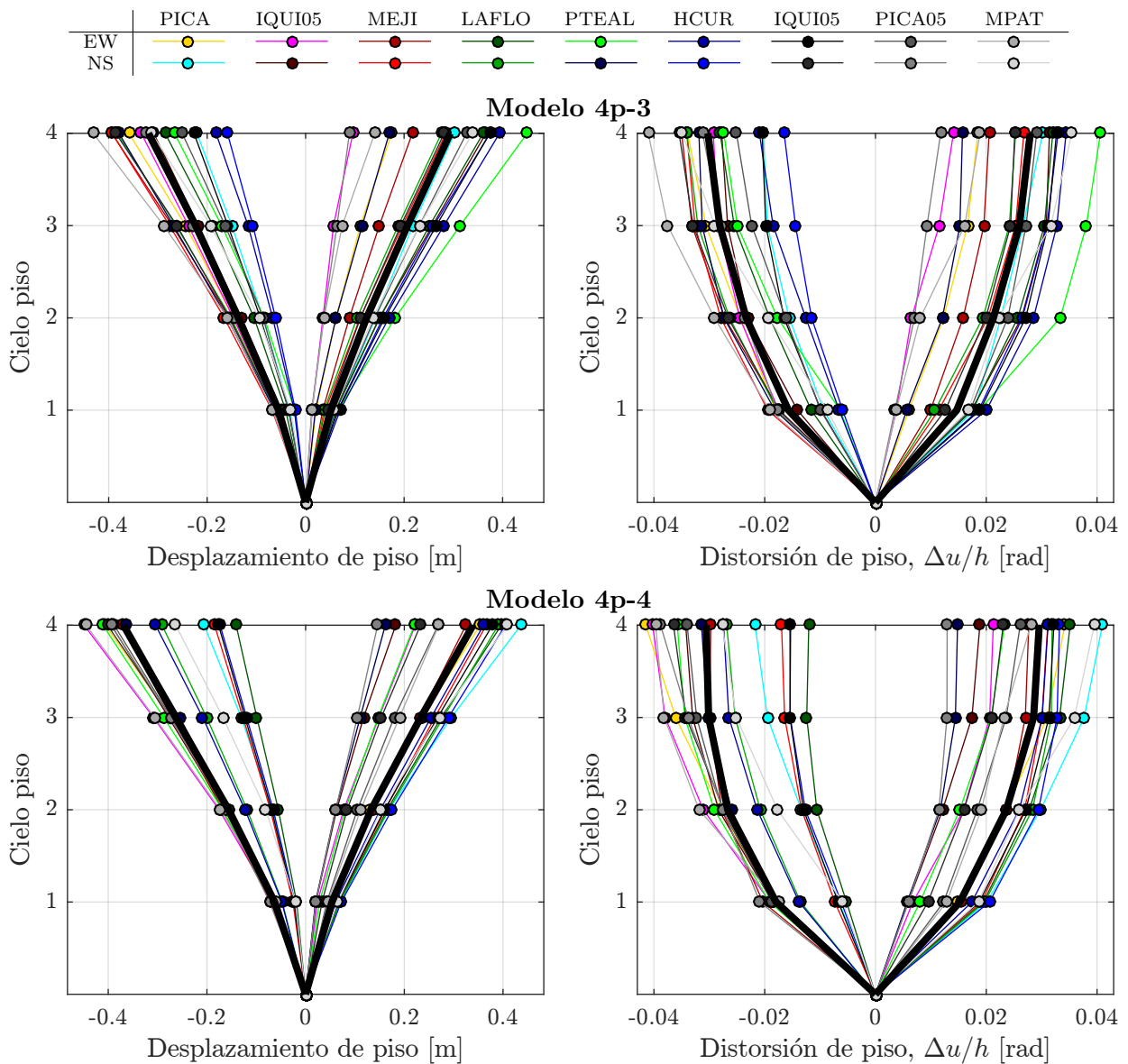


Figura 4.16: Envolventes de desplazamientos y distorsiones de piso para análisis *tiempo-historia* no lineal en modelos de 4 niveles con registros escalados (continuación).

Para las estructuras de 4 pisos se observan dos grupos bien definidos respecto a las derivas de piso. Uno lo constituyen los modelos 4p-1 y 4p-2, con perfiles de distorsión muy uniformes en altura, cuyos máximos fluctúan entre 0.025 a 0.028 [rad] para el registro MEJI_NS y que ocurren entre el segundo y tercer piso. A su vez, el máximo para el percentil del 50% varía entre 0.016 a 0.018 [rad], generándose en el 2° piso. Los modelos 4p-3 y 4p-4 constituyen el otro grupo que se caracteriza por derivas crecientes en altura, con máximos entorno a 0.04 [rad] y medianas (máximas) de 0.03 [rad], ambos valores en el último piso. El perfil de distorsión de piso de estos modelos es relativamente similar, en forma, a los derivados de las demandas de diseño (véase Figura 3.3 para el suelo D en zona sísmica 2 y 3), aunque en ellas el máximo se alcanza en el tercer piso. Los otros modelos también pueden ajustarse bien a la forma de las derivas resultantes para todas sus demandas asociadas.

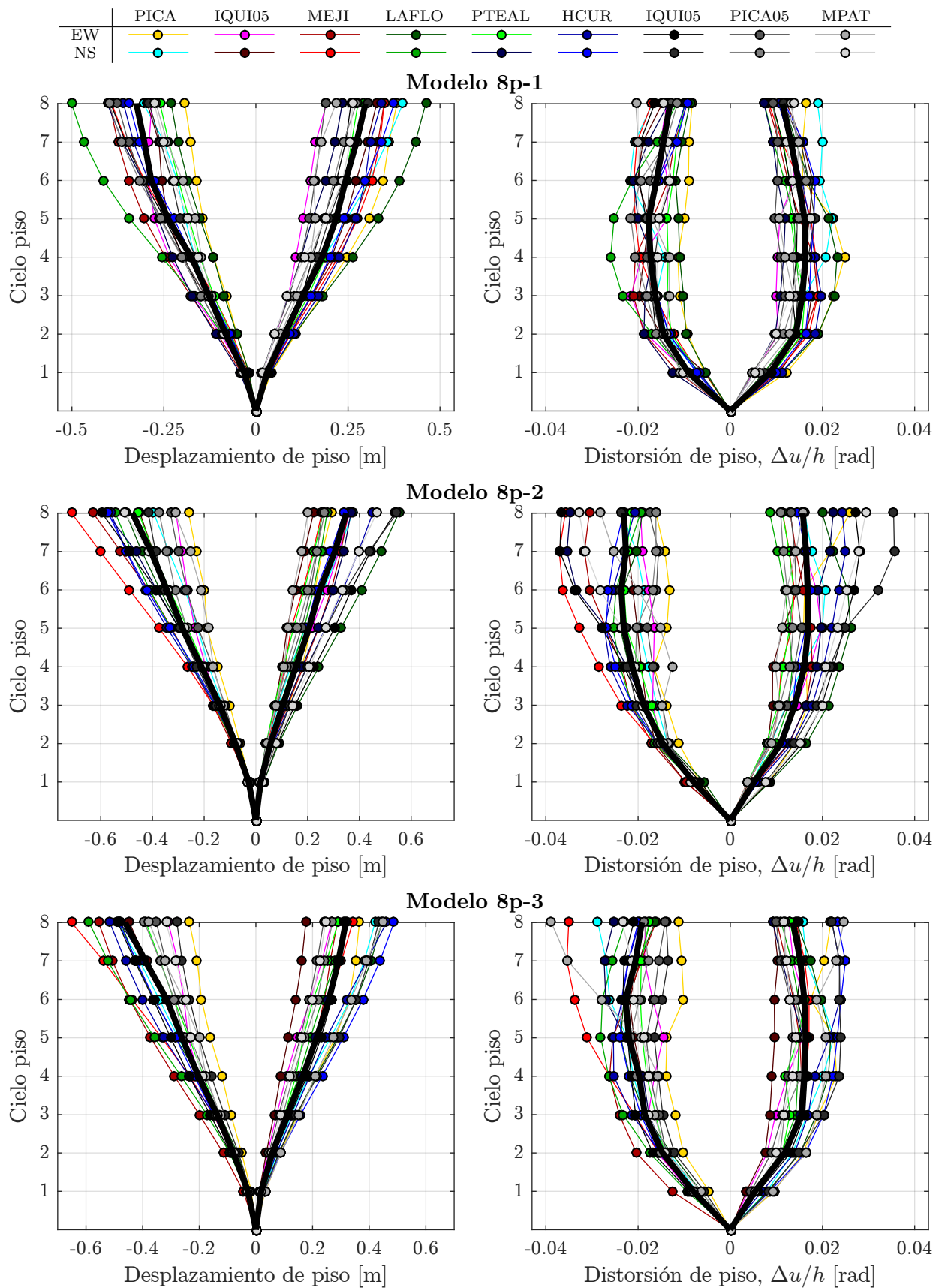


Figura 4.17: Envolventes de desplazamientos y distorsiones de piso para análisis *tiempo-historia* no lineal en modelos de 8 niveles con registros escalados.

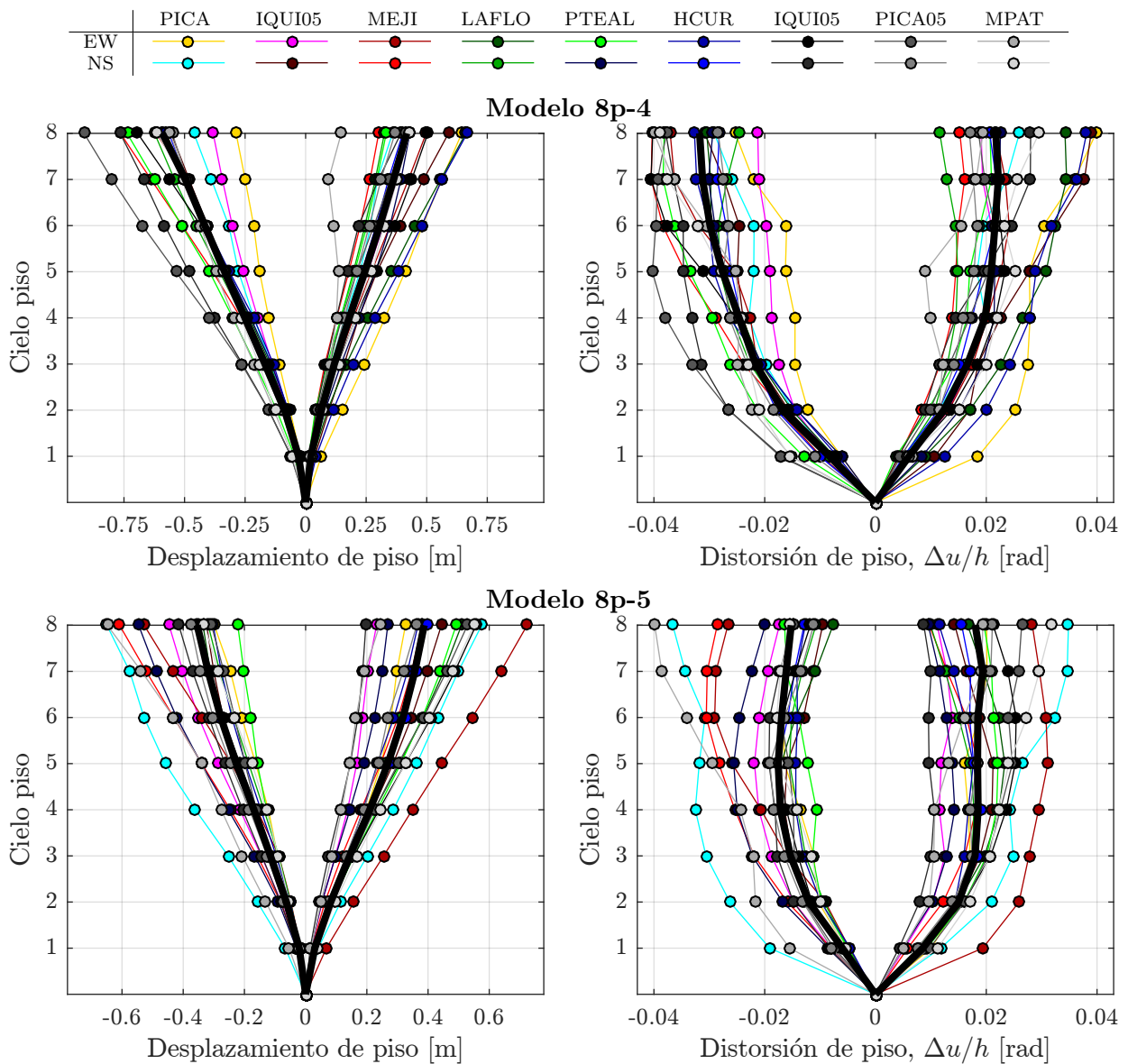


Figura 4.18: Envolventes de desplazamientos y distorsiones de piso para análisis *tiempo-historia* no lineal en modelos de 8 niveles con registros escalados (continuación).

Para las estructuras de 8 niveles se tiene en general derivas máximas muy cercanas a 0.04 [rad] en el último piso, siendo el modelo 8p-4 el que presenta la mediana máxima (0.032 [rad]), con un perfil muy similar al del modelo 4p-4. Los otros modelos (8p-2, 8p-3 y 8p-5) presentan una mayor variabilidad, caracterizados por medianas que oscilan entre 0.019 a 0.024 [rad] para los pisos 5, 6 ó 7. Finalmente, el modelo 8p-1 que posee un perfil muy regular en altura ostenta un máximo de 0.026 [rad] en el 4° piso, con valores de mediana de 0.018 [rad] comparable con los primeros modelos de 4 pisos (4p-1 y 4p-2).

En particular, el modelo 8p-4 es el que presenta de forma más recurrente el modo de falla asociado a alcanzar la distorsión de piso límite (0.04 [rad]). Para ejemplificar, en los registros n°4, 6 y 13 (IQUI05_NS, MEJI_NS y IQUI14_EW) si se considerase solo la capacidad máxima de la columna para establecer el colapso, se obtendrían derivas máximas de 0.051, 0.062 y 0.059 [rad], respectivamente, asociadas a factores de escala de 22, 6.5 y 12. Esto

condujo a nuevos factores (17, 4 y 6) tal que se obtuvieran derivas cercanas al 4% de la altura de entrepiso.

Respecto a las desplazamientos de techo alcanzados, al comparar los máximos para cada modelo con los obtenidos para los análisis *pushover*, se obtienen menores valores que varían entre un 62 y 99% de los correspondientes a los análisis no lineales estáticos. Este mayor porcentaje se obtiene para el citado modelo 8p-4, en el que para los casos ya mencionados controla el estado de distorsión límite. Dado que este modo no simulado de colapso fue el usado para establecer el nivel último de los *pushover*, no es de extrañar que se logre tal similitud. Sin embargo, en muchos de los otros modelos impera el límite de capacidad de las columnas, por lo cual puede no ser apropiado comparar estos valores con los resultantes del análisis estático, y menos aún al usar los máximos registrados en el análisis *tiempo-historia*.

En cualquier caso, ocupando los máximos para el percentil del 50% los mayores desplazamientos se dan para los modelos 4p-4, con un 2.8% de la altura total para marcos de 4 pisos, y en el 8p-4, que tiene un desplazamiento de 2.2% de la altura total correspondiente a marcos de 8 niveles. Las Tabla 4.6 resume los desplazamientos de techo máximos para cada modelo y registro, que luego serán utilizados en el cálculo del factor de amplificación C_d . El término $\tilde{\delta}$ hace alusión a este valor mediana o percentil del 50% de los desplazamientos máximos para los registros escalados.

Tabla 4.6: Desplazamientos máximos de techo obtenidos del análisis *tiempo-historia* no lineal, en [m].

Registro	4p-1	4p-2	4p-3	4p-4	8p-1	8p-2	8p-3	8p-4	8p-5
1	0.171	0.217	0.359	0.406	0.383	0.293	0.365	0.645	0.326
2	0.179	0.205	0.303	0.436	0.399	0.395	0.489	0.461	0.649
3	0.216	0.262	0.334	0.449	0.283	0.361	0.309	0.425	0.446
4	0.179	0.210	0.366	0.394	0.328	0.448	0.447	0.590	0.444
5	0.225	0.274	0.393	0.373	0.398	0.629	0.556	0.616	0.724
6	0.305	0.304	0.393	0.366	0.392	0.713	0.651	0.765	0.608
7	0.251	0.251	0.361	0.396	0.461	0.552	0.477	0.662	0.509
8	0.218	0.238	0.382	0.390	0.501	0.543	0.590	0.624	0.379
9	0.175	0.256	0.450	0.411	0.277	0.453	0.388	0.737	0.492
10	0.228	0.272	0.379	0.365	0.404	0.577	0.480	0.592	0.546
11	0.216	0.267	0.394	0.361	0.360	0.561	0.516	0.667	0.367
12	0.262	0.260	0.375	0.405	0.375	0.571	0.487	0.564	0.395
13	0.216	0.273	0.374	0.379	0.394	0.596	0.487	0.694	0.557
14	0.192	0.269	0.385	0.401	0.303	0.545	0.434	0.766	0.414
15	0.212	0.184	0.327	0.388	0.376	0.331	0.351	0.915	0.529
16	0.169	0.216	0.326	0.394	0.399	0.374	0.393	0.550	0.375
17	0.155	0.241	0.431	0.445	0.271	0.312	0.447	0.559	0.648
18	0.157	0.201	0.339	0.409	0.276	0.507	0.317	0.611	0.550
$\tilde{\delta}$	0.214	0.253	0.374	0.395	0.379	0.525	0.462	0.620	0.501
δ_{min}	0.155	0.184	0.303	0.361	0.271	0.293	0.309	0.425	0.326
δ_{max}	0.305	0.304	0.450	0.449	0.501	0.713	0.651	0.915	0.724

4.3.3.2. Cortes de piso

Las Figuras 4.19 y 4.20 muestran las envolventes de cortes de piso que se obtienen de los *análisis tiempo-historia* no lineales, en base a los registros de aceleración escalados, para los modelos de 4 y 8 pisos, respectivamente. De la misma forma que en el ítem anterior, el trazo más grueso en las figuras mencionadas representa la mediana de las envolventes para todos los registros.

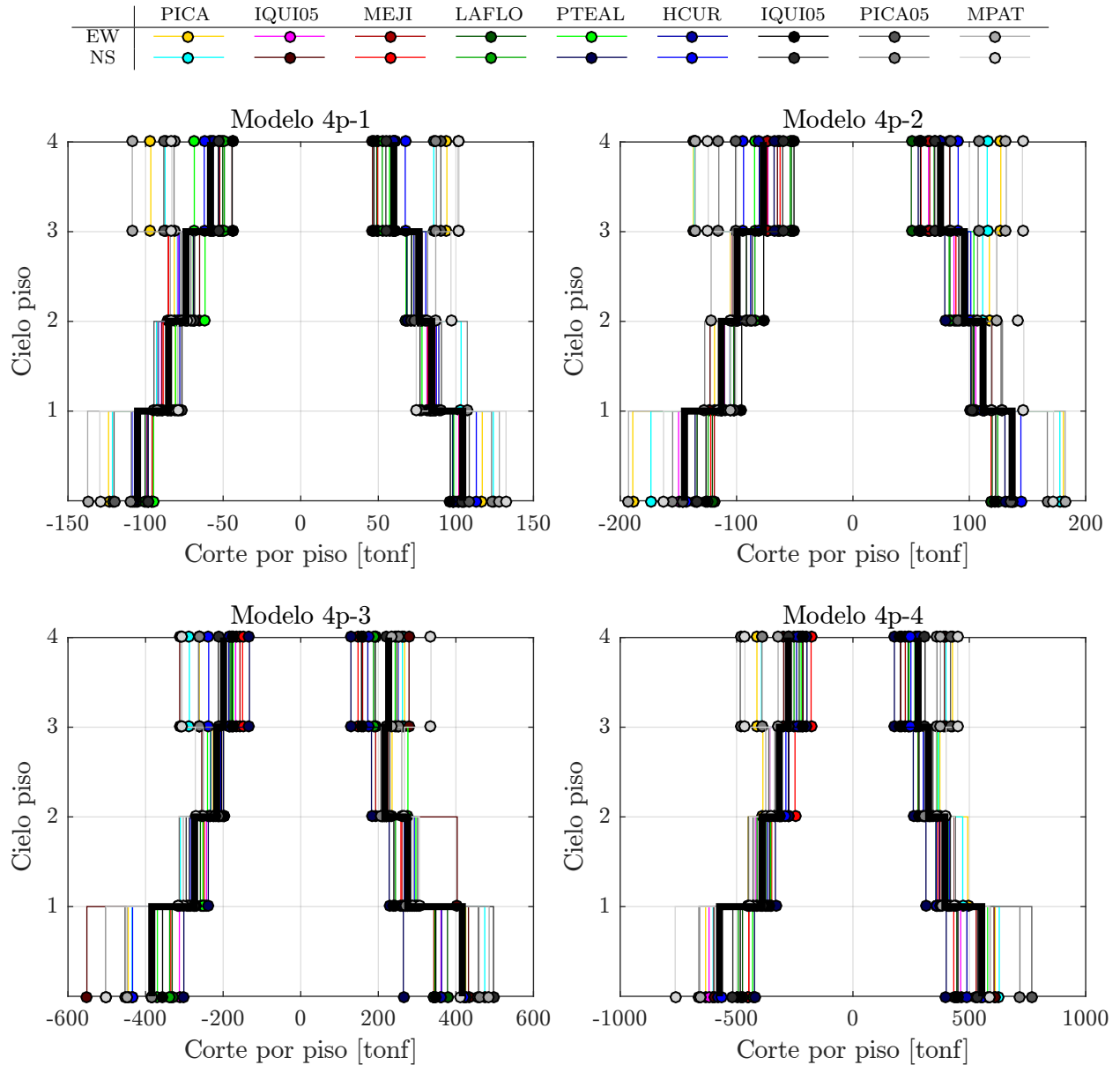


Figura 4.19: Envolventes de corte de piso para análisis *tiempo-historia* no lineal en modelos de 4 niveles.

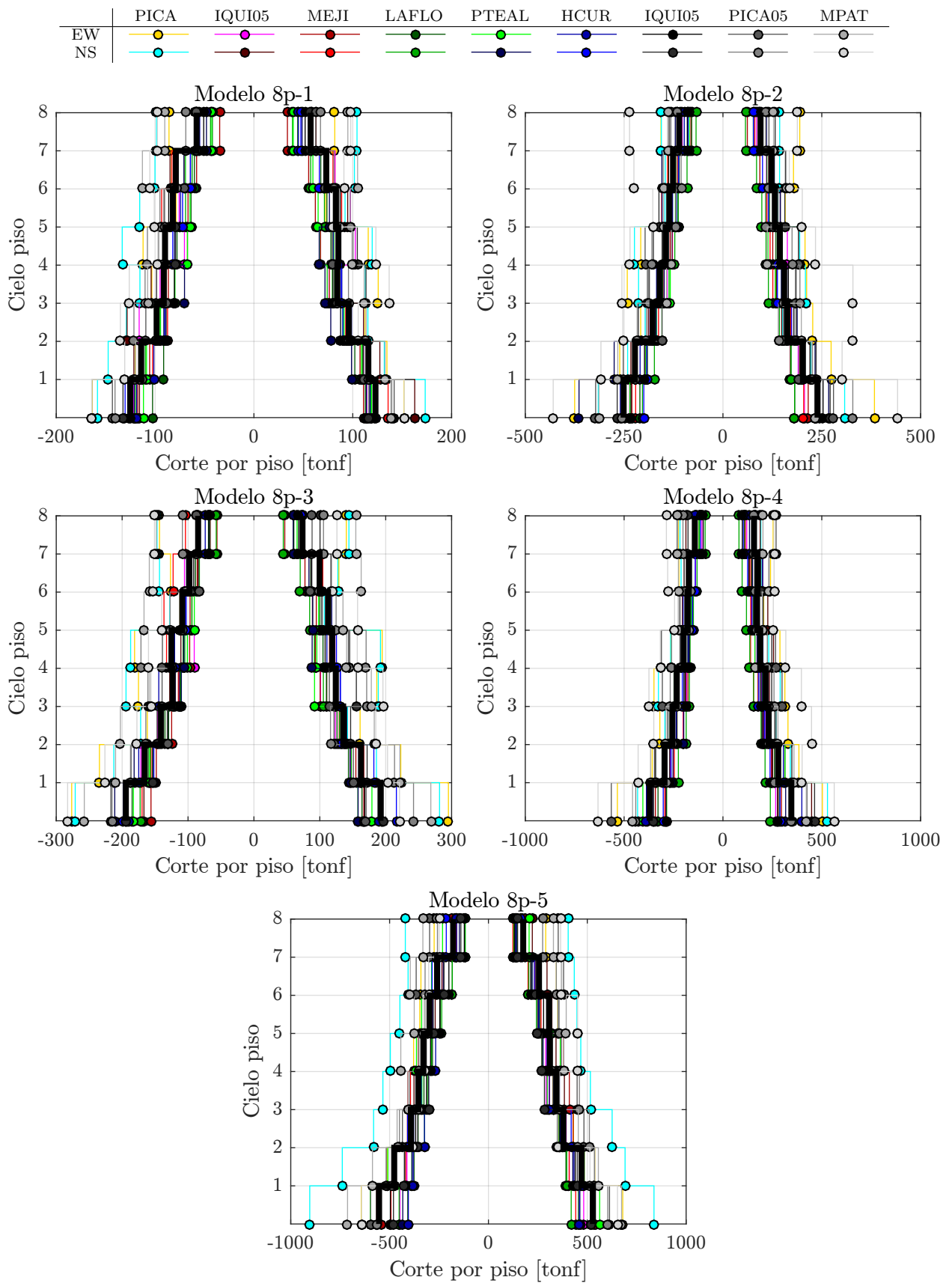


Figura 4.20: Envoltentes de corte de por piso para análisis *tiempo-historia* no lineal en modelos de 4 niveles.

Al igual que para las derivas y desplazamientos de piso, se constata una gran variabilidad entre registros para un mismo modelo, lo cual podría ser atribuible a las condiciones propias de cada registro y a los criterios de colapso elegidos. También se observa un aumento en el corte del último piso en los modelos de 4 niveles, y en los pisos 7° y 8° y en algunos casos en la transición entre perfiles de columna para los marcos de 8 niveles. Esto ocurre para los pares de registros de PICA05, PICA14 y MPAT, que tienen como atributo común altos valores de PGA. Esta irregularidad no es relevante al considerar la mediana de las envolventes, observando perfiles de cortes de piso similares en forma a los derivados de la aplicación de la NCh433, aunque con diferencias en los cortes relativo de entrepiso, en especial en el último nivel donde para los cortes de diseño asociados a los suelos C y D (para todas las zonas sísmicas) existe una apreciable reducción, cuestión que no se observa salvo quizás en el modelo 8p-5.

En lo relativo al corte basal, la Tabla 4.7 recopila los valores máximos (en valor absoluto) mostrados en las figuras anteriores, para cada modelo y registro, indicándose además los valores extremos y la mediana (\tilde{V}). Este último parámetro, en comparación con los cortes basales máximos obtenidos en el análisis *pushover*, es superior en un rango que fluctúa entre un 15 a 112% (este último se da para el modelo 8p-4), aunque se mantienen las diferencias relativas observadas entre modelos de igual cantidad de pisos respecto a lo observado en los *pushover*.

Tabla 4.7: Cortes basales máximos derivados del análisis *tiempo-historia* no lineal, en [tonf].

Registro	4p-1	4p-2	4p-3	4p-4	8p-1	8p-2	8p-3	8p-4	8p-5
1	125	193	455	638	169	390	304	543	689
2	125	179	480	634	185	337	288	538	919
3	103	154	363	641	132	251	207	313	486
4	106	153	557	627	171	269	201	457	571
5	106	141	385	542	120	232	175	344	566
6	105	124	353	449	142	223	198	300	496
7	100	122	383	479	118	212	191	340	458
8	106	128	348	556	124	205	174	288	455
9	99	136	428	585	124	237	193	416	603
10	99	136	302	424	127	377	220	359	466
11	108	150	387	587	129	261	198	402	482
12	116	148	447	585	135	246	222	306	575
13	99	127	372	496	134	255	203	288	521
14	106	138	510	549	139	279	202	470	524
15	125	148	468	802	159	351	228	617	650
16	124	170	478	730	152	336	260	449	609
17	145	199	490	672	184	328	296	498	745
18	134	179	508	773	171	468	302	675	685
\tilde{V}	106	148	437	586	137	265	205	409	568
V_{min}	99	122	302	424	118	205	174	288	455
V_{max}	145	199	557	802	185	468	304	675	919

4.3.3.3. Energía disipada

Las Figuras 4.21 y 4.22 dan cuenta de la energía sísmica ingresada a las estructuras de 4 y 8 pisos, respectivamente, para los registros escalados, y la distribución en la disipación de dicha energía por amortiguamiento modal e histéresis.

En los modelos 4p-1 y 4p-2 se constata una prevalencia de la disipación por amortiguamiento viscoso en desmedro de la asociada a ciclos histeréticos, la cual varía entre un 9 y 37 %. En los modelos 4p-3 y 4p-4, la energía disipada por histéresis aumenta fuertemente, fluctuando entre un 36 y 58 % de la energía ingresada, siendo ya más comparable a la disipada por amortiguamiento. Esto está directamente relacionado con la considerable cantidad de energía ingresada, cuya magnitud promedio para el caso 4p-4 alcanza valores entre 9 a 15 veces de las registradas para los modelos 4p-1 y 4p-2.

Para el modelo de 8 pisos 8p-1 se replica en lo medular lo visto en 4p-1 y 4p-2 con porcentajes de disipación por histéresis entre el 8 y 41 %, mientras que en los modelos 8p-2 y 8p-3 esos porcentajes aumentan en un intervalo de 13 a 51 %. Por otra parte, los modelos 8p-4 y 8p-5 se asemejan al 4p-4, con un rango de disipación histerética entre 28 y 59 %.

En la mayoría de modelos el registro n°5 (MEJI_EW) es en el cual se disipa la mayor cantidad de energía por histéresis (en términos porcentuales) mientras que los registros n°16 (PICA14_NS) y 18 (MPAT_NS) acaparan la mayor disipación por amortiguamiento.

De cualquier forma, en todos los modelos la disipación promedio por amortiguamiento modal es superior a la asociada a histéresis. La diferencia decrece, o en rigor aumenta la energía disipada por histéresis en detrimento de la relativa a amortiguamiento, a medida que los diseños se hacen más dúctiles y son capaces de absorber mayor energía antes del colapso.

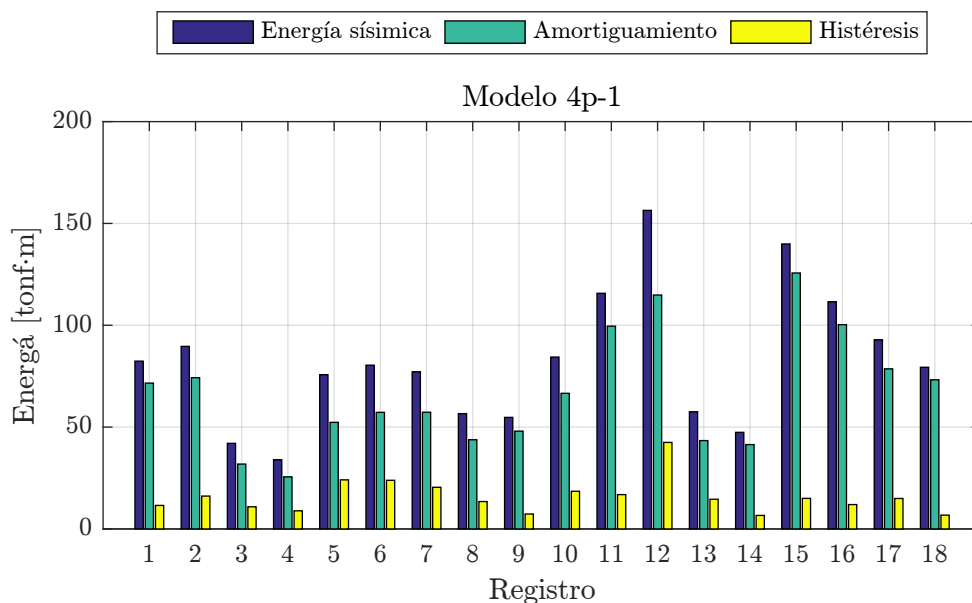


Figura 4.21: Energía disipada para registros escalados en modelos de 4 pisos.

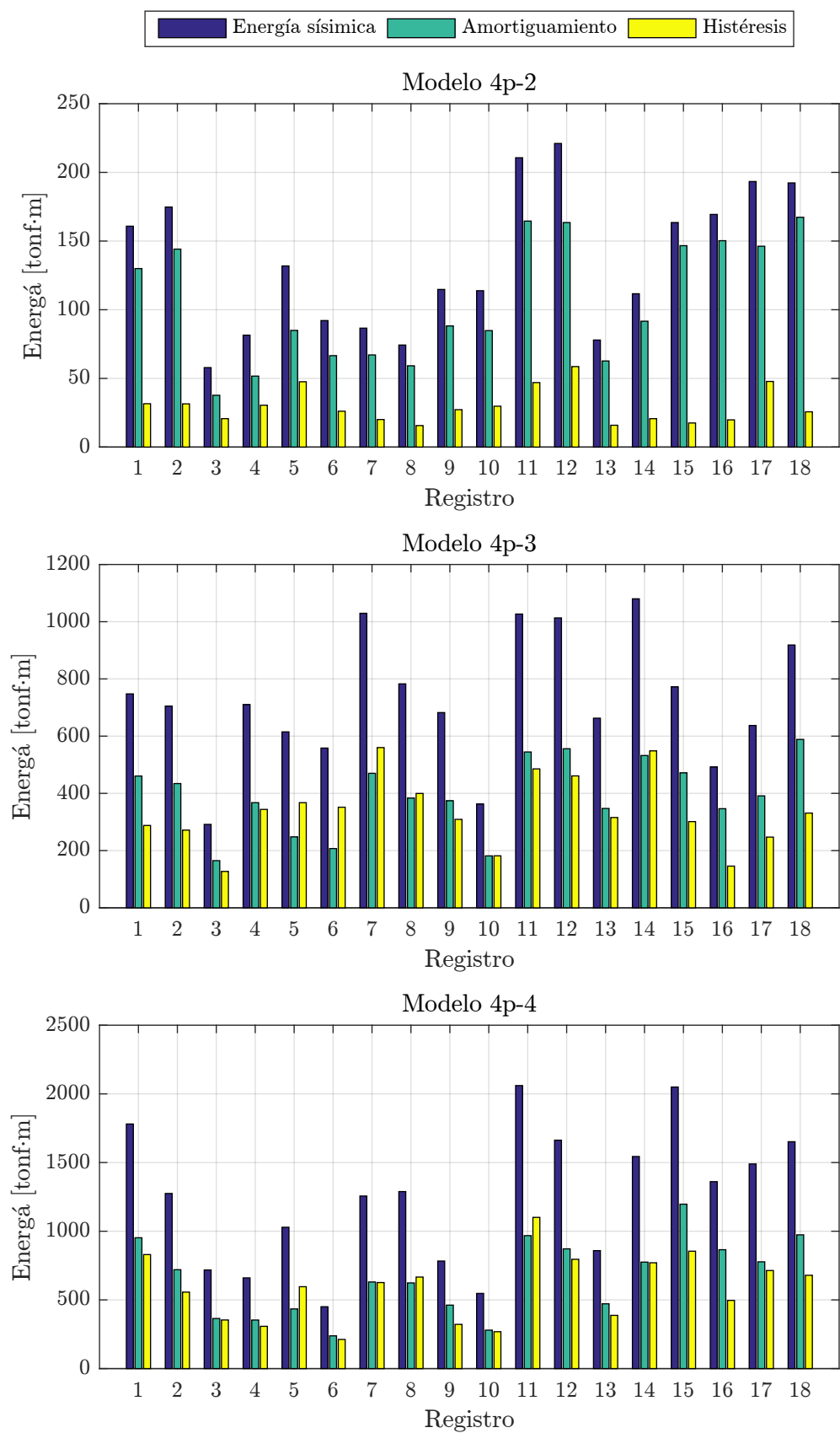


Figura 4.21: Energía disipada para registros escalados en modelos de 4 pisos (continuación).

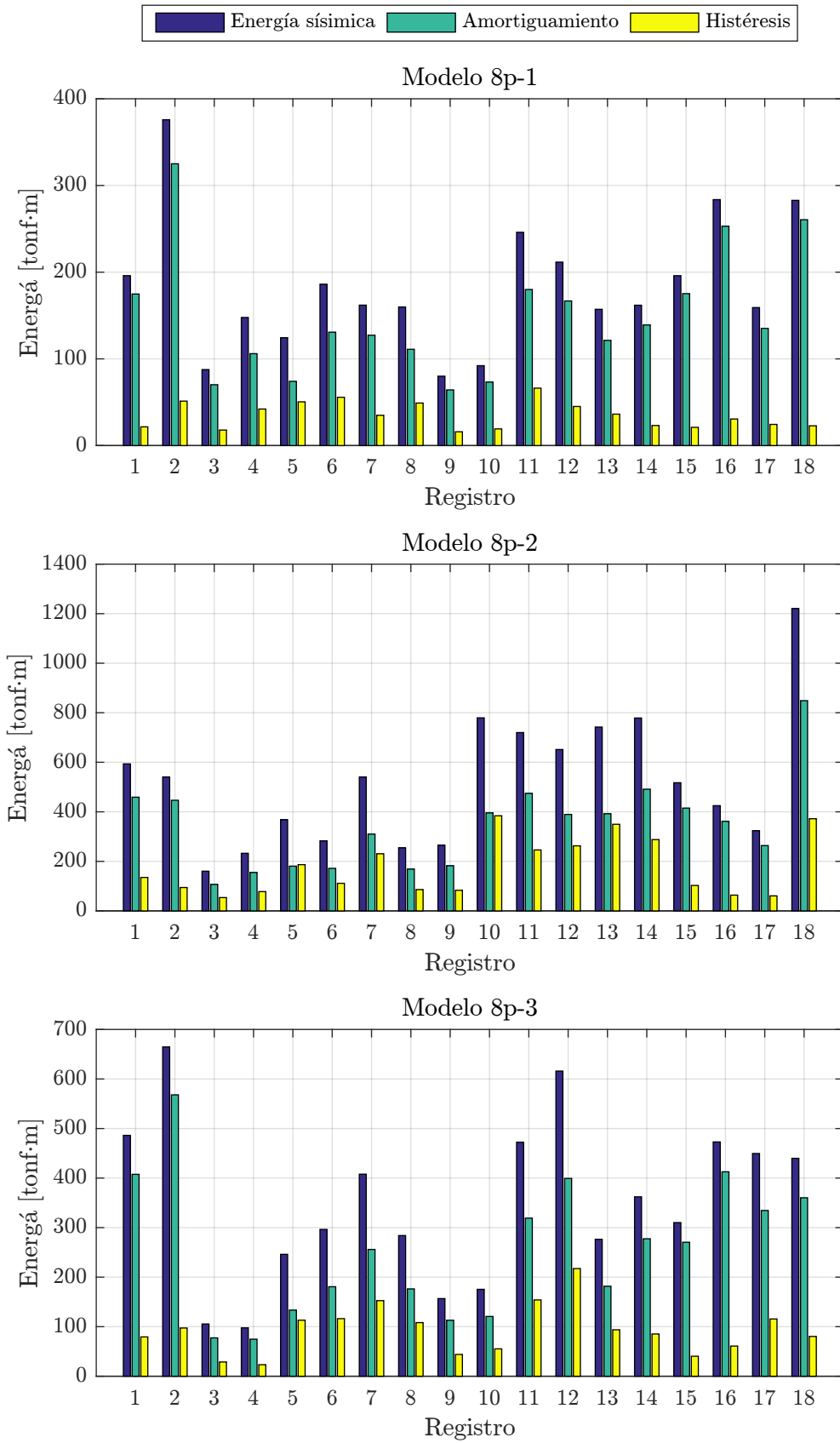


Figura 4.22: Energía disipada para registros escalados en modelos de 8 pisos.

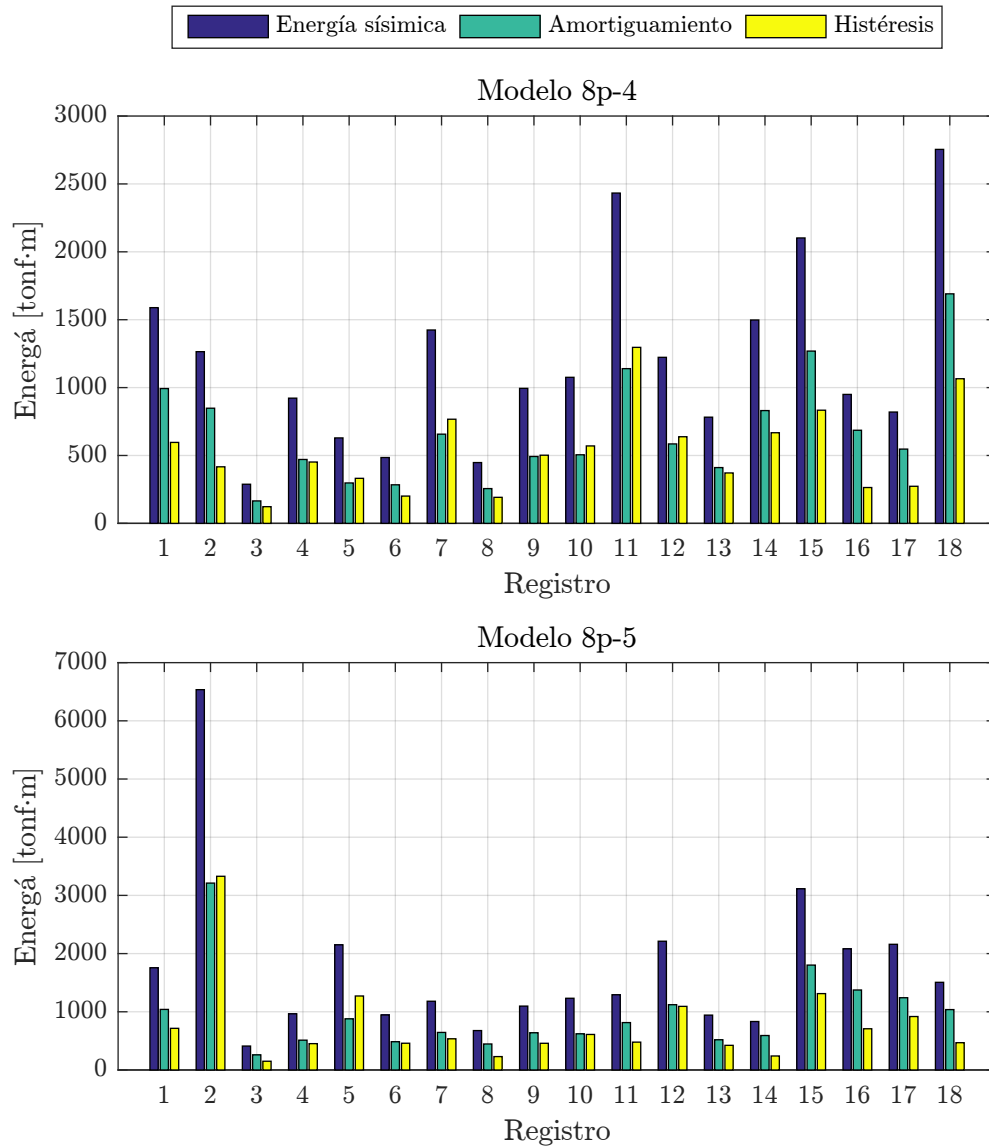


Figura 4.22: Energía disipada para registros escalados en modelos de 8 pisos (continuación).

4.3.4. Resultados del análisis *tiempo-historia* lineal

Para determinar el factor R_μ (y también para la estimación del factor de amplificación de desplazamiento, C_d) es necesario realizar un análisis dinámico lineal con los registros escalados de forma complementaria al no lineal realizado para determinar el colapso de las estructuras.

La Tabla 4.8 muestra los valores de corte basal elástico máximo en función de cada modelo y registro, además de la mediana (\tilde{V}_e) y los valores mínimos y máximos. A su vez, los desplazamientos máximos de techo resultantes de estos análisis *tiempo-historia* lineales se señalan en la Tabla 4.9.

Tabla 4.8: Cortes basales máximos derivados del análisis *tiempo-historia* lineal en [tonf].

Registro	4p-1	4p-2	4p-3	4p-4	8p-1	8p-2	8p-3	8p-4	8p-5
1	164	276	694	1149	216	650	414	1172	1176
2	178	241	783	1066	240	429	366	853	2346
3	139	216	655	1489	186	423	297	606	872
4	140	227	1021	1164	284	395	284	782	1049
5	184	279	702	988	184	418	201	499	1369
6	192	235	818	911	173	328	257	448	1189
7	180	218	758	998	152	441	267	764	1055
8	162	165	710	917	184	296	299	512	764
9	132	181	814	1307	159	328	266	892	845
10	133	196	701	869	161	654	260	627	728
11	136	212	561	1109	217	351	311	794	703
12	169	196	914	1169	165	473	270	666	928
13	153	157	870	828	202	585	272	708	696
14	127	183	763	1087	187	640	370	1018	746
15	164	194	859	1187	188	413	304	757	1126
16	142	183	740	1031	174	385	319	730	1007
17	186	308	1065	1836	231	419	332	919	1635
18	158	207	676	1341	204	787	354	1115	1017
\tilde{V}_e	160	209	761	1098	187	421	298	761	1012
$V_{e\ min}$	127	157	561	828	152	296	201	448	696
$V_{e\ max}$	192	308	1065	1836	284	787	414	1172	2346

Tabla 4.9: Desplazamientos máximos de techo obtenidos del análisis *tiempo-historia* lineal, en [m].

Registro	4p-1	4p-2	4p-3	4p-4	8p-1	8p-2	8p-3	8p-4	8p-5
1	0.198	0.221	0.345	0.390	0.372	0.538	0.507	0.951	0.458
2	0.233	0.248	0.369	0.346	0.452	0.580	0.591	1.137	0.889
3	0.239	0.310	0.424	0.627	0.318	0.506	0.394	0.815	0.472
4	0.192	0.271	0.566	0.395	0.482	0.535	0.473	0.912	0.626
5	0.272	0.382	0.442	0.343	0.556	0.653	0.468	0.602	0.994
6	0.339	0.367	0.499	0.382	0.539	0.546	0.548	0.552	0.852
7	0.266	0.299	0.484	0.368	0.473	0.775	0.610	1.235	0.773
8	0.255	0.224	0.412	0.400	0.521	0.518	0.727	0.701	0.500
9	0.159	0.263	0.545	0.568	0.348	0.497	0.492	0.900	0.583
10	0.198	0.250	0.462	0.358	0.304	0.989	0.483	1.045	0.487
11	0.205	0.268	0.319	0.442	0.537	0.654	0.708	1.178	0.454
12	0.277	0.260	0.461	0.430	0.485	0.925	0.713	0.874	0.595
13	0.291	0.250	0.494	0.300	0.500	1.038	0.630	1.042	0.512
14	0.203	0.253	0.425	0.434	0.444	1.051	0.612	1.482	0.418
15	0.183	0.228	0.406	0.428	0.346	0.468	0.466	0.955	0.580
16	0.187	0.198	0.305	0.314	0.353	0.409	0.436	0.586	0.508
17	0.183	0.278	0.600	0.838	0.255	0.392	0.371	0.509	0.666
18	0.136	0.203	0.336	0.473	0.335	0.811	0.510	0.849	0.386
$\tilde{\delta}_e$	0.204	0.257	0.434	0.398	0.448	0.563	0.508	0.906	0.546
$\delta_{e\ min}$	0.136	0.198	0.305	0.300	0.255	0.392	0.371	0.509	0.386
$\delta_{e\ max}$	0.339	0.382	0.600	0.838	0.556	1.051	0.727	1.482	0.994

4.3.5. Cálculo del factor de reducción por ductilidad

El factor de reducción por ductilidad (R_μ) se obtiene a través del cociente entre los cortes basales máximos para los análisis dinámicos lineales (corte basal elástico) y no lineales (corte basal inelástico), según la ecuación (2.28), ambos establecidos previamente en las Tablas 4.8 y 4.7.

Las Figuras 4.23 y 4.24 muestran los valores resultantes para los modelos de 4 y 8 pisos, respectivamente. En ellas puede observarse una gran variabilidad, consecuencia directa de la notoria dispersión de cortes elásticos e inelásticos. No obstante, los valores mediana para cada modelo (\tilde{R}_μ), indicados en la Tabla 4.10, permiten establecer ciertas similitudes entre los diferentes marcos. Los modelos 4p-1, 4p-2, 8p-1 y 8p-3 registran los menores valores de \tilde{R}_μ que varían entre 1.29 y 1.38, es decir menos de un 7%. Por su parte, los modelos 8p-2 y 8p-5 tienen valores intermedios de 1.57 y 1.69, que difieren también en un 7% entre sí, mientras que los modelos 4p-3, 4p-4 y 8p-4 poseen los factores de ductilidad más altos, con un rango entre 1.81 y 1.87. De cualquier manera, los valores en sí son bastante menores y no difieren demasiado unos de otros.

Tabla 4.10: Factores R_μ derivados del análisis no lineal dinámico.

Número Registro	Modelos de 4 pisos				Modelos de 8 pisos				
	4p-1	4p-2	4p-3	4p-4	8p-1	8p-2	8p-3	8p-4	8p-5
1	1.32	1.43	1.53	1.80	1.28	1.67	1.36	2.16	1.71
2	1.43	1.35	1.63	1.68	1.30	1.27	1.27	1.59	2.55
3	1.35	1.40	1.80	2.32	1.41	1.68	1.44	1.94	1.80
4	1.32	1.48	1.83	1.86	1.66	1.47	1.41	1.71	1.84
5	1.73	1.98	1.82	1.82	1.53	1.80	1.15	1.45	2.42
6	1.82	1.89	2.32	2.03	1.22	1.47	1.30	1.49	2.40
7	1.79	1.79	1.98	2.09	1.29	2.08	1.40	2.25	2.30
8	1.53	1.29	2.04	1.65	1.48	1.45	1.72	1.78	1.68
9	1.34	1.34	1.90	2.23	1.28	1.38	1.38	2.14	1.40
10	1.34	1.44	2.32	2.05	1.27	1.74	1.18	1.75	1.56
11	1.26	1.41	1.45	1.89	1.68	1.34	1.57	1.98	1.46
12	1.46	1.33	2.05	2.00	1.22	1.92	1.21	2.18	1.61
13	1.54	1.23	2.34	1.67	1.51	2.29	1.34	2.45	1.34
14	1.20	1.33	1.50	1.98	1.35	2.29	1.84	2.17	1.42
15	1.31	1.31	1.84	1.48	1.19	1.18	1.33	1.23	1.73
16	1.14	1.08	1.55	1.41	1.14	1.15	1.23	1.63	1.65
17	1.28	1.54	2.17	2.73	1.26	1.28	1.12	1.85	2.19
18	1.18	1.16	1.33	1.73	1.19	1.68	1.17	1.65	1.49
\tilde{R}_μ	1.34	1.38	1.84	1.87	1.29	1.57	1.33	1.81	1.69
$R_{\mu min}$	1.14	1.08	1.33	1.41	1.14	1.15	1.12	1.23	1.34
$R_{\mu max}$	1.82	1.98	2.34	2.73	1.68	2.29	1.84	2.45	2.55

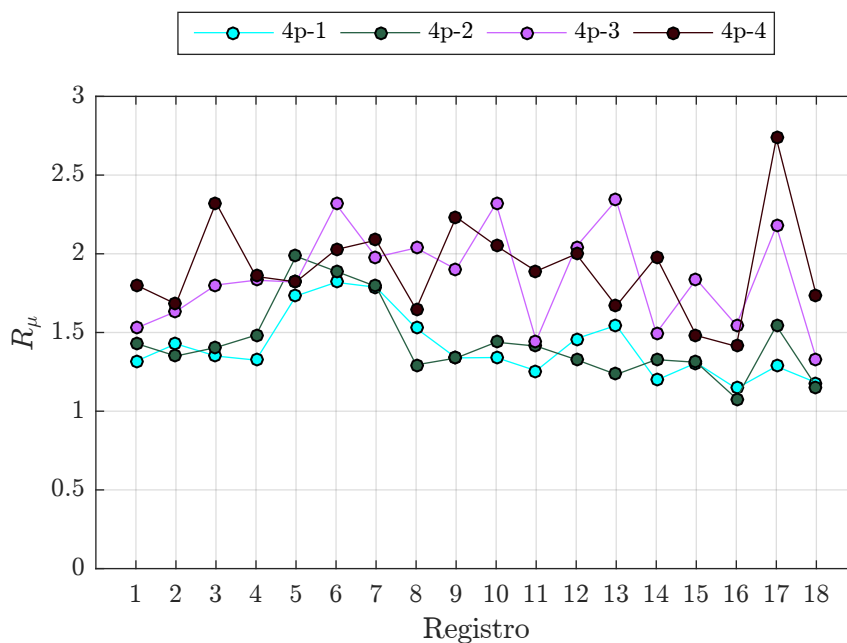


Figura 4.23: Distribución de R_μ para cada registro en modelos de 4 pisos.

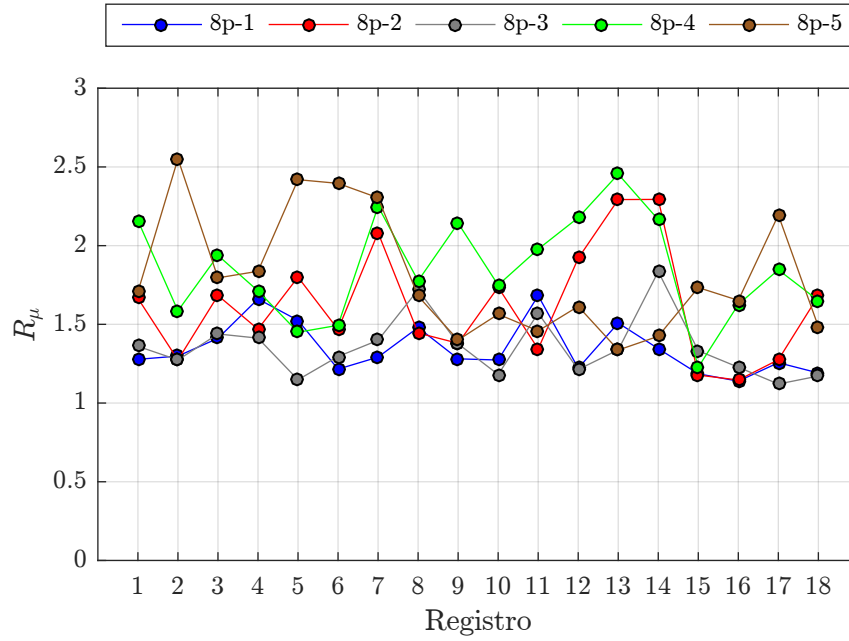


Figura 4.24: Distribución de R_μ para cada registro en modelos de 8 pisos.

4.4. Cálculo del factor de modificación de respuesta, R

Usando los valores de \tilde{R}_μ calculados previamente, y los correspondientes al factor de sobrerresistencia, Ω , obtenidos del análisis pushover (véase Tabla 4.1), se puede calcular el factor de modificación de respuesta, R , en base a la ecuación (2.27). Este cálculo se presenta en la Tabla 4.11, mostrándose además los factores de reducción derivados de la aplicación de la NCh433 (R^* y R^{**}).

Los resultados obtenidos señalan importantes discrepancias al comparar el factor de modificación de respuesta R con el factor de reducción efectivo de la NCh433 (R^{**} en la mayoría de los casos donde controla el corte mínimo y en un par el corte máximo, o en su defecto R^*). Se observan valores que varían entre 1.4 a 4.7 veces del factor derivado de la norma, en que la mínima diferencia se establece para el modelo 4p-2 en la zona 3 - suelo C y la máxima para el modelo 4p-1 en la zona 1 - suelo A. Si se aceptara el valor promedio \bar{R} para los modelos que se definen para más de una demanda, el rango sería de 1.5 a 3.9 veces el valor de la norma, siendo ahora el caso más disímil para el modelo 8p-1 en zona 2 - suelo B.

Estos elevados factores de modificación de la respuesta, cuyo valores están en el rango de 7.0 a 18.5, se explican fundamentalmente por los altos factores de sobrerresistencia determinados, que oscilan entre 4.9 y 13.8, en especial para los diseños de 4 pisos y más específicamente para el modelo 4p-1 para las demandas más leves (zona 1 para suelos A, B y C). El factor de ductilidad, tal como se estableció anteriormente, no es de gran cuantía salvo quizás para los modelos 4p-3, 4p-4 y 8p-4 que presentan valores del orden de 2. Tal situación se aprecia más claramente en las Figuras 4.25 que grafican los parámetros \tilde{R}_μ , $\bar{\Omega}$ (véase Tabla 4.1) y \bar{R} en función del periodo fundamental (T_1) de los marcos.

Tabla 4.11: Cálculo del factor de modificación de respuesta (R).**(a)** Modelos de 4 pisos.

Mod.	Zona	Suelo	R^*	R^{**}	\tilde{R}_μ	Ω	R	\bar{R}
4p-1	1	A	10.4	3.9		13.8	18.5	13.4
	1	B	9.2	4.4		12.4	16.6	
	1	C	8.6	6.5		11.8	15.8	
	2	A	10.4	3.9	1.3	9.2	12.3	
	2	B	9.2	4.5	8.3	11.1		
	2	C	8.6	6.5	7.9	10.6		
	3	A	10.4	3.9	6.9	9.2		
4p-2	1	D	6.7	-		7.6	10.4	10.4
	3	B	9.0	4.9	1.4	7.7	10.6	
	3	C	8.4	7.1	7.3	10.1		
4p-3	2	D	5.5	6.5	1.8	8.0	14.7	14.7
4p-4	3	D	5.0	6.6	1.9	8.8	16.4	16.4

(b) Modelos de 8 pisos.

Mod.	Zona	Suelo	R^*	R^{**}	\tilde{R}_μ	Ω	R	\bar{R}
8p-1	1	A	11.1	2.1	1.3	6.9	8.9	8.2
	1	B	10.3	2.1		6.2	8.0	
	1	C	9.9	3.1		5.9	7.6	
8p-2	1	D	7.9	5.9		8.2	12.8	9.7
	3	A	10.9	2.7	1.6	5.4	8.5	
	3	B	9.9	2.9	4.9	7.7		
8p-3	2	A	11.0	2.4	1.3	5.8	7.8	7.4
	2	B	10.1	2.5		5.3	7.0	
8p-4	2	C	9.1	4.7		7.8	14.4	12.3
	2	D	7.6	7.0	1.8	6.8	12.6	
	3	C	9.1	4.7	5.8	10.8		
8p-5	3	D	6.6	-	1.7	5.7	9.6	9.6

Al contrastar estos resultados con los derivados de trabajos previos (véase Tablas 2.1 y 2.2) se observan valores comparables (para el promedio \bar{R}) en los determinados por Peña y Lillo [6] para el edificio de 8 pisos, el cual posee un valor de $R = 10.3$, siendo también fuertemente influenciado por la sobrerresistencia ($\Omega = 8.5$) y con un magnitud cercana a 3 veces el valor estipulado por diseño ($R_{dis} = R^{**} = 4.1$). Respecto al edificio de 4 pisos -estructura real que fue diseñada y construida en los 70-, las discrepancias son evidentes ($R = 6.4$) con el presente estudio, debido principalmente al no cumplimiento de la condición de columna fuerte

- viga débil de dicho edificio. No obstante, dado que en las otras estructuras (de 6, 8 y 10 pisos) el factor R disminuye a medida que aumenta la altura del edificio, podrían inferirse resultados del igual orden que los expuestos en la Tabla 4.11a para un edificio de 4 pisos con la misma configuración usada por Peña y Lillo pero que si satisficiera la condición antes planteada. Por el contrario, en los resultados que expone Salas [7] se constata un valor del factor de modificación de respuesta para el edificio de 4 pisos ($R = 11.9$) de magnitud similar al exhibido por el modelo 4p-2 ($R = 10.6$ para zona 3 - suelo B), aunque la contribución de ductilidad y sobrerresistencia es distinta ($R_\mu = 2.0$ y $\Omega = 5.9$ en la estructura de Salas). Para el edificio de 8 pisos el autor determinó un factor $R = 5.7$, algo menor si se compara con el modelo 8p-2 ($R = 7.7$ para zona 3 - suelo B) producto que este tiene una mayor sobrerresistencia que la estructura de Salas (4.9 versus 3.1). En cualquier caso, los factores de modificación estimados por Salas fluctúan entre 1.8 a 2.3 veces el establecido por diseño, estando estas amplitudes dentro del rango observado en el presente trabajo para los valores promedio (\bar{R}).

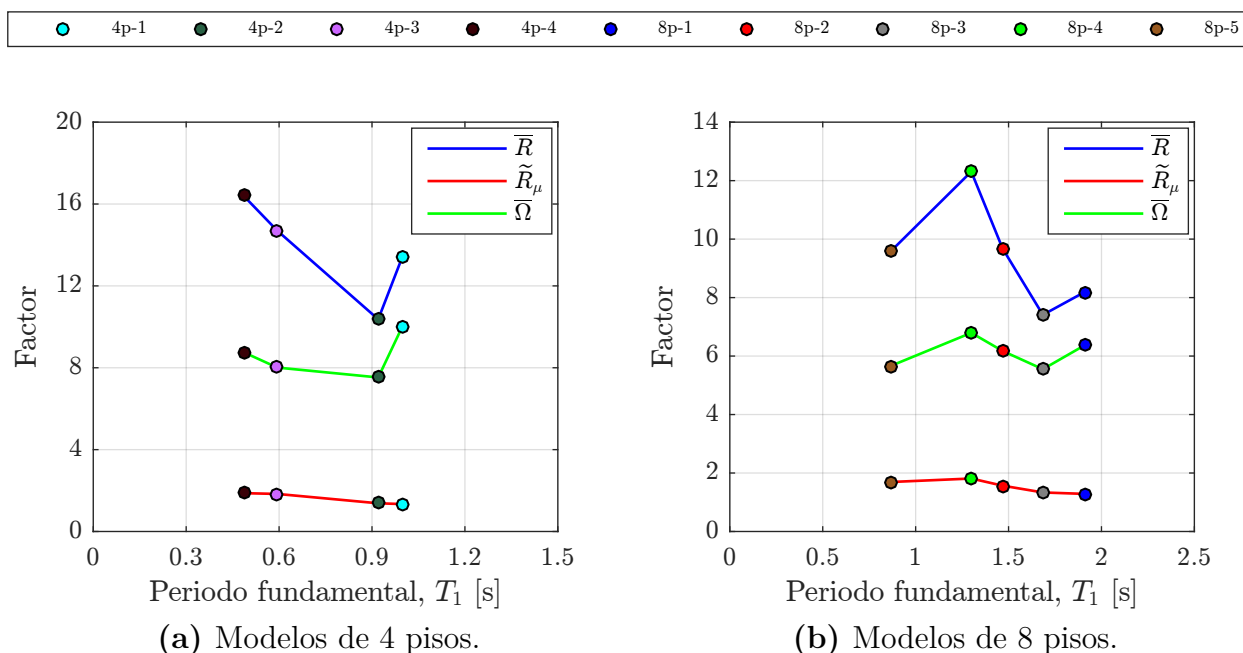


Figura 4.25: Comparación entre los factores de modificación de respuesta, ductilidad y sobrerresistencia.

Complementariamente, en la Figura 4.26 se muestran dos tipos de ajuste por mínimos cuadrados al factor de modificación \bar{R} en función del periodo fundamental T_1 ²: uno lineal (con coeficiente de determinación de $r^2 = 0.67$) y otro no lineal (con $r^2 = 0.70$) basado en la ecuación (2.9) definida por la NCh433 para el factor de reducción teórico. Ambas curvas muestran ser decrecientes con T_1 , cuestión que va de la mano con los factores de reducción efectivos obtenidos del diseño que mayoritariamente se veían disminuidos por efecto del corte mínimo, invirtiendo así la característica tendencia creciente de la función dada por (2.9).

²El periodo fundamental aquí señalado es el utilizado en los análisis no lineales, el cual es un poco mayor del obtenido en el prediseño de las estructuras producto de la inclusión de los efectos de segundo orden y de que la combinación de cargas establecida por FEMA P695 aumenta en un 5% las cargas muertas en comparación con lo indicado por la NCh433.

Aunque de este ajuste no lineal podría inferirse un valor tentativo del factor $R_o = 7.13 < 11$, dado que el parámetro T_o -que se asumió constante para efectos de este cálculo pero que en realidad varía para cada tipo de suelo- resulta en un valor negativo ($T_o = -0.27/0.1R_o = -0.37$ [s]), la validez de este análisis es cuestionable (pese a que $T_o < 0$ tiene absoluta consistencia con el sentido decreciente del factor de modificación determinado). El hecho además de que los coeficientes de determinación para ambos ajustes sean poco satisfactorios puede indicar que se requiere otro enfoque, como el de agrupar a los periodos fundamentales en dos grupos y realizar regresiones lineales por separado. De la Figura 4.26 puede verse que se da cierto quiebre en los valores de \bar{R} en torno a $T_1 = 1$ [s] que, obviando los modelos 8p-5 (●) y 4p-1 (●), podría considerarse como el límite entre las estructuras de 4 y 8 pisos. Al realizar estos ajustes lineales independientes se obtiene el siguiente par de funciones, con coeficientes r^2 de 0.96 y 0.86 respectivamente:

$$R = \begin{cases} 23.81 - 15.41 \cdot T_1 & \text{si } T_1 < 1 \text{ [s]} \\ 20.35 - 6.90 \cdot T_1 & \text{si } T_1 \geq 1 \text{ [s]} \end{cases} \quad (4.1)$$

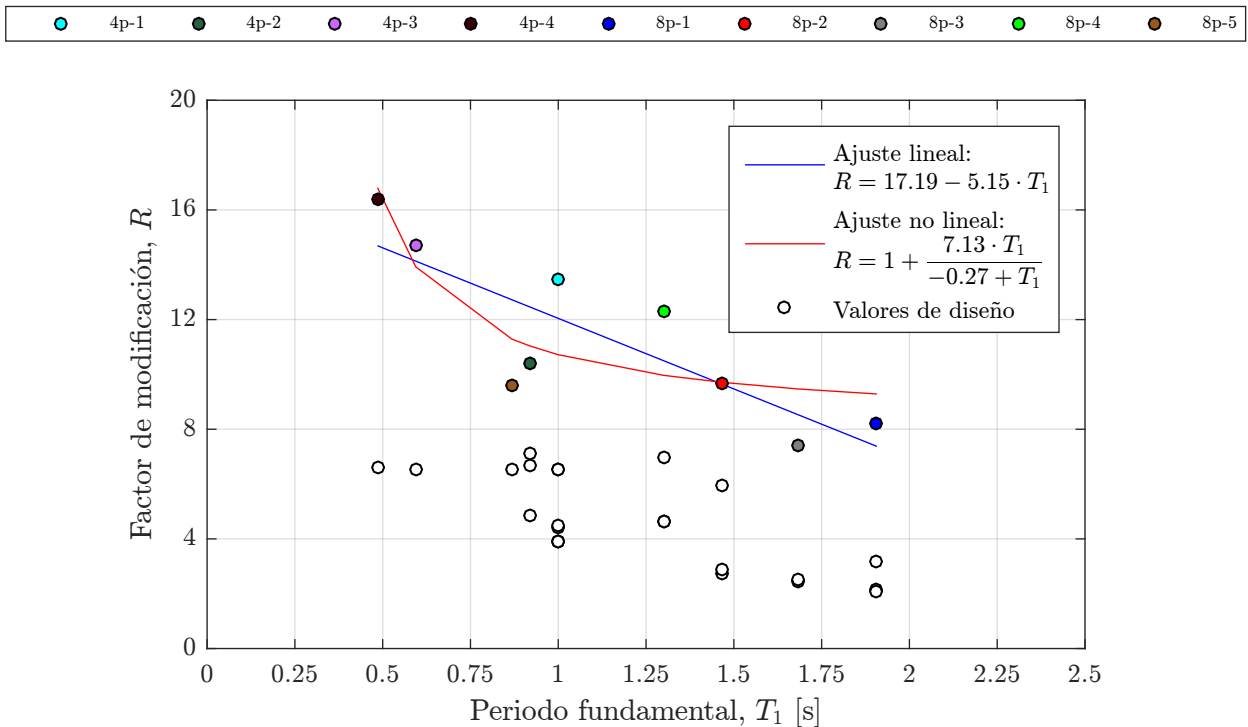


Figura 4.26: Ajustes al factor de modificación de respuesta promedio (\bar{R}) y comparación con los asumidos en el diseño.

La figura anterior también muestra de forma gráfica lo comentado anteriormente respecto a las diferencias entre los valores de \bar{R} (marcadores de color) y los factores de reducción derivados del diseño (○) para todas las configuraciones de zonas sísmicas y suelos de fundación que aplican para los respectivos modelos. Estas diferencias podrían estrecharse parcialmente si se compararan los valores individuales del factor de modificación, R , con el teórico derivado de la ecuación (2.9), R^* (véase Tablas 4.11), aunque la relación entre ambos factores podría ser inadecuada dado que la sobrerresistencia fue calculada con el corte basal elástico reducido

por, en la mayoría de los casos, R^{**} (que corrige a R^* para adecuarse al corte mínimo, principalmente).

4.5. Cálculo del factor de amplificación de desplazamiento

A través de las Tablas 4.6 y 4.9 puede estimarse el factor C_d , para cada modelo y registro, en base a la siguiente ecuación establecida por FEMA P695,

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} R \quad (4.2)$$

en que δ es el desplazamiento inelástico (indicada en la Tabla 4.6 para los registros escalados), δ_E es el desplazamiento elástico (indicada en la Tabla 4.9 para los registros escalados) y R es el factor de modificación de la respuesta, que se asocia con los valores promedios (\bar{R}) establecidos en las Tablas 4.11.

Estos cálculos se muestran en la Tabla 4.12, pudiendo observarse, al igual que en la determinación del factor R_μ , una gran dispersión en los resultados, incluso con valores superiores en un 40 % al factor de modificación de respuesta promedio, \bar{R} (para modelo 8p-5 en el registro n° 18). No obstante, el valor medio (\tilde{C}_d) para cada modelo es, en general, menor a dicho factor (fluctuando entre un 67 a 98 % de \bar{R}), por lo cual podría concluirse que el amortiguamiento asumido de un 5 % para los dos primeros modos pudiera ser en realidad algo menor. Estos resultados exponen además ciertas diferencias con lo estimado previamente a través del método de linealización equivalente de FEMA 440 (véase datos δ/δ_{dis} de la Tabla 4.2), que hacía uso del espectro elástico de la NCh433 y que permitía expresar el cociente entre el desplazamiento en el punto de desempeño y el de diseño como porción del factor de reducción efectivo (R^* o R^{**}), obteniendo valores para que oscilaban entre un 80 y 100 % de dicho factor. Tales diferencias radican principalmente en que durante este análisis aproximado del espectro de capacidad, dada la demanda elástica de la norma nacional, en muchos casos la incursión no lineal no era significativa y en otros simplemente no ocurría (con valores de C_d , si es que cabe la definición, iguales al factor de reducción).

De cualquier manera, dado que en la práctica chilena no se contempla el uso de este factor de amplificación de desplazamiento se compara los valores obtenidos con el señalado en el ASCE/SEI 7 [4], que le asigna un valor de 5.5 para los marcos especiales a momento. Solo en el modelo 8p-3 se obtiene un valor medio similar (5.83), en el resto se puede incluso casi triplicar este valor (15.85 para el modelo 4p-4). La Figura 4.27 grafica estos resultados en función del periodo fundamental, en donde, al igual que para el factor \bar{R} , se realiza un ajuste lineal considerando todos los valores (con un coeficiente de determinación de $r^2 = 0.67$), además de dos regresiones independientes (con r^2 de 0.78 y 0.71), según la ecuación

$$C_d = \begin{cases} 21.94 - 14.72 \cdot T_1 & \text{si } T_1 < 1 \text{ [s]} \\ 17.11 - 6.14 \cdot T_1 & \text{si } T_1 \geq 1 \text{ [s]} \end{cases} \quad (4.3)$$

Tabla 4.12: Factores C_d derivados del análisis *tiempo-historia*.

Número Registro	Modelos de 4 pisos				Modelos de 8 pisos				
	4p-1	4p-2	4p-3	4p-4	8p-1	8p-2	8p-3	8p-4	8p-5
1	11.6	10.2	15.3	17.1	8.4	5.3	5.3	8.3	6.8
2	10.4	8.6	12.1	20.7	7.2	6.6	6.1	5.0	7.0
3	12.2	8.8	11.6	11.7	7.3	6.9	5.8	6.4	9.1
4	12.5	8.0	9.5	16.4	5.6	8.1	7.0	8.0	6.8
5	11.1	7.4	13.1	17.8	5.9	9.3	8.8	12.6	7.0
6	12.1	8.6	11.6	15.7	5.9	12.6	8.8	17.1	6.8
7	12.7	8.7	11.0	17.7	8.0	6.9	5.8	6.6	6.3
8	11.5	11.0	13.6	16.0	7.9	10.1	6.0	10.9	7.3
9	14.8	10.1	12.1	11.9	6.5	8.8	5.8	10.1	8.1
10	15.5	11.3	12.1	16.7	10.8	5.7	7.4	7.0	10.8
11	14.2	10.3	18.2	13.4	5.5	8.3	5.4	7.0	7.8
12	12.7	10.3	11.9	15.4	6.3	6.0	5.1	7.9	6.4
13	10.0	11.3	11.1	20.7	6.5	5.5	5.7	8.2	10.4
14	12.7	11.0	13.3	15.2	5.6	5.0	5.2	6.4	9.5
15	15.6	8.4	11.8	14.9	8.9	6.8	5.6	11.8	8.7
16	12.2	11.3	15.7	20.6	9.2	8.9	6.7	11.6	7.1
17	11.4	9.0	10.6	8.7	8.7	7.7	8.9	13.5	9.3
18	15.5	10.2	14.8	14.2	6.7	6.0	4.6	8.9	13.7
\tilde{C}_d	12.3	10.1	12.1	15.8	7.0	6.9	5.8	8.3	7.5
$C_{d\min}$	10.0	7.4	9.5	8.7	5.5	5.0	4.6	5.0	6.3
$C_{d\max}$	15.6	11.3	18.2	20.7	10.8	12.6	8.9	17.1	13.7

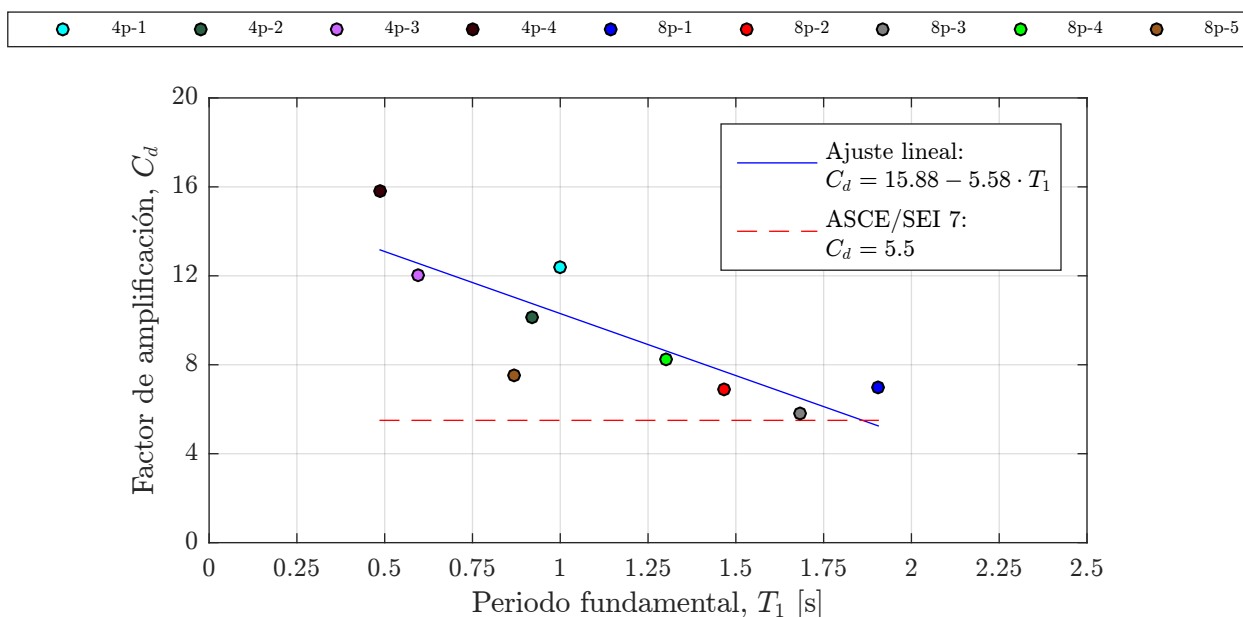


Figura 4.27: Factor de amplificación de desplazamiento medio (\tilde{C}_d) en función del periodo fundamental.

Capítulo 5

Conclusiones

5.1. Conclusiones generales

En lo siguiente se presentarán las principales conclusiones a partir de los resultados obtenidos, señalando las limitaciones y características particulares que pudieron influir de una u otra manera en el desempeño sísmico de las estructuras diseñadas

5.1.1. Diseños de marcos de 4 y 8 pisos

Al diseñar estructuras en el plano se simplificó de una manera importante el proceso de dimensionamiento de los perfiles, lo cual permitió considerar una amplia variedad de demandas sísmicas que, al definir dos alturas características (marcos de 4 y 8 pisos) implicaron el diseño y verificación de 24 estructuras potenciales. Muchas configuraciones sirvieron a variadas condiciones de zona sísmica y suelo producto de que o bien el nivel de solicitaciones sísmicas no diferían sustancialmente o más frecuentemente debido a que las vigas, producto de la importante carga muerta asumida, tenían factores de utilización elevados no pudiendo diversificar demasiado con los perfiles, ya limitados también por los requerimientos de dimensiones mínimas establecidos por el AISC 358 para conexiones a momento del tipo *end plate*, que se consideró válida para este trabajo. El hecho de respetar estas imposiciones condicionó muchos diseños, por lo que el número de estructuras efectivas bajó, en primera instancia, de 24 posibles alternativas a 15. Estas fueron verificadas en base a los restricciones dispuestas por la NCh433 en lo relativo, esencialmente, al control de derivas de piso. En muchos casos, en especial en los asociados a demandas de diseño leves y moderadas, este estado no controló debido al sobredimensionamiento de las columnas para satisfacer las relaciones ancho-espesor de los elementos que componen el perfil y fundamentalmente el criterio de columna fuerte - viga débil estipulado por el AISC 341. Para tratar de optimizar estos diseños, los cuocientes entre capacidades plásticas de columnas y capacidades esperadas de vigas ($\sum M_{pc}^* / \sum M_{pb}^*$) se impusieron muy cercanos a 1. Por otra parte, para las estructuras con demandas sísmicas importantes, el control de las derivas prevaleció y el criterio de columna fuerte - viga débil se satisfizo de forma indirecta y muy holgadamente.

Posteriormente, los 15 diseños, aplicables a variadas demandas sísmicas, se redujeron a 9 modelos, en consideración al análisis no lineal, en particular el dinámico, que podía significar un volumen de datos difícil de procesar, no pudiendo evitar con esta normalización un sobredimensionamiento adicional en algunos marcos de 8 pisos.

Cabe mencionar que en la mayoría de los diseños controló el corte mínimo, tanto en los marcos de 4 como de 8 niveles, mientras que en los de 4 pisos para demandas vinculadas con un suelo tipo D en zonas sísmicas 2 y 3, o en otras palabras los más solicitados, controló el corte máximo.

5.1.2. Análisis *pushover*

A través del análisis *pushover* a los 9 modelos antes señalados se obtuvieron una serie de valores de sobrerresistencia que presentaban una gran dispersión entre sí, explicable en primer término debido a que muchos modelos tenían asociadas más de una demanda, con magnitudes de corte basal diversas. Eso ocurre muy particularmente en el modelo 4p-1 que tenía asociadas demandas muy dispares que hacían fluctuar el factor de sobrerresistencia entre 6.9 a 13.8, con un valor promedio de 10.0. El resto de modelos tenían valores promedio que variaban entre 5.4 y 8.8, en que los menores correspondían a los marcos de 8 pisos. En cualquier caso, la magnitud de estos factores es muy superior a la que consigna el ASCE/SEI 7 [4] que sitúa este factor en un valor de $\Omega_o = 3.0$, aunque el mismo estándar FEMA P695 [12] señala que puede existir alta variabilidad para ciertas configuraciones y que el límite anterior fue considerado por razones más bien prácticas. Por ejemplo, al verificar por capacidad una columna para esfuerzo axial utilizando valores tan altos de Ω_o para amplificar la carga sísmica redundaría en secciones irrazonables.

Los elevados valores de sobrerresistencia alcanzados son explicables fundamentalmente por el sobredimensionamiento, antes señalado como resultado de satisfacer los exigentes límites de distorsión de piso de la NCh433 y, de forma recíproca, de cumplir el criterio de columna fuerte - viga débil del AISC 341.

Respecto a ductilidad basada en el periodo (μ_T), se llegó a valores con un rango comprendido entre 3.4 a 5.0 para todos los modelos. Para estas estimaciones se consideró como estado último aquel para el cual se llegaba a una distorsión de piso máxima de 0.04 [rad], sin embargo, para ese instante las tres columnas se rotularon plásticamente en la base, llegando a su máxima capacidad de momento (punto C de la curva mostrada en la Figura 2.4a). Esta situación parece poco factible por lo cual habría que reevaluar estos factores para los cuales una sola de estas columnas alcanza este estado (la central posiblemente al tener el mayor esfuerzo axial aunque las columnas exteriores, dependiendo el nivel de carga lateral, pueden compensar esta diferencia).

De forma adicional, se utilizó el método de linealización equivalente de FEMA 440 para los espectros elásticos de diseño de la NCh433 para determinar el grado de demanda inelástica que imponen a las estructuras. Se constató que en la mayoría de los casos los marcos respondieron en el rango elástico de sus curvas de capacidad para estas demandas, mientras que solo en algunos pocos se sobrepasó levemente el punto de primera fluencia.

5.1.3. Análisis *tiempo-historia*

En lo referente a la determinación de los factores de escala que amplifican los registros de aceleración para determinar el colapso de las estructuras en los análisis no lineales dinámicos, se siguieron los criterios antes discutidos. En la mayoría de los casos primó el estado de plastificación de alguna columna en su base, en otros pocos ambas situaciones ocurrieron prácticamente en simultáneo, mientras que en otros se alcanzó la deriva de 0.04 [rad] antes de observar el agotamiento en la capacidad de alguna columna del primer piso. Los resultados de desplazamientos, distorsiones y cortes de piso mostraron una gran dispersión, no obstante en términos del percentil del 50 % los perfiles en altura de estos parámetros coincidieron, en su forma, relativamente bien con los obtenidos para los sismos de diseño.

La disipación de energía que se generó al someter a las estructuras a los registros escalados, se dió preferentemente por medio del amortiguamiento modal. La disipación por histéresis que se observó es bastante baja para los modelos asociados con demandas de diseño menos exigentes. La situación se equiparó para los modelos más dúctiles (asociados al suelo D para las zonas 2 y 3), que requerían de mayor energía de entrada para llegar al colapso, y por ende presentaron mayores desplazamientos.

5.1.4. Factor de modificación de la respuesta

A través de los análisis tiempo-historia (lineales y no lineales) se estimaron los factores de ductilidad (\tilde{R}_μ), considerándolos como la mediana entre registros para un mismo modelo, obteniendo valores que variaban entre 1.3 y 1.9. En consecuencia, el factor de modificación de la respuesta, R , resultante del producto entre estos factores de ductilidad y los de sobrerresistencia estimados durante el análisis *pushover*, determinó valores muy superiores a los factores de reducción efectivos estimados en concordancia a lo dispuesto por la NCh433, con magnitudes del orden de 1.4 a 4.7 veces del estipulado por esta. Para los modelos de 4 pisos los valores oscilaron entre 9.2 a 18.5 (10.4 a 16.4, considerando los promedios de cada modelo), por su parte para las estructuras de 8 niveles, los factores R registrados fluctuaron entre 7.0 a 14.1 (en promedio: 7.0 a 12.3). Estos valores promedio \bar{R} pudieron representarse a través de dos ajustes lineales independientes, con un quiebre en torno a un periodo fundamental de $T_1 = 1$ [s], que mostraron un descenso de \bar{R} a medida que aumentaba T_1 , refrendando de cierta forma lo obtenido durante el diseño, en el que controló preferentemente el corte mínimo con lo cual el factor de reducción corregido redundaba en una función decreciente con T_1 .

Es claro pues que la sobrerresistencia controla, para estos casos, por sobre la ductilidad en la determinación del factor de modificación de respuesta y que los factores de reducción que entrega la NCh433 establecen un umbral conservador respecto a la capacidad de las estructuras de resistir, principalmente a través de la sobrerresistencia, sismos de consideración.

5.1.5. Factor de amplificación de desplazamiento

En lo relativo al factor de amplificación de desplazamiento, los valores medios determinados (\tilde{C}_d) estuvieron en un rango de 5.8 a 15.8, que se alejaron bastante, en la mayoría de los casos, del estipulado por el ASCE/SEI 7 para marcos especiales de acero ($C_d = 5.5$). Al normalizar estos valores por el factor de modificación de la respuesta promedio de cada modelo los resultados derivaron en un rango de 67 a 98 % de dicho factor, cuyo límite inferior se aproxima bastante al cociente estimado por medio del citado código estadounidense ($C_d/R = 5.5/8 \approx 0.69$). Este límite también coincide proporcionalmente, aunque de forma indirecta, con el valor establecido por la NCh433 -en rigor, el valor fue modificado por el Decreto Supremo 61- para la distancia mínima de un edificio al plano medianero en cualquier nivel, que la sitúa en $2R_1/3$ veces el desplazamiento de diseño (en que R_1 es el factor de reducción de la norma corregido por corte mínimo en los casos pertinentes). Este valor, pese a que se aumentó del originalmente definido por la norma ($R^*/3 \times \delta_{dis}$), aún parece insuficiente a la luz de los resultados aquí obtenidos, por lo menos en lo que se refiere a sismos a nivel de colapso. Por otro lado, para las demandas de diseño tiende a un valor más cercano al factor de reducción efectivo, según lo estimado a través del método de linealización equivalente de FEMA 440.

5.2. Estudios futuros

Para futuros estudios sería deseable modelar edificios en tres dimensiones, con la inclusión de diafragmas de piso, para medir el impacto que esto tiene en las derivas y en el esquema de tributación de las cargas en las vigas, además de incorporar el efecto de la torsión accidental. También sería interesante introducir variaciones en las longitudes y cantidad de vanos, número de pisos, altura de estos, o la adición de un subterráneo, para conformar de esta forma un amplio número de configuraciones que permitan definir varios grupos de desempeño, en base a lo indicado por FEMA P695. Esto último no se abordó cabalmente en este trabajo, por lo cual muchas de las directrices de su metodología no pudieron aplicarse de forma estricta.

Otro punto a considerar podría ser la utilización de perfiles de sección diferente a la doble T clásica, además de incorporar otras calidades de acero, de manera de medir su influencia en los factores de desempeño sísmico.

Finalmente, sería adecuado incluir más registros sísmicos, en la medida de lo posible, tratando de recrear la mayor cantidad de casos estipulados por la NCh433 respecto a zonas sísmicas y tipos de suelo.

Bibliografía

- [1] INN (2009). NCh433.Of1996 Modificada en 2009 (incluyendo modificaciones establecidas por decreto D.S. N°61 de 2011). *Diseño sísmico de edificios*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [2] Bruneau, M., Uang, Ch., Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. McGraw-Hill, EE.UU.
- [3] INN (2003). NCh2369.Of2003. *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [4] ASCE (2010). ASCE/SEI 7-10. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, Boca Raton, Florida.
- [5] AISC (2016). ANSI/AISC 341-16. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [6] Peña y Lillo, M. (2010). *Evaluación de parámetros sísmicos para edificios de marcos de acero*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- [7] Salas, C. (2011). *Influencia de la resistencia en el desempeño sísmico de edificios de marcos de acero*. Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería Civil. Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María.
- [8] INN (2010). NCh3171.Of2010. *Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [9] Crisafulli, F. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago, Chile.
- [10] AISC (2016). ANSI/AISC 358-16. *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [11] AISC (2016). ANSI/AISC 360-16. *Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [12] FEMA (2009). FEMA P695. *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

- [13] FEMA (2005). FEMA 440. *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [14] ASCE (2014). ASCE/SEI 41-13. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers, Boca Raton, Florida.
- [15] INN (2013). NCh2745.Of2013. *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [16] Urzúa, C. (2015). *Comparación del desempeño de dos estructuras industriales de acero diseñadas según la práctica nacional y disposiciones AISC*. Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería, mención Ingeniería Sísmica. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- [17] Acosta, J. (2010). *Comportamiento de edificios con muros de corte de placas de acero*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- [18] ATC (1996). ATC-40. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [19] INN (2009). NCh1537.Of2009. *Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [20] CINTAC (2010). *Instadeck*, Catálogo de placas colaborantes. [En línea] <<http://www.cintac.cl/pdf/Instadeck.pdf>>. [Consulta: 15/08/2017].
- [21] Canales, M. (2016). *Diseño y estudio numérico del desempeño sísmico de marcos con riostras de pandeo restringido*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- [22] Duan, L., Chen, W.F. (1999). *Effective Length Factors of Compression Members*. Structural Engineering Handbook. Boca Raton, Florida.

Anexo A

Procedimientos de cálculo de AISC 360

A.1. Efectos de segundo orden

A continuación se da cuenta del método aproximado, a través de los factores B_1 y B_2 , que el AISC 360 establece como alternativa para estimar los efectos de de segundo orden en la estructura, y que implica realizar dos análisis de primer orden: uno en que la estructura es impedida a desplazarse lateralmente y el otro en que dicha restricción no existe.¹

El factor B_1 cuantifica los efectos $P - \delta$ para cada elemento sometido a flexocompresión respecto a un determinado plano de flexión (en torno al eje fuerte para este estudio). De no haber esfuerzos de compresión en el elemento este factor debe considerarse igual a 1, en caso contrario es igual a

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}} \geq 1 \quad (\text{A.1})$$

donde:

C_m es el factor de momento uniforme equivalente, que puede ser igual 1 si es que no hay cargas transversales en el elemento o depender, según la siguiente ecuación, de los momentos mínimo (M_1) y máximo (M_2) del tramo no arriostrado en el plano de flexión, cuando no existen cargas transversales en el elemento:

$$C_m = 0.6 + 0.4 (M_1 / M_2) \quad (\text{A.2})$$

en que los momentos conservan su signo y $|M_1| \leq |M_2|$,

$\alpha = 1$ para el método LRFD,

¹Los esfuerzos en la estructura que es impedida de desplazarse lateralmente (R_{nt}) son en general los atribuibles a las cargas gravitacionales factorizadas según el análisis LRFD, mientras que los correspondientes a la estructura con desplazamiento lateral (R_{lt}) son los asociados a la acción sísmica también factorizada.

P_r es la carga axial requerida (factorizada según las combinaciones LRFD), y que, para propósitos de este cálculo, puede estimarse a través de un análisis de primer orden, P_{e1} es la resistencia de pandeo crítico elástico (carga crítica de Euler), definida, considerando un análisis por el método de longitud efectiva (no hay reducción de rigidez), por

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{c1}^2} = \frac{\pi^2 E}{(L_{c1}/r_x)^2} A_g \quad (\text{A.3})$$

en que E es el módulo de elasticidad del acero, I_x y r_x es la inercia y radio de giro en torno al eje fuerte, A_g es el área de la sección transversal del perfil y L_{c1} es la longitud máxima no arriostrada del elemento en el plano de flexión considerado.

El factor B_2 cuantifica los efectos $P - \Delta$ para cada piso y dirección de desplazamiento lateral (en el plano del marco para este estudio), y se evalúa con la expresión

$$B_2 = \left(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e story}} \right)^{-1} \geq 1 \quad (\text{A.4})$$

donde:

P_{story} es la carga axial soportada por el piso completo, factorizada según LRFD, y $P_{e story}$ es la carga crítica de pandeo elástico del piso para la dirección de desplazamiento en análisis, que puede estimarse con la relación

$$P_{e story} = R_M \frac{V_{story}}{(\Delta/h_{story})} \quad (\text{A.5})$$

donde:

$R_M = 0.85$ para estructuras de marcos a momento (en que la todas las columnas son sísmicas), V_{story} es el corte sísmico de diseño en el piso y dirección bajo análisis, Δ es el desplazamiento relativo de entrepiso para el sismo de diseño en la dirección y piso considerada, y h_{story} es la altura de entrepiso correspondiente.

A.2. Compresión

Las ecuación que rige la verificación a compresión es:

$$\phi_c P_n \geq P_r \quad (\text{A.6})$$

donde:

$\phi_c = 0.9$ es el factor de resistencia para compresión, P_n es la resistencia nominal a compresión, calculada según el Algoritmo A.1, y $P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$ es la resistencia axial requerida, que depende del esfuerzo axial de primer orden factorizado según las combinaciones LRFD para la estructura con desplazamiento

lateral restringido (P_{nt}) y la carga axial relacionada exclusivamente al desplazamiento lateral (P_{lt}), y del factor B_2 definido anteriormente para la dirección de análisis (dirección de desplazamiento) y piso correspondiente.

El Algoritmo A.1 necesita como variable de entrada, además de las medidas geométricas del perfil, la esbeltez de diseño:

$$\lambda = \text{máx}(\lambda_x, \lambda_y) = \text{máx}\left(\frac{K_x L_x}{r_x}, \frac{K_y L_y}{r_y}\right) \quad (\text{A.7})$$

en que los subíndices x e y dan cuenta de la orientación del pandeo, ya sea en torno al eje fuerte (x) o al eje débil (y), K es el factor de longitud efectiva, L es la longitud no arriostrada del elemento y r es el radio de giro.

Respecto a los factores K ; $K_y = 1$ al considerar que la dirección ortogonal al plano del marco se encuentra arriostrada, mientras que en la dirección de análisis se debe obtener como función de los cuocientes entre la suma de las rigideces de columnas y vigas que concurren a los nudos que definen al elemento (G_A y G_B , por ejemplo):

$$G = \frac{\tau_b \sum (EI/L)_{col}}{\sum (EI/L)_{viga}} \quad (\text{A.8})$$

El parámetro τ_b describe si hay reducción de rigidez debido a un comportamiento inelástico de la columna, y puede estimarse, para perfiles sin miembros esbeltos, mediante la siguiente expresión:

$$\tau_b = \begin{cases} 1 & \text{si } \frac{\alpha P_r}{F_y A_g} \leq 0.5 \\ 4 \left(\frac{\alpha P_r}{F_y A_g} \right) \left[1 - \left(\frac{\alpha P_r}{F_y A_g} \right) \right] & \text{si } \frac{\alpha P_r}{F_y A_g} > 0.5 \end{cases} \quad (\text{A.9})$$

donde $\alpha = 1$, P_r es la cara axial requerida definida anteriormente, F_y es la tensión de fluencia nominal y A_g es el área gruesa de la sección.

Obtenidos los valores G_A y G_B (si alguno de los nudos es un apoyo rotulado o empotrado G tomará el valor 10 ó 1, respectivamente), se calcula el factor K_x mediante la siguiente relación, para marcos no arriostrados, derivada de la normativa francesa de diseño en acero, que proporciona una buena aproximación con respecto a los ábacos del AISC [22],

$$K_x = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \quad (\text{A.10})$$

Por simple inspección de los límites de esbeltez para miembros de alta ductilidad establecidos en la ecuación (2.17), se concluye que las alas de perfiles doble T soldados que satisfagan el límite correspondiente conducirá también a una calificación de alas no esbeltas según el límite impuesto por el AISC 360 (la implicancia inversa no es necesariamente cierta). Por otra lado, el alma de perfiles que cumpla el límite impuesto por dicha ecuación puede resultar catalogada como esbelta según AISC 360. Esto redundará en que, dependiendo del perfil, sea necesario considerar el pandeo local del alma en el algoritmo siguiente.

Algoritmo A.1: Cálculo de la resistencia a compresión en perfiles doble T soldados.

```
Data :  $E = 2100$  [tonf/cm2],  $F_y = 2.53$  [tonf/cm2] // acero ASTM A36
Input :  $b, d, t_f, t_w$  // dimensiones de la sección
          $\lambda$  // esbeltez máxima efectiva,  $KL/r$ 
Output:  $P_n$  // resistencia nominal a compresión

1  $\lambda_f = \frac{b/2}{t_f}$  // relación ancho-espesor del ala
2  $\lambda_w = \frac{d - 2t_w}{t_w}$  // relación ancho-espesor del alma
3  $k_c = \text{mín} \left( \text{máx} \left( 0.35, 4/\sqrt{\lambda_w} \right), 0.76 \right)$ 
4  $\lambda_{r f} = 0.64\sqrt{k_c E/F_y}$ ,  $\lambda_{r w} = 1.49\sqrt{E/F_y}$  // límite para miembros no esbeltos
5  $F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$  // esfuerzo de pandeo elástico
6 if  $F_y/F_e \leq 2.25$  then
7 |  $F_{cr} = \left[ 0.658^{(F_y/F_e)} \right] F_y$ 
8 else
9 |  $F_{cr} = 0.877 F_e$ 
10 end
11  $c_{1 f} = 0.22$ ,  $c_{1 w} = 0.18$  // factores de ajuste para alas y alma, respectivamente
12 for  $k = f, w$  do // evaluación del pandeo local para alas ( $f$ ) y alma ( $w$ )
13 | if  $\lambda_k \leq \lambda_{r k} \sqrt{F_y/F_{cr}}$  then
14 | |  $factor_k = 1$ 
15 | else
16 | |  $c_{2 k} = \frac{1 - \sqrt{1 - 4c_{1 k}}}{2c_{1 k}}$ 
17 | |  $F_{el k} = \left( c_{2 k} \frac{\lambda_{r k}}{\lambda_k} \right)^2 F_y$ 
18 | |  $factor_k = \left( 1 - c_{1 k} \sqrt{\frac{F_{el k}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el k}}{F_{cr}}}$ 
19 | end
20 end
21  $b_e = 2factor_f(b/2)$ ,  $h_e = factor_w(d - 2t_f)$  // anchos efectivos para alas y alma
22  $A_e = 2b_e t_f + h_e t_w$  // área efectiva de la sección
23  $P_n = F_{cr} A_e$ 
24 return  $P_n$ 
```

A.3. Flexión

Las ecuación que rige la verificación a flexión es:

$$\phi_f M_n \geq M_r \quad (\text{A.11})$$

donde:

$\phi_f = 0.9$ es el factor de resistencia para la flexión,

M_n es la resistencia nominal a flexión, calculada según el Algoritmo A.2, y

$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$ es el momento requerido, que depende del momento de primer orden factorizado según las combinaciones LRFD para la estructura con desplazamiento lateral restringido (M_{nt}) y el momento relacionado exclusivamente al desplazamiento lateral (V_{lt}), y de los factores B_1 y B_2 definidos anteriormente para el elemento y su dirección de flexión, el primero, y de la dirección de desplazamiento y el piso correspondiente, el segundo.

El Algoritmo A.2 tiene como *input*, además de las dimensiones del perfil y algunas propiedades geométricas (que podrían ser calculadas directamente con dichas dimensiones), el factor de modificación por pandeo lateral-torsional C_b , el cual puede ser calculado por:

$$C_b = \frac{12.5 M_{m\acute{a}x}}{2.5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (\text{A.12})$$

donde $M_{m\acute{a}x}$ es el valor absoluto del momento máximo en el tramo no arriostrado, y M_A , M_B y M_C son los valores absolutos de los momentos a $1/4$, $1/2$ y $3/4$ del tramo no arriostrado, respectivamente.

Para el caso de vigas doble T laminadas² que son arriostradas continuamente en su ala superior por el sistema de piso se tiene la siguiente expresión:

$$C_b = 3.0 - \frac{2}{3} \left(\frac{M_1}{M_o} \right) - \frac{8}{3} \left[\frac{M_{CL}}{(M_o + M_1)^*} \right] \quad (\text{A.13})$$

donde M_o es el máximo momento negativo (con signo) en uno de los extremos del tramo no arriostrado, es decir el que genera la mayor compresión en el ala inferior; M_1 es el momento en el otro extremo y $(M_o + M_1)^* = M_o$ en el caso en que $M_1 > 0$ (el ala inferior en ese extremo se encuentra traccionada).

Al igual que en la sección anterior, se puede inferir, dados los límites menos restrictivos del AISC 360 respecto a la relación ancho-espesor de alas y alma, que todos los miembros clasificados como de alta ductilidad según el AISC 341 son compactos (pero no es siempre verdadero que todos los perfiles con miembros compactos son de alta ductilidad). Es de esta forma que los modos de falla se reducen a la fluencia o plastificación de la sección y al volcamiento.

²Se asumirá que la expresión para C_b es también válida para perfiles soldados.

Algoritmo A.2: Cálculo de la resistencia a flexión respecto al eje fuerte en perfiles doble T soldados con miembros compactos.

Data : $E = 2100$ [tonf/cm²], $F_y = 2.53$ [tonf/cm²] // acero ASTM A36

Input : $b, d, t_f, t_w, I_y, r_y, S_x, Z_x, J$ // propiedades geométricas de la sección
 C_b, L_b // factor de modificación para LTB y longitud máxima no arriostrada

Output: M_n // momento nominal resistente

- 1 $\lambda_f = \frac{b/2}{t_f}, \quad \lambda_w = \frac{d - 2t_w}{t_w}$ // relación ancho-espesor del ala y alma
- 2 $r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y(d - t_f)}{2S_x}}$
- 3 $\lambda_{pf} = 0.38\sqrt{E/F_y}, \quad \lambda_{pw} = 3.76\sqrt{E/F_y}$ // límite para miembros compactos
- 4 $c = 1$
- 5 $L_p = 1.76r_y\sqrt{E/F_y}$
- 6 $L_r = 1.95r_{ts}\frac{E}{0.7F_y} \left(\frac{Jc}{S_x(d - t_f)} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x(d - t_f)} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y S_x}{E} \right)^2} \right)^{0.5}$
- 7 $M_p = F_y Z_x$
- 8 **if** $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ **and** $\lambda_w \leq \lambda_{pw}$ **then** // alas y alma compactas
 - 9 $M_{n1} = M_p$ // plastificación
 - 10 **if** $L_b \leq L_p$ **then**
 - 11 $M_{n2} = M_p$
 - 12 **else if** $L_p \leq L_b \leq L_r$ **then** // pandeo lateral-torsional (volcamiento)
 - 13 $M_{n2} = C_b \left(M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \leq M_p$
 - 14 **else**
 - 15 $F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x(d - t_f)} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$
 - 16 $M_{n2} = F_{cr} S_x \leq M_p$
 - 17 **end**
- 18 **else**
 - 19 **exit** // calcular M_n según los casos F3, F4 o F5 del AISC360
- 20 **end**
- 21 $M_n = \min(M_{n1}, M_{n2})$
- 22 **return** M_n

A.4. Corte

Las ecuación que rige la verificación al corte es:

$$\phi_v V_n \geq V_r \quad (\text{A.14})$$

donde:

$\phi_v = 0.9$ es el factor de resistencia para el corte en perfiles soldados,

V_n es la resistencia nominal al corte, calculada según el Algoritmo A.3, y

$V_r = V_{nt} + B_2 V_{lt}$ es el corte requerido, que depende del corte de primer orden factorizado según las combinaciones LRFD para la estructura con desplazamiento lateral restringido (V_{nt}) y el corte relacionado exclusivamente al desplazamiento lateral (V_{lt}) ponderado por B_2 .

Algoritmo A.3: Cálculo de la resistencia a corte en perfiles doble T soldados ignorando el campo de tracciones.

```

Data   :  $E = 2100$  [tonf/cm2],  $F_y = 2.53$  [tonf/cm2]           // acero ASTM A36
Input  :  $b, d, t_f, t_w$                                            // dimensiones de la sección
Output:  $V_n$                                                        // resistencia nominal a corte

1  $A_w = dt_w$                                                        // área a corte de la sección

2  $\lambda_w = \frac{d - 2t_w}{t_w}$                                        // relación ancho-espesor del alma

3  $k_v = 5.34$                                                        // se supone, conservadoramente, que no hay atiesadores

4 if  $\lambda_w \leq 1.1\sqrt{k_v E/F_y}$  then
5   |  $C_v = 1$ 
6 else
7   |  $C_v = \frac{1.1\sqrt{k_v E/F_y}}{\lambda_w}$ 
8 end

9  $V_n = 0.6F_y A_w C_v$ 

10 return  $V_n$ 

```

A.5. Flexocompresión

Las ecuaciones que rigen la verificación a flexocompresión en un análisis plano, considerando las expresiones anteriormente descritas en A.2 y A.3, son

$$FU_{PM} = \begin{cases} \frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_r}{\phi_f M_n} \leq 1.0 & \text{si } \frac{P_r}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \\ \frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \frac{M_r}{\phi_f M_n} \leq 1.0 & \text{si } \frac{P_r}{\phi_c P_n} < 0.2 \end{cases} \quad (\text{A.15})$$

Anexo B

Método de linealización equivalente de FEMA 440

El método de linealización equivalente según FEMA 440 abarca las siguientes etapas:

B.1. Selección de la demanda sísmica y conversión al formato ADRS

En este trabajo se representa la demanda sísmica con los espectros elásticos de diseño ($R^* = 1$) que proporciona la NCh433, con el fin de evaluar el objetivo de desempeño de las estructuras diseñadas con dicha norma.

La conversión al sistema ADRS se realiza considerando la relación

$$S_d(\beta_0, T) = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a(\beta_0, T) \quad (\text{B.1})$$

en que $S_d(\beta_0, T)$ es el espectro de desplazamiento, $\beta_0 = 5\%$ es el amortiguamiento inicial supuesto, T es el periodo de interés y $S_a(\beta_0, T)$ es el pseudo-espectro de aceleración entregado por la NCh433.

De esta manera, para cada periodo T se tendrá en el eje de las abscisas al espectro de desplazamiento y en el de las ordenadas al espectro de aceleración (pseudo-espectro en rigor).

B.2. Generación de la curva de capacidad y conversión al formato ADRS

A través de un análisis no lineal estático se determina la curva de capacidad de la estructura, que grafica el corte basal (V_i) en función del desplazamiento de techo (δ_i) para cada paso i del *pushover*.

La transformación a coordenadas espectrales se realiza, considerando lo estipulado en el documento ATC-40 [18], con las expresiones

$$a_i = \frac{V_i}{(W/g) \alpha_m} \quad (\text{B.2})$$

$$d_i = \frac{\delta_i}{C_0} \quad (\text{B.3})$$

en donde a_i y d_i son la aceleración y desplazamiento espectral para el paso i , respectivamente; W/g es la masa sísmica total según la combinación establecida para el análisis *pushover*; α_m es el cociente entre la masa equivalente del modo fundamental, definida en la ecuación (2.10) y la masa total previamente señalada; y C_0 es el coeficiente estipulado previamente en las expresiones (2.37) y (2.38), que depende del factor de participación del modo fundamental y su amplitud en el nivel de techo.

Los factores α_m y C_0 variarán para cada paso del *pushover* una vez superado el límite elástico¹, debido a la modificación de las formas modales que experimenta la estructura durante este análisis, aunque el considerarlos constantes e iguales a los obtenidos preliminarmente no implicará en la mayoría de los casos un error sustancial.

B.3. Determinación del punto de desempeño

De forma alternativa a una solución por iteración directa se establece un método que determina el lugar geométrico de los posibles puntos de desempeño para distintos niveles de ductilidad. Para ello se proponen los siguientes pasos a seguir, suponiendo arbitrariamente que las coordenadas del punto de desempeño son (d_i, a_i) , en el que el subíndice i denota el paso del *pushover*².

¹Programas como SAP2000® permiten cuantificar esta variabilidad en las propiedades dinámicas que ocurre en el análisis *pushover*.

²Dado que la curva de capacidad es discreta, se escogen los puntos definidos por cada paso del *pushover* como candidatos a puntos de desempeño para evitar el uso de excesivas interpolaciones (inevitablemente se tendrá que interpolar para obtener la solución final).

B.3.1. Representación bilineal y cálculo de ductilidad

En primer lugar debe generarse una representación bilineal del espectro de capacidad, conformada por un tramo con la pendiente elástica inicial y otro post-elástico hasta el par ordenado (d_i, a_i) , tal cual se observa en la siguiente figura.

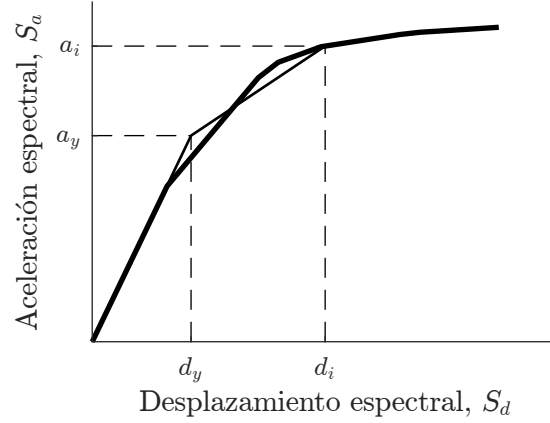


Figura B.1: Bilinealización del espectro de capacidad.

El punto de fluencia (d_y, a_y) en la figura anterior es aquel para el cual se tiene que el área bajo la curva bilinealizada (A_{bi}) es igual a la correspondiente al espectro de capacidad (A_{push}), cuantificadas ambas hasta d_i , es decir:

$$\left. \begin{aligned} A_{push} &= \sum_{j=1}^i \frac{(a_j + a_{j-1})}{2} \cdot (d_j - d_{j-1}) \\ A_{bi} &= \frac{a_y d_y + (a_i + a_y)(d_i - d_y)}{2} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} & \xrightarrow{A_{push}=A_{bi}} d_y = \frac{2A_{push} - a_i d_i}{k_0 d_i - a_i} \\ & a_y = k_0 d_y \end{aligned}$$

en que k_0 es la pendiente inicial elástica, la cual puede expresarse en función del periodo de la estructura al inicio del análisis no lineal, T_0 , por medio de la ecuación (B.1):

$$k_0 = \left(\frac{2\pi}{T_0} \right)^2 \quad (\text{B.4})$$

En consecuencia, se puede obtener la ductilidad (μ_i) y la razón de la pendiente post-elástica (α_i) a través de las siguientes expresiones.

$$\mu_i = \frac{d_i}{d_y} \quad (\text{B.5})$$

$$\alpha_i = \frac{1}{k_0} \left(\frac{a_i - a_y}{d_i - d_y} \right) \quad (\text{B.6})$$

Si el par (d_i, a_i) está situado en el rango elástico (antes de la primera fluencia significativa), por definición se tendrá que

$$\mu_i = 1 \quad \alpha_i = 1 \quad (\text{B.7, B.8})$$

B.3.2. Cálculo del periodo y amortiguamiento efectivo

Estimada la ductilidad, el periodo y amortiguamiento efectivo pueden calcularse en función de esta a través de las ecuaciones

$$T_{ei} = \begin{cases} T_0 & \text{si } \mu_i = 1 \\ [0.2(\mu_i - 1)^2 - 0.038(\mu_i - 1)^3] T_0 & \text{si } 1 < \mu_i < 4 \\ [0.28 + 0.13(\mu_i - 1) + 1] T_0 & \text{si } 4 \leq \mu_i \leq 6.5 \\ \left[0.89 \left(\sqrt{\frac{\mu_i - 1}{1 + 0.05(\mu_i - 2)}} - 1 \right) + 1 \right] T_0 & \text{si } \mu_i > 6.5 \end{cases} \quad (\text{B.9})$$

$$\beta_{ei} = \begin{cases} \beta_0 & \text{si } \mu_i = 1 \\ 4.9(\mu_i - 1)^2 - 1.1(\mu_i - 1)^3 + \beta_0 & \text{si } 1 < \mu_i < 4 \\ 14 + 0.32(\mu_i - 1) + \beta_0 & \text{si } 4 \leq \mu_i \leq 6.5 \\ 19 \cdot \frac{0.64(\mu_i - 1) - 1}{[0.64(\mu_i - 1)]^2} \left(\frac{T_{ei}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 & \text{si } \mu_i > 6.5 \end{cases} \quad (\text{B.10})$$

en que β_{ei} y β_0 se expresan en %.

B.3.3. Reducción del espectro producto del amortiguamiento efectivo

El amortiguamiento efectivo genera una reducción de la demanda inicial que se estima a través del factor

$$B_i(\beta_{ei}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{ei})} \quad (\text{B.11})$$

con β_{ei} expresado en %.

Por lo tanto el espectro reducido será proporcionado por la ecuación

$$S_a(\beta_{ei}, T) = \frac{S_a(\beta_0, T)}{B_i(\beta_{ei})} \quad (\text{B.12})$$

Este espectro debe ajustarse además por un factor igual a

$$M_i = \left(\frac{T_{ei}}{T_{seci}} \right)^2 \quad (\text{B.13})$$

en que T_{seci} es el periodo secante calculado a través de la expresión

$$T_{sec\ i} = T_0 \sqrt{\frac{\mu_i}{1 + \alpha_i(\mu_i - 1)}} \quad (\text{B.14})$$

donde la razón de rigidez post elástica, α_i , es calculada según la ecuación (B.6).

En definitiva el espectro reducido modificado (MADRS: *Modified Acceleration-Displacement Response Spectrum*) para el amortiguamiento $\beta_{e\ i}$, será el definido por

$$S_a^M(\beta_{e\ i}, T) = M_i S_a(\beta_{e\ i}, T) = \frac{M_i}{B_i} S_a(\beta_0, T) \quad (\text{B.15})$$

B.3.4. Determinación del lugar geométrico de posibles puntos de desempeño

Al evaluar S_a^M en el periodo secante $T_{sec\ i}$, que es equivalente a la intersección del espectro reducido modificado con la recta radial definida por $T_{sec\ i}$, se obtiene un posible punto de desempeño para la ductilidad μ_i y amortiguamiento efectivo $\beta_{e\ i}$ determinados:

$$a_{locus\ i} = S_a^M(\beta_{e\ i}, T_{sec\ i}) \quad (\text{B.16})$$

$$d_{locus\ i} = \left(\frac{T_{sec\ i}}{2\pi}\right)^2 a_{locus\ i} \quad (\text{B.17})$$

Si se repitiese el procedimiento desde B.3.1 para un nuevo par de coordenadas (d_i , a_i) sobre el espectro de capacidad se generaría una curva que representaría el lugar geométrico de los posibles puntos de desempeño, tal como se muestra en la Figura B.2. En consecuencia, la intersección de esta curva con el espectro de capacidad define el punto de desempeño en coordenadas espectrales (d^* , a^*) y, mediante las ecuaciones (B.2) y (B.3), en términos de corte basal y desplazamiento de techo.

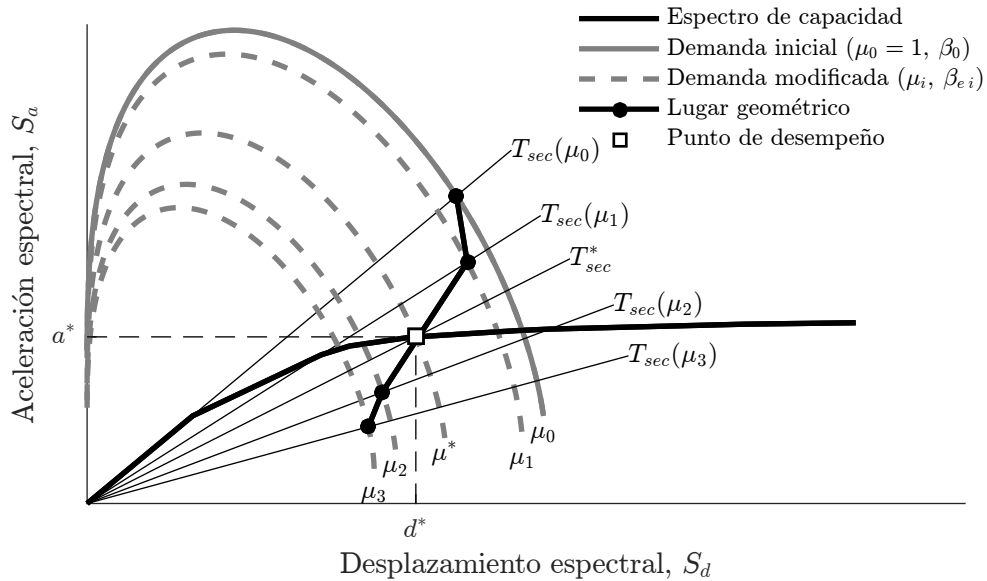


Figura B.2: Cálculo del punto de desempeño a través de su lugar geométrico (adaptado de [13]).

El algoritmo siguiente esquematiza las etapas anteriormente señaladas.

Algoritmo B.1: Linealización equivalente según FEMA 440.

```

Input :  $P, \beta_0, T_0, S_a(\beta_0, T), \{\delta\}, \{V\}, \{\alpha_m\}, \{C_0\}$  //  $\beta_0$  en%
1 Function  $[\beta_e, T_e] = \text{parametros}(\beta_0, T_0, \mu)$  // amortiguamiento y periodo efectivo
2   if  $\mu = 1$  then
3      $T_e = T_0$ 
4      $\beta_e = \beta_0$ 
5   else if  $1 < \mu < 4$  then
6      $T_e = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3] T_0$ 
7      $\beta_e = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ 
8   else if  $4 \leq \mu \leq 6.5$  then
9      $T_e = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1] T_0$ 
10     $\beta_e = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ 
11  else
12     $T_e = \left[ 0.89 \left( \sqrt{\frac{\mu - 1}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right) + 1 \right] T_0$ 
13     $\beta_e = 19 \cdot \frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \left( \frac{T_e}{T_0} \right)^2 + \beta_0$ 
14  end
15 end

16  $n = \text{length}(\{\delta\}) - 1$  // cantidad de puntos o pasos del pushover
17  $k_0 = \left( \frac{2\pi}{T_0} \right)^2$  // rigidez elástica
18 for  $i = 0, 1, \dots, n$  do
19    $d_i = \frac{\delta_i}{C_{0i}}$  // transformación de  $\delta_i$  y  $V_i$  a coordenadas espectrales (ADRS)
20    $a_i = \frac{V_i}{(P/g)\alpha_{mi}}$  // aceleración en unidades consistentes (no como fracción de  $g$ )
21   if  $d_i = 0$  or  $a_i/d_i \approx k_0$  then // rango elástico
22      $\mu_i = 1$  // ductilidad
23      $\alpha_i = 1$  // cuociente entre la rigidez post-elástica y la elástica ( $k_0$ )
24   else
25      $A_{push} = \sum_{j=1}^i \frac{(a_j + a_{j-1})}{2} \cdot (d_j - d_{j-1})$  // área bajo el espectro de capacidad

```

```

26      $d_y = \frac{2A_{push} - a_i d_i}{k_0 d_i - a_i}$  // igualdad de área en curva de capacidad bilinealizada
27      $a_y = k_0 d_y$  // aceleración espectral de fluencia por bilinealización
28      $\mu_i = \frac{d_i}{d_y}$ 
29      $\alpha_i = \frac{1}{k_0} \cdot \left( \frac{a_i - a_y}{d_i - d_y} \right)$ 
30 end

31      $T_{sec i} = T_0 \sqrt{\frac{\mu_i}{1 + \alpha_i(\mu_i - 1)}}$  // periodo secante
32      $[\beta_{e i}, T_{e i}] = \text{parametros}(\beta_0, T_0, \mu_i)$ 
33      $B_i = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{e i})}$  // factor que reduce el espectro elástico para  $\beta_{e i}$  (en %)
34      $M_i = \left( \frac{T_{e i}}{T_{sec i}} \right)^2$  // factor de modificación para el espectro reducido por  $B_i$ 
35      $a_{locus i} = M_i \left[ \frac{S_a(\beta_0, T_{sec i})}{B_i} \right]$  //  $S_a(\beta_0, T_{sec i})$  en unidades (no como g)
36      $d_{locus i} = \left( \frac{T_{sec i}}{2\pi} \right)^2 a_{locus i}$ 
37 end

38  $d^* = \text{root}(a(d) - a_{locus}(d), d)$  // punto de desempeño definido por la intersección de
    las curvas (interpoladas) conformadas por los puntos  $\{d, a\}$  y  $\{d_{locus}, a_{locus}\}$ 
39  $a^* = \text{interpolacion}(\{d\}, \{a\}, d^*)$  // equivalente a interpolar  $\{d_{locus}, a_{locus}\}$  para  $d^*$ 
40  $T_{sec}^* = 2\pi \sqrt{\frac{d^*}{a^*}}$ 
41  $\alpha_m^* = \text{interpolacion}(\{T_{sec}\}, \{\alpha_m\}, T_{sec}^*)$ 
42  $C_0^* = \text{interpolacion}(\{T_{sec}\}, \{C_0\}, T_{sec}^*)$ 
43  $V^* = a^* \alpha_m^* (P/g)$  // corte basal
44  $\delta^* = C_0^* d^*$  // desplazamiento de techo (del nodo de control)
45  $\mu^* = \text{interpolacion}(\{T_{sec}\}, \{\mu\}, T_{sec}^*)$ 
46  $[\beta_e^*, T_e^*] = \text{parametros}(\beta_0, T_0, \mu^*)$ 
47 return  $\delta^*, V^*, a^*, d^*, T_{sec}^*, T_e^*, \beta_e^*, \mu^*$ 

```

Anexo C

Detalles de los diseños analizados

C.1. Verificación de resistencia

Las siguientes figuras muestran los factores de utilización máximos para el corte y flexión, en vigas, y para flexocompresión en columnas de todos los elementos que componen los marcos de 4 y 8 pisos, considerando los diseños preliminares de las Tablas [3.2](#) y [3.3](#).

Estos se basan en los procedimientos señalados en el Anexo [A](#), el cual recoge las principales disposiciones del AISC 360 para el dimensionamiento y verificación de los perfiles.

Además, en las Figuras [C.3](#) y [C.6](#) se muestran las esbelteces de diseño para las estructuras de 4 y 8 niveles, respectivamente, que determinan la resistencia a compresión, la cual, por lo general, será controlada por el pandeo global en torno al el eje débil.

C.1.1. Marcos de 4 pisos

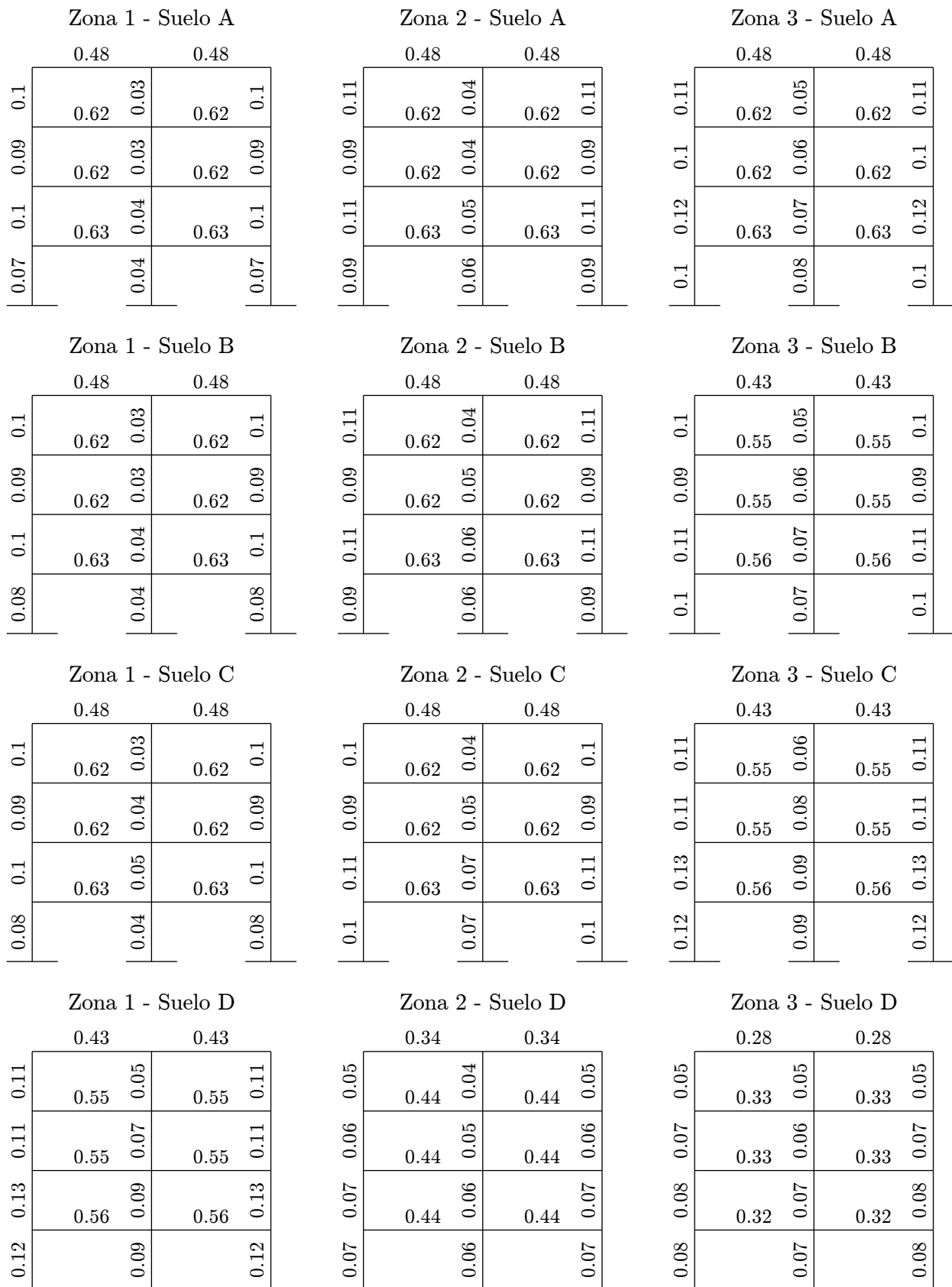


Figura C.1: Factores de utilización para corte en marcos de 4 pisos.

Zona 1 - Suelo A					Zona 2 - Suelo A					Zona 3 - Suelo A							
		0.74		0.74			0.74		0.74			0.79		0.79			
0.48			0.65		0.48	0.51			0.69		0.51	0.58			0.76		0.58
0.43		0.98	0.47	0.98	0.43	0.43		0.98	0.49	0.98	0.43	0.46		0.99	0.53	0.99	0.46
0.26		0.96	0.3	0.96	0.26	0.27		0.96	0.33	0.96	0.27	0.3		1.03	0.37	1.03	0.3
0.3		0.96	0.12	0.96	0.3	0.3		0.96	0.16	0.96	0.3	0.31		0.99	0.19	0.99	0.31

Zona 1 - Suelo B					Zona 2 - Suelo B					Zona 3 - Suelo B							
		0.74		0.74			0.76		0.76			0.73		0.73			
0.48			0.65		0.48	0.54			0.72		0.54	0.54			0.7		0.54
0.43		0.98	0.47	0.98	0.43	0.43		0.98	0.5	0.98	0.43	0.38		0.91	0.48	0.91	0.38
0.26		0.96	0.31	0.96	0.26	0.27		0.97	0.34	0.97	0.27	0.27		0.95	0.34	0.95	0.27
0.3		0.96	0.13	0.96	0.3	0.3		0.96	0.17	0.96	0.3	0.29		0.92	0.18	0.92	0.29

Zona 1 - Suelo C					Zona 2 - Suelo C					Zona 3 - Suelo C							
		0.74		0.74			0.77		0.77			0.74		0.74			
0.48			0.66		0.48	0.56			0.74		0.56	0.49			0.62		0.49
0.43		0.98	0.47	0.98	0.43	0.45		0.98	0.52	0.98	0.45	0.33		0.94	0.42	0.94	0.33
0.26		0.96	0.32	0.96	0.26	0.29		1.02	0.36	1.02	0.29	0.25		0.99	0.23	0.99	0.25
0.3		0.96	0.14	0.96	0.3	0.3		0.98	0.18	0.98	0.3	0.25		0.95	0.17	0.95	0.25

Zona 1 - Suelo D					Zona 2 - Suelo D					Zona 3 - Suelo D							
		0.74		0.74			0.82		0.82			0.65		0.65			
0.49			0.61		0.49	0.32			0.35		0.32	0.29			0.3		0.29
0.33		0.94	0.42	0.94	0.33	0.22		0.8	0.22	0.8	0.22	0.19		0.62	0.19	0.62	0.19
0.25		0.99	0.23	0.99	0.25	0.12		0.93	0.12	0.93	0.12	0.1		0.74	0.1	0.74	0.1
0.25		0.94	0.17	0.94	0.25	0.1		0.94	0.09	0.94	0.1	0.08		0.75	0.08	0.75	0.08

Figura C.2: Factores de utilización para flexión y flexocompresión en marcos de 4 pisos.

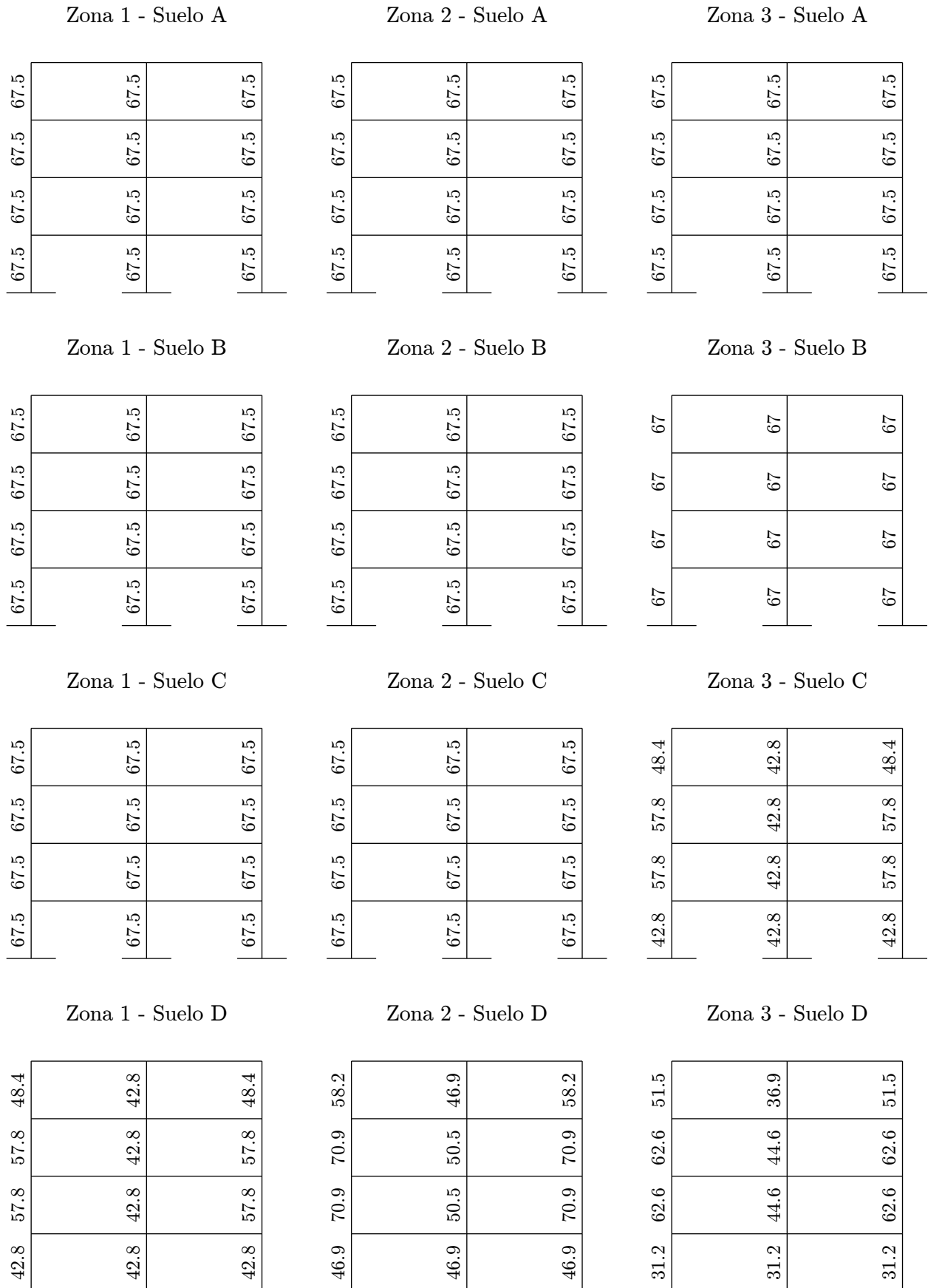


Figura C.3: Esbelteces de diseño en marcos de 4 pisos.

C.1.2. Marcos de 8 pisos

Zona 1 - Suelo A		Zona 2 - Suelo A		Zona 3 - Suelo A									
	0.43	0.43		0.42	0.42		0.39	0.39					
0.11	0.57	0.04	0.57	0.11	0.56	0.04	0.56	0.08	0.07	0.51	0.04	0.51	0.07
0.09	0.57	0.04	0.57	0.09	0.56	0.04	0.56	0.07	0.06	0.51	0.04	0.51	0.06
0.1	0.57	0.05	0.57	0.1	0.56	0.05	0.56	0.08	0.07	0.51	0.05	0.51	0.07
0.1	0.56	0.06	0.56	0.1	0.54	0.06	0.54	0.08	0.07	0.4	0.06	0.4	0.07
0.1	0.56	0.06	0.56	0.1	0.54	0.05	0.54	0.07	0.06	0.4	0.05	0.4	0.06
0.09	0.55	0.06	0.55	0.09	0.53	0.05	0.53	0.07	0.06	0.4	0.05	0.4	0.06
0.1	0.55	0.07	0.55	0.1	0.53	0.06	0.53	0.08	0.07	0.4	0.06	0.4	0.07
0.09		0.06		0.09				0.07	0.06		0.05		0.06

Zona 1 - Suelo B		Zona 2 - Suelo B		Zona 3 - Suelo B									
	0.43	0.43		0.42	0.42		0.39	0.39					
0.11	0.57	0.04	0.57	0.11	0.56	0.05	0.56	0.08	0.07	0.51	0.05	0.51	0.07
0.09	0.57	0.05	0.57	0.09	0.56	0.05	0.56	0.08	0.07	0.51	0.06	0.51	0.07
0.1	0.57	0.06	0.57	0.1	0.56	0.06	0.56	0.08	0.08	0.51	0.06	0.51	0.08
0.09	0.56	0.06	0.56	0.09	0.54	0.06	0.54	0.08	0.08	0.4	0.06	0.4	0.08
0.1	0.56	0.06	0.56	0.1	0.54	0.05	0.54	0.07	0.06	0.4	0.05	0.4	0.06
0.09	0.55	0.06	0.55	0.09	0.53	0.05	0.53	0.07	0.06	0.4	0.05	0.4	0.06
0.11	0.55	0.07	0.55	0.11	0.53	0.06	0.53	0.08	0.07	0.4	0.06	0.4	0.07
0.1		0.07		0.1				0.07	0.07		0.06		0.07

Figura C.4: Factores de utilización para corte en marcos de 8 pisos.

Zona 1 - Suelo C				Zona 2 - Suelo C				Zona 3 - Suelo C			
	0.43		0.43		0.42		0.42		0.32		0.32
0.11	0.57	0.04	0.11	0.06	0.55	0.04	0.06	0.05	0.42	0.04	0.05
0.09	0.57	0.05	0.09	0.06	0.55	0.04	0.06	0.06	0.42	0.05	0.06
0.1	0.57	0.06	0.1	0.07	0.55	0.05	0.07	0.07	0.42	0.06	0.07
0.1	0.51	0.07	0.1	0.07	0.4	0.05	0.07	0.07	0.38	0.06	0.07
0.1	0.51	0.07	0.1	0.05	0.4	0.05	0.05	0.07	0.37	0.07	0.07
0.1	0.51	0.08	0.1	0.06	0.4	0.05	0.06	0.07	0.35	0.07	0.07
0.11	0.5	0.08	0.11	0.06	0.4	0.05	0.06	0.08	0.35	0.07	0.08
0.1	0.08		0.1	0.05			0.06	0.07			0.08

Zona 1 - Suelo D				Zona 2 - Suelo D				Zona 3 - Suelo D			
	0.42		0.42		0.32		0.32		0.21		0.21
0.07	0.56	0.03	0.07	0.05	0.42	0.03	0.05	0.05	0.26	0.05	0.05
0.07	0.56	0.04	0.07	0.05	0.42	0.04	0.05	0.07	0.29	0.08	0.07
0.07	0.56	0.05	0.07	0.06	0.42	0.05	0.06	0.09	0.31	0.1	0.09
0.07	0.53	0.05	0.07	0.06	0.37	0.06	0.06	0.1	0.37	0.13	0.1
0.06	0.53	0.05	0.06	0.06	0.36	0.06	0.06	0.09	0.36	0.12	0.09
0.06	0.53	0.05	0.06	0.07	0.35	0.06	0.07	0.09	0.34	0.12	0.09
0.07	0.52	0.05	0.07	0.07	0.35	0.06	0.07	0.1	0.29	0.12	0.1
0.06	0.04		0.06	0.06			0.07	0.11			0.1

Figura C.4: Factores de utilización para corte en marcos de 8 pisos (continuación).

Zona 1 - Suelo A		Zona 2 - Suelo A		Zona 3 - Suelo A	
0.72	0.72	0.79	0.79	0.78	0.78
0.59	0.23	0.5	0.15	0.46	0.13
0.82	0.94	0.66	0.95	0.58	0.93
0.55	0.11	0.45	0.1	0.39	0.1
0.85	0.93	0.81	0.99	0.74	0.13
0.72	0.17	0.54	0.14	0.46	0.14
0.61	0.26	0.45	0.21	0.46	0.18
0.97	0.33	0.36	1.03	0.37	0.16
0.97	0.42	0.28	1.03	0.25	0.2
1	1	0.22	1.03	0.25	0.22
0.41	0.37	0.28	1.01	0.19	0.2
0.5	0.41	0.36	0.95	0.31	0.19
0.46	0.46	0.45	0.95	0.37	0.25
0.97	0.46	0.45	0.95	0.37	0.25
0.61	0.55	0.45	0.81	0.46	0.39
0.72	0.85	0.45	0.81	0.46	0.39
0.85	0.59	0.5	0.5	0.46	0.46
0.82	0.59	0.66	0.5	0.58	0.46

Zona 1 - Suelo B		Zona 2 - Suelo B		Zona 3 - Suelo B	
0.75	0.75	0.84	0.84	0.83	0.83
0.59	0.3	0.51	0.16	0.47	0.15
0.83	0.94	0.68	1	0.59	0.99
0.54	0.17	0.44	0.11	0.39	0.12
0.86	0.96	0.82	1.02	0.75	1.01
0.72	0.31	0.53	0.14	0.46	0.14
0.61	0.43	0.36	0.21	0.37	0.2
0.96	0.39	0.25	1.02	0.26	0.21
0.96	0.46	0.25	1	0.26	0.24
0.56	0.46	0.28	0.34	0.31	0.2
0.98	0.41	0.37	0.99	0.31	0.2
0.98	0.46	0.45	0.99	0.37	0.2
0.98	0.46	0.45	0.94	0.46	0.25
0.96	0.54	0.44	0.94	0.46	0.25
0.72	0.54	0.44	0.82	0.46	0.39
0.86	0.59	0.44	0.82	0.46	0.39
0.83	0.59	0.68	0.51	0.59	0.47
0.83	0.59	0.68	0.51	0.59	0.47

Figura C.5: Factores de utilización para flexión y flexocompresión en marcos de 8 pisos.

Zona 1 - Suelo C		Zona 2 - Suelo C		Zona 3 - Suelo C				
	0.75	0.75		0.83	0.83		0.79	0.79
0.62	0.85	0.62	0.43	0.56	0.43	0.35	0.51	0.35
0.56	0.82	0.56	0.38	0.72	0.38	0.36	0.69	0.36
0.46	0.95	0.46	0.25	0.86	0.25	0.21	0.85	0.21
0.41	0.97	0.41	0.18	0.93	0.3	0.17	0.93	0.17
0.38	0.96	0.38	0.2	0.96	0.25	0.18	0.96	0.18
0.27	1.02	0.27	0.17	1.02	0.16	0.15	1.01	0.15
0.22	0.99	0.22	0.13	1.02	0.12	0.13	0.99	0.13
0.24	0.95	0.24	0.12	0.99	0.09	0.11	0.94	0.09

Zona 1 - Suelo D		Zona 2 - Suelo D		Zona 3 - Suelo D				
	0.77	0.77		0.74	0.74		0.5	0.5
0.49	0.66	0.49	0.33	0.66	0.33	0.4	0.53	0.4
0.44	0.79	0.44	0.27	0.66	0.27	0.29	0.53	0.29
0.35	0.93	0.35	0.2	0.82	0.33	0.2	0.71	0.2
0.28	0.99	0.28	0.16	0.9	0.24	0.15	0.77	0.15
0.21	1.01	0.21	0.16	0.93	0.21	0.18	0.77	0.18
0.19	1.02	0.19	0.14	0.98	0.14	0.18	0.81	0.18
0.16	0.99	0.16	0.12	0.94	0.12	0.16	0.73	0.16
0.15	0.94	0.15	0.11	0.89	0.08	0.12	0.63	0.12

Figura C.5: Factores de utilización para flexión y flexocompresión en marcos de 8 pisos (continuación).

Zona 1 - Suelo A

42	61.2	61.2	59.2	62.3	60.3	60.3	50.4
42	44.1	44.1	42.8	45.1	43.7	43.7	42.8
42	61.2	61.2	59.2	62.3	60.3	60.3	50.4

Zona 2 - Suelo A

49.3	71.1	71.1	66.7	76.6	71.7	71.7	59.3
49.3	50.7	50.7	49.3	54.9	51.4	51.4	43
49.3	71.1	71.1	66.7	76.6	71.7	71.7	59.3

Zona 3 - Suelo A

46.8	66.5	66.5	61.8	78.7	76.2	76.2	62.9
46.8	47.4	47.4	46.8	56.2	54.5	54.5	45.4
46.8	66.5	66.5	61.8	78.7	76.2	76.2	62.9

Zona 1 - Suelo B

42	61.2	61.2	57.7	67	67	67	67
42	44.1	44.1	42	67	67	67	67
42	61.2	61.2	57.7	67	67	67	67

Zona 2 - Suelo B

49.3	71.1	71.1	66.7	76.6	71.7	71.7	59.3
49.3	50.7	50.7	49.3	54.9	51.4	51.4	43
49.3	71.1	71.1	66.7	76.6	71.7	71.7	59.3

Zona 3 - Suelo B

46.8	66.5	66.5	61.3	76.9	73.6	73.6	60.8
46.8	47.4	47.4	46.8	55	52.7	52.7	44
46.8	66.5	66.5	61.3	76.9	73.6	73.6	60.8

Figura C.6: Esbelteces de diseño en marcos de 8 pisos.

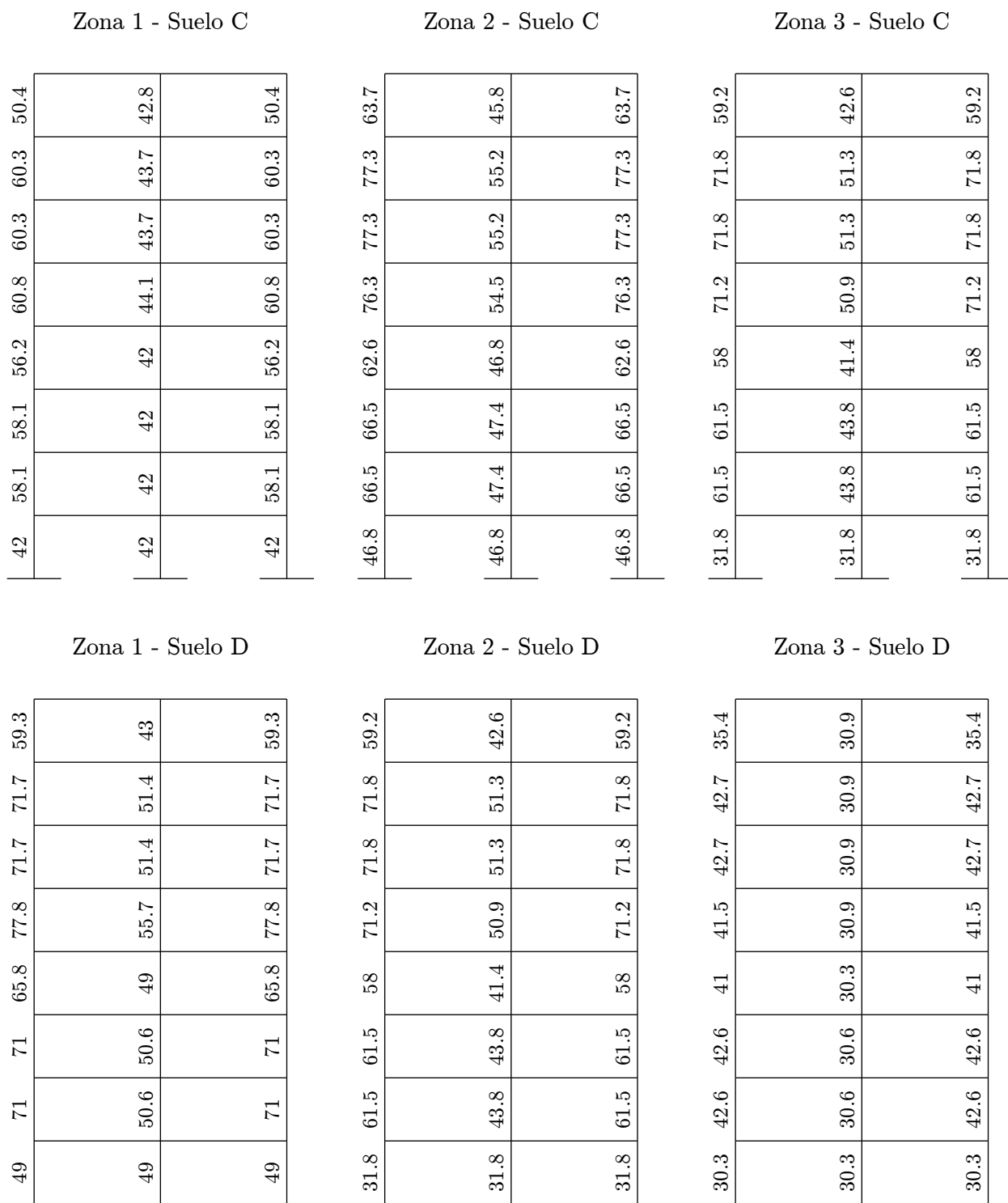


Figura C.6: Esbelteces de diseño en marcos de 8 pisos (continuación).

C.2. Verificación columna fuerte - viga débil

Las figuras siguientes indican los cuocientes entre las capacidades de momento de columnas y vigas para todos los nudos de los marcos, tanto de 4 como de 8 pisos, según las ecuaciones establecidas en la sección 2.3.1.

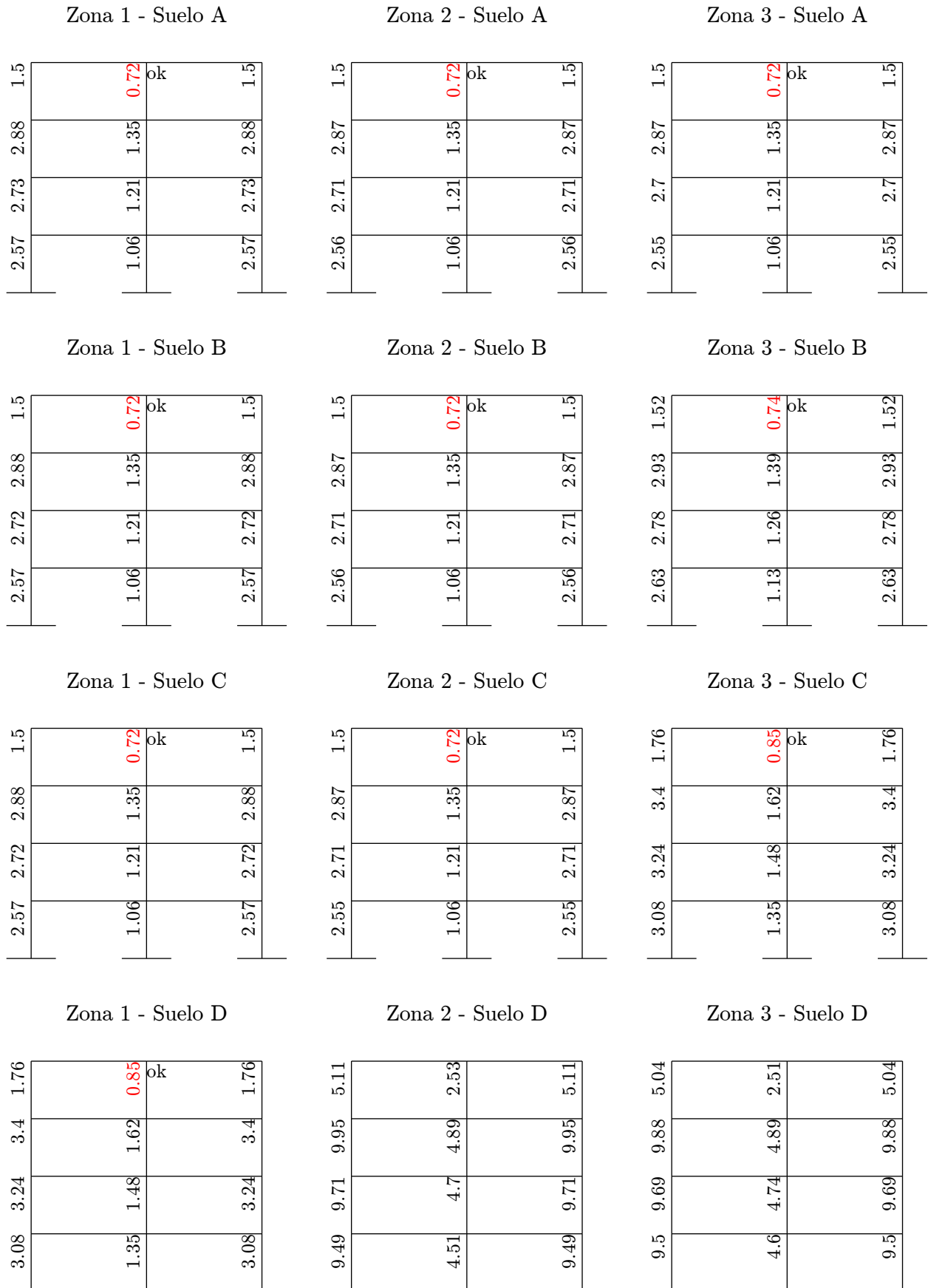


Figura C.7: Cuocientes para verificación de columna fuerte - viga débil en marcos de 4 pisos.

Zona 1 - Suelo A								
3.29	3.45	3.63	3.49	3.41	3.57	3.72	1.93	
1.21	1.36	1.51	1.51	1.54	1.67	1.81	0.95	ok
3.29	3.45	3.63	3.49	3.41	3.57	3.72	1.93	

Zona 2 - Suelo A								
6.55	6.77	6.99	6.3	5.9	6.09	6.27	3.22	
2.75	2.94	3.14	2.89	2.77	2.92	3.08	1.6	
6.55	6.77	6.99	6.3	5.9	6.09	6.27	3.22	

Zona 3 - Suelo A								
7.67	7.87	8.09	7.17	7.05	7.23	7.41	3.79	
3.4	3.57	3.75	3.38	3.37	3.51	3.66	1.88	
7.67	7.87	8.09	7.17	7.05	7.23	7.41	3.79	

Zona 1 - Suelo B								
3.3	3.46	3.63	3.11	2.61	2.76	2.91	1.52	
1.21	1.36	1.51	1.33	1.15	1.28	1.4	0.74	ok
3.3	3.46	3.63	3.11	2.61	2.76	2.91	1.52	

Zona 2 - Suelo B								
6.56	6.77	6.99	6.29	5.89	6.08	6.26	3.22	
2.75	2.94	3.14	2.89	2.77	2.92	3.08	1.6	
6.56	6.77	6.99	6.29	5.89	6.08	6.26	3.22	

Zona 3 - Suelo B								
7.68	7.88	8.09	6.92	6.5	6.68	6.86	3.52	
3.4	3.57	3.75	3.26	3.1	3.24	3.38	1.75	
7.68	7.88	8.09	6.92	6.5	6.68	6.86	3.52	

Figura C.8: Cuocientos para verificación de columna fuerte - viga débil en marcos de 8 pisos.

Zona 1 - Suelo C

2.97	3.13	3.29	3.17	3.4	3.56	3.72	1.93
1.1	1.24	1.38	1.38	1.54	1.67	1.81	0.95
2.97	3.13	3.29	3.17	3.4	3.56	3.72	1.93

Zona 2 - Suelo C

7.7	7.9	8.11	7.26	7.83	8.04	8.25	4.24
3.4	3.58	3.75	3.41	3.73	3.9	4.07	2.1
7.7	7.9	8.11	7.26	7.83	8.04	8.25	4.24

Zona 3 - Suelo C

8.02	8.2	8.41	7.6	8.35	8.55	8.74	4.48
3.66	3.82	3.98	3.64	4.04	4.19	4.34	2.23
8.02	8.2	8.41	7.6	8.35	8.55	8.74	4.48

Zona 1 - Suelo D

6.87	7.09	7.32	7.32	6.42	6.09	6.27	3.23
2.89	3.09	3.29	3.29	2.95	2.77	2.92	3.08
6.87	7.09	7.32	7.32	6.42	6.09	6.27	3.23

Zona 2 - Suelo D

8.04	8.22	8.42	8.42	7.62	8.37	8.56	4.48
3.66	3.82	3.98	3.98	3.64	4.04	4.19	4.34
8.04	8.22	8.42	8.42	7.62	8.37	8.56	4.48

Zona 3 - Suelo D

5.32	5.45	5.6	5.6	4.9	5.4	5.57	2.92
2.62	2.7	2.78	2.78	2.43	2.67	2.77	2.86
5.32	5.45	5.6	5.6	4.9	5.4	5.57	2.92

Figura C.8: Cuocientes para verificación de columna fuerte - viga débil en marcos de 8 pisos (continuación).

Anexo D

Análisis no lineal

D.1. Análisis no lineal estático

Las siguientes animaciones¹ muestran la evolución en la formación de rótulas plásticas en las estructuras durante los análisis *pushover*.

[Mod. 4p-1](#) [Mod. 4p-2](#) [Mod. 4p-3](#) [Mod. 4p-4](#)

Figura D.1: Análisis *pushover* en modelos de 4 pisos.

¹Para visualizar estas animaciones se requiere el uso de Acrobat Reader, preferentemente, el que puede ser descargado gratuitamente de la web en <http://get.adobe.com/es/reader/>.

Mod. 8p-1 Mod. 8p-2 Mod. 8p-3 Mod. 8p-4 Mod. 8p-5

Figura D.2: Análisis *pushover* en modelos de 8 pisos.