

ADVERTIMENT. La consulta d'aquesta tesi queda condicionada a l'acceptació de les següents condicions d'ús: La difusió d'aquesta tesi per mitjà del servei TDX (www.tesisenxarxa.net) ha estat autoritzada pels titulars dels drets de propietat intel·lectual únicament per a usos privats emmarcats en activitats d'investigació i docència. No s'autoritza la seva reproducció amb finalitats de lucre ni la seva difusió i posada a disposició des d'un lloc aliè al servei TDX. No s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a TDX (framing). Aquesta reserva de drets afecta tant al resum de presentació de la tesi com als seus continguts. En la utilització o cita de parts de la tesi és obligat indicar el nom de la persona autora.

ADVERTENCIA. La consulta de esta tesis queda condicionada a la aceptación de las siguientes condiciones de uso: La difusión de esta tesis por medio del servicio TDR (www.tesisenred.net) ha sido autorizada por los titulares de los derechos de propiedad intelectual únicamente para usos privados enmarcados en actividades de investigación y docencia. No se autoriza su reproducción con finalidades de lucro ni su difusión y puesta a disposición desde un sitio ajeno al servicio TDR. No se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a TDR (framing). Esta reserva de derechos afecta tanto al resumen de presentación de la tesis como a sus contenidos. En la utilización o cita de partes de la tesis es obligado indicar el nombre de la persona autora.

WARNING. On having consulted this thesis you're accepting the following use conditions: Spreading this thesis by the TDX (www.tesisenxarxa.net) service has been authorized by the titular of the intellectual property rights only for private uses placed in investigation and teaching activities. Reproduction with lucrative aims is not authorized neither its spreading and availability from a site foreign to the TDX service. Introducing its content in a window or frame foreign to the TDX service is not authorized (framing). This rights affect to the presentation summary of the thesis as well as to its contents. In the using or citation of parts of the thesis it's obliged to indicate the name of the author

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE ACERO

TESIS DOCTORAL

CARLOS ALBERTO BERMUDEZ MEJIA

DIRECTORES:

DR. ALEX H. BARBAT BARBAT

DR. LUIS G. PUJADES BENEIT

DR. JORGE EDUARDO HURTADO GÓMEZ

Barcelona, mayo 2010

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE ACERO

Tesis presentada para optar al grado de Doctor en Ingeniería
por

CARLOS ALBERTO BERMUDEZ MEJIA

DIRECTORES:

DR. ALEX H. BARBAT BARBAT

DR. LUIS G. PUJADES BENEIT

DR. JORGE E. HURTADO GÓMEZ

Doctorado en Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica
Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de
Barcelona
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA

Barcelona, abril 2010

RESUMEN

En esta tesis se aplican los métodos estático no lineal y dinámico no lineal en el edificio prototipo y en otros seis representativos de las principales subclases de las estructuras de acero. Como resultado se expresan los umbrales de los estados de daño en función de los puntos característicos del espectro de capacidad bilineal. Se presenta una nueva propuesta de clasificación de las estructuras de acero de acuerdo con la EMS-98. Se cierra la investigación con un estudio estocástico detallado que considera la variabilidad probabilística de la acción sísmica, de las cargas verticales y de las propiedades físicas y mecánicas de los miembros estructurales. Se calcula la probabilidad de excedencia de los principales estados límite y de los umbrales de los distintos estados de daño. Como resultado se identifican los estados límite que con más probabilidad serán alcanzados y se recomiendan algunos factores de seguridad adicionales.

Palabras clave: estructuras de acero, estático no lineal, dinámico no lineal, umbrales de daño, estudio estocástico.

ABSTRACT

In this thesis nonlinear static and dynamic methods are applied to the prototype building, and to six more buildings, representing main subclasses of steel structures. As a result, the thresholds of damage state are expressed in function of the main points of the bilinear capacity spectrum. A new proposal of classification of steel structures, according with EMS-98, is presented. The last part of this thesis is a detailed stochastic study that considers probabilistic variability of seismic action, vertical loads and physical and mechanics properties of the structural members. Exceedance probabilities for the main limit states and thresholds of damage states are calculate. As a result the limit states most likely will be exceeded are identified. Finally some additional security factors are recommended.

Keywords: steel structures, nonlinear static, nonlinear dynamic, thresholds of damage, stochastic study

A Cely y a Felipe

AGRADECIMIENTOS

Agradezco mucho a mis directores, los doctores Alex Barbat, Lluís Pujades y Jorge Eduardo Hurtado por la excelente dirección impartida en todas las etapas de esta investigación. Aprecio en gran manera los conocimientos transmitidos, las herramientas de investigación que me facilitaron y la formación que como investigador me ayudaron a alcanzar. En particular valoro que me guiaron en los procedimientos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras a la vez que me permitieron aplicarlos en las estructuras de acero, con las cuales trabajo y estoy familiarizado desde hace muchos años. Gracias por su paciencia, dedicación y apoyo.

Agradezco también al Doctor Omar Darío Cardona por sus múltiples y oportunas colaboraciones en diversos temas, como en la determinación de los espectros de diseño de la ciudad de Manizales y la consecución de los acelerogramas recomendados para los análisis dinámicos, entre muchos otros.

Al Ingeniero Néstor William García agradezco su invaluable ayuda en el campo del cálculo de estructuras. La experiencia adquirida en tantos años de trabajo conjunto me ha sido muy útil en el estudio realizado.

De manera especial expreso mi gratitud por los directivos, profesores y funcionarios de la Universidad Nacional de Colombia, Sede Manizales, que autorizaron e hicieron posible mi estancia en España para lograr el objetivo de mi formación doctoral.

Así mismo quiero destacar que la realización de mis estudios en España fue posible gracias a una beca otorgada por la Fundación Carolina en convenio con la Universidad Nacional de Colombia.

Agradezco a mis compañeros de doctorado que de una u otra forma me brindaron ayuda, amistad y cariño: Diego Bravo, Juan Carlos Castro, Armando Aguilar, Nieves Lantada, entre otros.

SUMARIO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Objetivos	2
1.2. Grado de innovación y alcance del estudio	2
1.3. Metodología	3
1.4. Contenido de la memoria	3
2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO	5
2.1. Introducción	5
2.2. Vulnerabilidad observada	6
2.2.1. ATC-13	6
2.2.2. EMS-98	9
2.3. Vulnerabilidad calculada	13
2.3.1. Clasificación de edificios	14
2.3.2. Niveles de diseño estructural	15
2.3.3. Sistemas estructural y no estructural y de contenidos	16
2.3.4. Estados de daño	16
2.3.5. Capacidad	18
2.3.6. Demanda	20
2.3.7. Punto de capacidad por demanda	20
2.3.8. Curvas de fragilidad	21
2.3.9. Evaluación de comportamiento de pórticos resistentes a momentos con uniones soldadas	28
2.4. Calibración de códigos de construcción	43
3. CARACTERIZACIÓN DE LOS EDIFICIOS DE ACERO	45
3.1. Introducción	45
3.2. Pórticos de acero resistentes a momento (S1)	47

3.3.	Pórticos de acero arriostrados (S2)	50
3.4.	Reseña histórica del daño observado en los edificios de acero en evaluaciones postsísmicas	52
3.4.1.	Daño observado en el sismo de Kobe (Japón)	53
3.4.2.	Daño observado en el sismo de Bam (Irán)	56
3.5.	Edificio prototipo	63
4.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	69
4.1.	Introducción	69
4.2.	Metodología	69
4.3.	Caracterización del comportamiento estructural en el edificio prototipo no rigidizado	70
4.3.1.	Curva de capacidad	71
4.3.2.	Espectro de capacidad	71
4.3.3.	Espectro de capacidad bilineal	74
4.3.4.	Umbrales de daño	75
4.3.5.	Variabilidad de los estados de daño	80
4.3.6.	Curvas de fragilidad	80
4.3.7.	Espectros de demanda	82
4.3.8.	Punto de capacidad por demanda	82
4.3.9.	Matriz de probabilidad de daño	85
4.3.10.	Análisis de resultados	86
4.4.	Pórtico arriostrado de baja altura	88
4.4.1.	Curva de capacidad	88
4.4.2.	Espectro de capacidad y umbrales de daño	89
4.4.3.	Variabilidad de los estados de daño y curvas de fragilidad	91
4.4.4.	Punto de capacidad por demanda y vector de probabilidad	

de daño	92
4.4.5. Análisis de resultados	93
4.5. Pórtico resistente a momentos de baja altura	93
4.6. Pórtico arriostrado de altura media	96
4.7. Pórtico resistente a momentos de altura media	101
4.8. Pórtico arriostrado de gran altura	104
4.9. Pórtico resistente a momentos de gran altura	110
4.10. Resumen de resultados	115
4.11. Análisis y discusión de los resultados	119
5. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	125
5.1. Introducción	125
5.2. Metodología	125
5.3. Definición de la peligrosidad sísmica	126
5.4. Edificio prototipo no rigidizado	136
5.5. Pórtico arriostrado de baja altura	142
5.6. Pórtico resistente a momentos de baja altura	148
5.7. Pórtico arriostrado de altura media	153
5.8. Pórtico resistente a momentos de altura media	157
5.9. Pórtico arriostrado de gran altura	162
5.10. Pórtico resistente a momentos de gran altura	168
5.11. Resumen y análisis de resultados del método normalizado	173
5.12. Resultados obtenidos con los acelerogramas escalados por bandas	176
6. EVALUACIÓN PROBABILÍSTICA DEL CAPÍTULO F2 DE LA NORMA NSR-98	181
6.1. Introducción	181
6.2. Puntos destacados del Capítulo F.2 de las NSR-98	182

6.2.1.	Estado límite de rotura por tracción de los anclajes	182
6.2.2.	Estado límite de plastificación por tracción en la sección total de columnas, riostras y elementos de empalme	183
6.2.3.	Estado límite de compresión por pandeo flector	183
6.2.4.	Estado límite de plastificación por flexión	184
6.2.5.	Estado límite de plastificación por corte	184
6.2.6.	Estado límite de pandeo por tensiones combinadas de flexión y axial	185
6.2.7.	Estado límite de deformación lateral	185
6.3.	Metodología	186
6.4.	Demanda sísmica	186
6.5.	Análisis estocástico	188
6.5.1.	Variables aleatorias	188
6.6.	Pórticos estudiados	195
6.6.1.	Pórtico arriostrado de baja altura	196
6.6.2.	Pórtico resistente a momentos de baja altura	197
6.6.3.	Pórtico arriostrado de altura media	198
6.6.4.	Pórtico resistente a momentos de altura media	200
6.6.5.	Pórtico alto arriostrado	201
6.6.6.	Pórtico alto resistente a momentos	203
6.6.7.	Resistencia nominal	205
6.7.	Probabilidad de excedencia de los estados límite	208
6.7.1.	Pórtico arriostrado bajo	208
6.7.2.	Pórtico no arriostrado bajo	212
6.7.3.	Pórtico arriostrado medio	213
6.7.4.	Pórtico no arriostrado medio	215

6.7.5. Pórtico arriostrado alto	216
6.7.6. Pórtico no arriostrado alto	217
6.7.7. Análisis de correlación	218
6.8. Resumen y discusión de resultados	222
7. CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y PROPUESTAS DE LINEAS DE TRABAJO FUTURO	225
7.1. Conclusiones y recomendaciones	225
7.2. Líneas de trabajo futuro	229
REFERENCIAS	231
ANEXO 1. Acelerogramas híbridos	237
A1.1. Requisitos de la Norma Colombiana NSR-98	239
A1.2. Método	241
A1.3. El caso de Manizales en Colombia	242
A1.3.1. Espectro de diseño	242
A1.3.2. Los acelerogramas	243
A1.4. Resultados y discusión	248
ANEXO 2. Archivo de entrada de datos a RUAUMOKO: Lanu14racel1.txt	254
ANEXO 3. Archivo de entrada de datos a RUAUMOKO: Lanu14acel1.txt	258
ANEXO 4. Tablas de resultados de simulación de Montecarlo	261

LISTADO DE FIGURAS

Figura 2.1.	Curvas de fragilidad de edificios clase 72 de ATC-13	8
Figura 2.2.	Escala de intensidad macrosísmica europea EMS-98	10
Figura 2.3.	Definición de los términos de cantidad en la escala de Intensidad macrosísmica europea EMS-98	11
Figura 2.4.	Representación de la matriz de probabilidad de daño de la clase E (EMS-98)	12
Figura 2.5.	Curvas de fragilidad obtenidas a partir de la matriz de probabilidad de daño según la escala de intensidad macrosísmica europea EMS-98	13
Figura 2.6.	Curva de capacidad de típica para un edificio de acero	19
Figura 2.7.	Espectro de capacidad típico para un edificio de acero	19
Figura 2.8.	Espectro de demanda representativo de suelos duros	20
Figura 2.9.	Curva de fragilidad estructural para la clase S1M-MC	24
Figura 2.10.	Curva de fragilidad estructural para la clase S2M-MC	24
Figura 2.11.	Curva de fragilidad no estructural para la clase S1M-MC-NSD	25
Figura 2.12.	Curva de fragilidad no estructural para la clase S2M-MC-NSD	26
Figura 2.13.	Curva de fragilidad no estructural para la clase S1M-MC-NSA	26
Figura 2.14.	Curva de fragilidad no estructural para la clase S2M-MC-NSA	27
Figura 3.1.	Pórtico resistente a momento en acero de $F_y = 248$ MPa (vigas) y $F_y = 343$ MPa (columnas) y con conexiones frágiles	48
Figura 3.2.	Curva de capacidad de un pórtico resistente a momentos con degradación de resistencia por rotura de conexiones viga columna	48
Figura 3.3.	Reducción de resistencia en conexiones frágiles	50
Figura 3.4.	Configuraciones típicas de pórticos arriostrados concéntricamente	51
Figura 3.5.	Configuraciones típicas de pórticos arriostrados excéntricamente	52
Figura 3.6.	Tasa de daño según tipo estructural de edificios del Distrito	

	Nada	54
Figura 3.7.	Tasa de daño de edificios con armazón de madera clasificadas según su período de construcción	54
Figura 3.8.	Curvas de fragilidad basadas en PGV para diferentes tipos estructurales	55
Figura 3.9.	Curvas de fragilidad para edificios de hormigón armado y de acero	56
Figura 3.10.	Edificación de mampostería reforzada con pórtico de acero, tipo M-S	57
Figura 3.11.	Edificación con pórtico de acero arriostrado, tipo SB	58
Figura 3.12.	Pórtico especial de acero con muros de mampostería, tipo M-S-F	58
Figura 3.13.	Proporción de los tipos estructurales investigados	59
Figura 3.14.	Grados de daño para el conjunto total de edificios en Bam	59
Figura 3.15.	Distribución en porcentaje del daño para todos los tipos estructurales	60
Figura 3.16.	Distribución en porcentaje del daño para las estructuras de acero	61
Figura 3.17.	Hotel Bam Azadi, con pórtico de acero, no mostró daño estructural	61
Figura 3.18.	Contorno de intensidades MSK para el sismo de Bam aplicando la clase de vulnerabilidad B	62
Figura 3.19.	Planta estructural del edificio en estudio	64
Figura 3.20.	Pórtico de acero resistente a momentos. Ver Figura 3.19	64
Figura 3.21.	Pórtico de acero arriostrado. Ver Figura 3.19	65
Figura 3.22.	Edificio en etapa de construcción	65
Figura 3.23.	Aspecto del montaje del edificio y detalle de las columnas	66
Figura 3.24.	Detalles de las conexiones	66
Figura 3.25.	Edificio de aulas de la Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales	67
Figura 4.1.	Esquema de relación momento-curvatura de una rótula	70

Figura 4.2.	Curva de capacidad del pórtico resistente a momentos del edificio prototipo	72
Figura 4.3.	Espectro de capacidad del pórtico resistente a momentos del edificio prototipo	72
Figura 4.4.	Espectro de capacidad del pórtico resistente a momentos del edificio prototipo y su representación bilineal	75
Figura 4.5.	Primera rótula plástica que aparece en el proceso de carga	76
Figura 4.6.	Condición estructural en el umbral del estado de daño moderado	77
Figura 4.7.	Condición estructural en el umbral del estado de daño severo	78
Figura 4.8.	Condición estructural en el umbral del estado de daño de colapso	79
Figura 4.9.	Espectro de capacidad bilineal con umbrales de daño	79
Figura 4.10.	Comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para pórticos de acero resistentes a momentos con las de HAZUS 99	81
Figura 4.11.	Espectros de demanda considerados	83
Figura 4.12.	Obtención punto de capacidad por demanda del pórtico resistente a momento del edificio prototipo, procedimiento A, ATC-40	83
Figura 4.13.	Obtención punto de capacidad por demanda del pórtico resistente a momento del edificio prototipo, método 1 Risk UE	84
Figura 4.14.	Histograma de probabilidad de daño para $S_d = 0.07$ m	86
Figura 4.15.	Curva de capacidad de pórtico arriostrado de baja altura	89
Figura 4.16.	Espectro de capacidad de pórtico arriostrado de baja altura con umbrales de daño	90
Figura 4.17.	Condición estructural en los umbrales de los estados de daño	90
Figura 4.18.	Comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para el pórtico bajo arriostrado con las que presenta HAZUS-99	92
Figura 4.19.	Histograma de probabilidad de daño para $S_d = 0.01$ m	92
Figura 4.20.	Pórtico resistente a momentos de baja altura	94
Figura 4.21.	Espectro de capacidad pórtico resistente a momentos de baja altura	94

Figura 4.22.	Condición estructural en los umbrales de los estados de daño en el pórtico resistente a momentos de baja altura	95
Figura 4.23.	Comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para el pórtico resistente a momentos de baja altura con las que presenta HAZUS-99	96
Figura 4.24.	Histograma de probabilidad de daño para $S_d = 0.058$ m	96
Figura 4.25.	Pórtico arriostrado de altura media	97
Figura 4.26.	Espectro de capacidad pórtico arriostrado de altura media	98
Figura 4.27.	Condición estructural en los umbrales de los estados de daño en el pórtico arriostrado de altura media	99
Figura 4.28.	Comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para el pórtico arriostrado de altura media con las que presenta HAZUS-99	100
Figura 4.29.	Histograma de probabilidad de daño para $S_d = 0.059$ m	100
Figura 4.30.	Pórtico resistente a momentos de altura media	101
Figura 4.31.	Espectro de capacidad pórtico resistente a momentos de altura media	102
Figura 4.32.	Condición estructural en los umbrales de los estados de daño en el pórtico resistente a momentos de altura media	103
Figura 4.33.	Comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para el pórtico resistente a momentos de altura media con las que presenta HAZUS-99	103
Figura 4.34.	Histograma de probabilidad de daño para $S_d = 0.103$ m	104
Figura 4.35.	Pórtico arriostrado de gran altura	105
Figura 4.36.	Espectro de capacidad arriostrado de gran altura	106
Figura 4.37.	Condición estructural en los umbrales de los estados de daño en el pórtico arriostrado de gran altura	108
Figura 4.38.	Comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para el pórtico arriostrado de gran altura con las que presenta HAZUS-99	109
Figura 4.39.	Histograma de probabilidad de daño para $S_d = 0.121$ m	109
Figura 4.40.	Pórtico resistente a momentos de gran altura	110
Figura 4.41.	Espectro de capacidad resistente a momentos de gran altura	111

Figura 4.42.	Condición estructural en los umbrales de los estados de daño en el pórtico resistente a momentos de gran altura	113
Figura 4.43.	Comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para el pórtico resistente a momentos de gran altura con las que presenta HAZUS-99	114
Figura 4.44.	Histograma de probabilidad de daño para $S_d = 0.169$ m	114
Figura 4.45.	Curvas de capacidad de los edificios bajo estudio	116
Figura 4.46.	Espectros de capacidad de los edificios bajo estudio y espectro de demanda elástico de las NSR-98	116
Figura 4.47.	Espectros de capacidad de los edificios bajo estudio y de demanda: corresponde a la Figura 4.46 en el rango entre 0 y 0,3 s	117
Figura 4.48.	Histogramas de probabilidad de daño de los edificios bajo estudio	118
Figura 4.49	Estado de daño medio de los edificios estudiados	119
Figura 4.49	Distribuciones de probabilidad de daño para clase C, D, E y F, de la EMS-98	122
Figura 4.50.	Funciones de pertenencia a clases de vulnerabilidad de acuerdo con el índice de vulnerabilidad V_I	123
Figura 5.1.	Sismo Benioff Calima	127
Figura 5.2.	Sismo Benioff sintético	128
Figura 5.3.	Sismo Romeral deconvolución	128
Figura 5.4.	Sismo Romeral sintético	129
Figura 5.5.	Espectros de respuesta de sismos de proyecto de Manizales y comparación con espectro de proyecto de la NSR-98	129
Figura 5.6.	Espectros de respuesta de sismos de proyecto de Manizales escalados para el pórtico resistente a momentos del edificio prototipo y comparación con el espectro de proyecto de la NSR-98	130
Figura 5.7.	Espectros de respuesta de sismos de proyecto de Manizales escalados para el pórtico arriostrado bajo y comparación con el espectro de proyecto de la NSR-98	130
Figura 5.8.	Espectro de respuesta del sismo Benioff Calima escalado por bandas. Bandas frecuenciales de filtrado y sus factores:	

	(0-0,83) x 2,0; (0,83-Infinito) x 1,7	131
Figura 5.9.	Espectro de respuesta del sismo Benioff sintético escalado por bandas. Bandas frecuenciales de filtrado y sus factores: (0-0,4) x 18,0; (0,4-0,56) x 7,0; (0,56-0,8) x 5,0; (0,8-2,0) x 7,0 y (2,0-Infinito) x 4,66	132
Figura 5.10.	Espectro de respuesta del sismo Romeral deconvolución escalado por bandas. Bandas frecuenciales de filtrado y sus factores: (0-0,5) x 17,0; (0,5-0,83) x 0,6; (0,83-1,25) x 3,4; (1,25-3,3) x 1,5 y (3,3-Infinito) x 0,85	132
Figura 5.11.	Espectro de respuesta del sismo Romeral sintético escalado por bandas. Bandas frecuenciales de filtrado y sus factores:	133
Figura 5.12.	Sismo de Kobe	134
Figura 5.13.	Sismo de Northridge	134
Figura 5.14.	Sismo de El Centro	135
Figura 5.15.	Espectros de respuesta de otros sismos escalados para el pórtico resistente a momentos del edificio prototipo y comparación con el espectro de proyecto de las NSR-98	135
Figura 5.16.	Espectros de respuesta de otros sismos escalados para el pórtico arriostrado bajo y comparación con espectro de proyecto de las NSR-98	136
Figura 5.17.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Benioff Calima escalado	137
Figura 5.18.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Benioff sintético escalado	137
Figura 5.19.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral deconvolución escalado	138
Figura 5.20.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral sintético escalado	138
Figura 5.21.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Kobe	139
Figura 5.22.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Northridge escalado	139
Figura 5.23.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de El Centro escalado	140
Figura 5.24.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Benioff Calima escalado	143

Figura 5.25.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Benioff sintético escalado	144
Figura 5.26.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral deconvolución escalado	144
Figura 5.27.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral sintético escalado	145
Figura 5.28.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Kobe escalado	145
Figura 5.29.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Northridge	146
Figura 5.30.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de El Centro escalado	146
Figura 5.31.	Histograma de probabilidad de daño para $S_d = 0.021$ m	147
Figura 5.32.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Benioff Calima escalado	148
Figura 5.33.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Benioff sintético escalado	149
Figura 5.34.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral deconvolución escalado	149
Figura 5.35.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral sintético escalado	150
Figura 5.36.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Kobe	150
Figura 5.37.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Northridge	151
Figura 5.38.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de El Centro escalado	151
Figura 5.39.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Benioff Calima escalado	153
Figura 5.40.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Benioff sintético escalado	154
Figura 5.41.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral deconvolución escalado	154
Figura 5.42.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral sintético escalado	155
Figura 5.43.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Kobe	155

Figura 5.44.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Northridge	156
Figura 5.45.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de El Centro escalado	156
Figura 5.46.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Benioff Calima escalado	158
Figura 5.47.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Benioff sintético escalado	158
Figura 5.48.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral deconvolución escalado	159
Figura 5.49.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral sintético escalado	159
Figura 5.50.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Kobe	160
Figura 5.51.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Northridge	160
Figura 5.52.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de El Centro escalado	161
Figura 5.53.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Benioff Calima escalado	163
Figura 5.54.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Benioff sintético escalado	163
Figura 5.55.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral deconvolución escalado	164
Figura 5.56.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral sintético escalado	164
Figura 5.57.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Kobe	165
Figura 5.58.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Northridge	165
Figura 5.59.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de El Centro escalado	166
Figura 5.60.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Benioff Calima escalado	168
Figura 5.61.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Benioff sintético escalado	169
Figura 5.62.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral deconvolución escalado	169

Figura 5.63.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral sintético escalado	170
Figura 5.64.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Kobe	170
Figura 5.65.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Northridge	171
Figura 5.66.	Historia de desplomes de piso bajo el sismo de El Centro escalado	171
Figura 5.67.	Histogramas de probabilidad de daño de los edificios bajo estudio	175
Figura 5.68.	Espectros de respuesta del sismo Romeral deconvolución escalados para los pórticos arriostrado y resistente a momento de gran altura y comparación con el espectro de proyecto de la NSR-98	176
Figura 5.69.	Historia de desplomes de piso del edificio prototipo no rigidizado sometido al sismo Romeral deconvolución escalado por bandas. Máximo desplome=0.013	177
Figura 5.70.	Historia de desplomes de piso del edificio arriostrado bajo sometido al sismo Romeral deconvolución escalado por bandas. Máximo desplome=0.003	178
Figura 5.71.	Historia de desplomes de piso del edificio resistente a momentos bajo sometido al sismo Benioff Calima escalado por bandas. Máximo desplome=0.011	178
Figura 5.72.	Historia de desplomes de piso del edificio arriostrado medio sometido al sismo Romeral deconvolución escalado por bandas. Máximo desplome=0.005	179
Figura 5.73.	Historia de desplomes de piso del edificio resistente a momentos medio sometido al sismo Benioff Calima escalado por bandas. Máximo desplome=0.016	179
Figura 5.74.	Historia de desplomes de piso del edificio arriostrado alto sometido al sismo Benioff sintético escalado por bandas. Máximo desplome=0.006	180
Figura 5.75.	Historia de desplomes de piso del edificio resistente a momentos alto sometido al sismo Benioff Calima escalado por bandas. Máximo desplome=0.009	180
Figura 6.1.	Detalle del sistema de sujeción de las columnas a la cimentación	183
Figura 6.2.	Espectros de respuesta de proyecto según las NSR-98 y SISMan	187
Figura 6.3.	Acelerogramas de 200 sismos generados con el programa Yehwen-Promenvir-cb2	190

Figura 6.4.	Espectros de respuesta de 200 acelerogramas generados, del acelerograma medio, medio+3 σ , de las NSR-98 y del SISMAN	190
Figura 6.5.	Dimensiones principales de una sección transversal	191
Figura 6.6.	Histograma y curva ajustada para la tensión de plastificación del acero A36	193
Figura 6.7.	Histograma y curva de ajuste para la carga de ocupación	194
Figura 6.8.	Esquema de relación momento-curvatura de una rótula	196
Figura 6.9.	Pórtico arriostrado de baja altura	197
Figura 6.10.	Pórtico resistente a momentos de baja altura	198
Figura 6.11.	Pórtico arriostrado de altura media (siete pisos)	199
Figura 6.12.	Pórtico resistente a momentos de altura media	200
Figura 6.13.	Pórtico alto arriostrado (trece pisos)	202
Figura 6.14.	Pórtico alto resistente a momentos (trece pisos)	204
Figura 6.15.	Probabilidades de excedencia en pórticos arriostrados bajos	211
Figura 6.16.	Probabilidades de excedencia en pórticos no arriostrados bajos	213
Figura 6.17.	Probabilidades de excedencia en pórticos arriostrados medianos	214
Figura 6.18.	Probabilidades de excedencia en pórticos no arriostrados medianos	216
Figura 6.19.	Probabilidades de excedencia en pórticos arriostrados altos	217
Figura 6.20.	Probabilidades de excedencia en pórticos no arriostrados altos	218
Figura 6.21.	Correlación de Pearson entre variables de entrada y variables de salida	220
Figura 6.22.	Correlación de Pearson entre variables de entrada y variables de salida	220
Figura 6.23.	Correlación de Pearson entre variables de entrada y variables de salida	221
Figura 6.24.	Correlación de Pearson entre variables de entrada y variables de salida	221

Figura 7.1.	Escala de intensidad macrosísmica europea EMS-98 con la nueva clasificación de las estructuras de acero propuesta	226
Figura A1.1.	Espectro de respuesta elástica 5% amortiguada establecido en la norma sismorresistente de Colombia NSR-98	242
Figura A1.2.	Espectro de diseño para el emplazamiento del edificio de estudio en Manizales. Se ha tomado $A_a=0.25$ g, $I=1.1$ por tratarse de un centro de educación superior, y $S=1.5$ que corresponde a un suelo tipo 3	243
Figura A1.3.	Espectro de diseño para el emplazamiento del edificio de estudio en Manizales. Se ha tomado $A_a=0.25$ g, $I=1.1$ por tratarse de un centro de educación superior, y $S=1.5$ que corresponde a un suelo tipo 3	243
Figura A1.4.	Acelerogramas recomendados en el estudio de microzonificación sísmica de Manizales para efectuar análisis dinámicos. Para facilitar la comparación, en los dominios del tiempo y de la frecuencia se ha utilizado la misma escala para los cuatro acelerogramas, tanto en el eje x, respectivamente tiempo (s) y periodo (s), como en el eje y, respectivamente aceleración (g) y espectro de amplitud de Fourier (cm/s)	245
Figura A1.5.	Acelerogramas que resultan de aplicar los filtros construidos en base a las frecuencias definidas en la Tabla A1.5, al acelerograma Romeral-Deconvolución incluido en la Figura A1.4. A la izquierda se muestran las siete señales en el dominio del tiempo. A la derecha se muestran en el dominio de las frecuencias, junto con el espectro de amplitudes de Fourier del acelerograma original	246
Figura A1.6.	Arriba: Espectros de respuesta del acelerograma original y de los siete acelerogramas de la Figura A1.5. Abajo: espectros de respuesta del acelerograma original y del acelerograma escalado por bandas. En ambos casos se dibujan los espectros de diseño y límites del 80 y 120%	247
Figura A1.7.	Acelerograma original y escalado. Arriba en el dominio del tiempo. Abajo: espectros de amplitudes de Fourier, en función del período y de la frecuencia. Se muestran también los periodos y frecuencias de la Tabla A1.1.	248
Figura A1.8.	Comparación de espectros de respuesta y espectros de diseño para el acelerograma <i>Benioff-Calima</i>	249
Figura A1.9.	Comparación de espectros de respuesta y espectros de diseño para el acelerograma <i>Benioff-Sintético</i>	249
Figura A1.10	Comparación de espectros de respuesta y espectros de diseño	

	para el acelerograma <i>Romeral-Sintético</i>	250
Figura A1.11	Acelerogramas originales y escalados en el dominio del tiempo y de la frecuencia. Se observa cómo los acelerogramas escalados son compatibles con los originales	251
Figura A1.12	Comparación de los espectros de diseño, los espectros de los acelerogramas originales y de los acelerogramas híbridos. Se incluyen también los períodos propios de los edificios metálicos considerados	252
Figura A1.13	Comparación de los espectros de diseño y del espectro medio de respuesta de los cuatro acelerogramas escalados por bandas	253

LISTADO DE TABLAS

Tabla 2.1.	Estados de daño del ATC-13. Se dan los intervalos y el valor central del factor de daño descrito en la Ecuación 2.1	7
Tabla 2.2.	Matriz de probabilidad de daño de la clase 72 de ATC-13	8
Tabla 2.3.	Daños esperados en edificios según la escala macrosísmica europea EMS-98 (Solo se incluyen las clases de vulnerabilidad que comprenden las estructuras de acero)	11
Tabla 2.4.	Cálculo de la matriz de probabilidad de daño de la clase E de la EMS-98	12
Tabla 2.5.	Matriz de probabilidad acumulada de daño de la clase E de la EMS-98	13
Tabla 2.6.	Tipos estructurales de acero según HAZUS-99	15
Tabla 2.7.	Parámetros de HAZUS 99 para la obtención de curvas de fragilidad estructural de edificios diseñados con nivel medio de normativa sísmica	27
Tabla 2.8.	Parámetros de HAZUS 99 para fragilidad no estructural sensible al desplome de edificios diseñados con nivel medio de normativa sísmica	25
Tabla 2.9.	Parámetros de HAZUS 99 para fragilidad no estructural sensible a la aceleración de edificios diseñados con nivel medio de normativa sísmica	27
Tabla 2.10.	Relación demanda capacidad con coeficientes λ para niveles de confianza específicos y factores de incertidumbre β_{UT}	37
Tabla 2.11.	Niveles de confianza mínimos recomendados	38
Tabla 2.12.	Coefficiente de incertidumbre analítico para la demanda de desplome local γ_a	38
Tabla 2.13.	Coefficiente de variabilidad para la demanda de desplome local γ	39
Tabla 2.14.	Capacidad de desplome relativo local C según el comportamiento global y factor de resistencia ϕ para edificios regulares	40
Tabla 2.15.	Coefficiente de incertidumbre β_{UT} para la evaluación del desplome relativo local limitado por la respuesta global de la estructura	40
Tabla 2.16.	Coefficiente de incertidumbre β_{UT} para la evaluación del desplome relativo local limitado por la respuesta local de la conexión	41

Tabla 2.17.	Coeficiente de incertidumbre analítico γ_a y coeficiente de incertidumbre total β_{UT} para la evaluación de las columnas a compresión	42
Tabla 3.1.	Resumen de daño en el Distrito Nada debido al sismo de Kobe	53
Tabla 3.2.	Parámetros de curvas de fragilidad para edificios japoneses	55
Tabla 3.3.	Distribución en porcentaje del daño por tipo estructural	60
Tabla 4.1.	Parámetros de modelación y umbrales para los estados de prestaciones	71
Tabla 4.2.	Umbrales de daño	79
Tabla 4.3.	Probabilidades de ocurrencia de los estados de daño	80
Tabla 4.4.	Umbrales y desviaciones estándar lognormal para los estados de daño	80
Tabla 4.5.	Umbrales y desviaciones estándar lognormal según HAZUS 99	81
Tabla 4.6.	Aplicación método RISK-UE para obtención del punto de capacidad por demanda	85
Tabla 4.7.	Desplazamientos espectrales de puntos de capacidad por demanda	85
Tabla 4.8.	Matriz de probabilidad de daño	86
Tabla 4.9.	Comportamiento plástico pórtico arriostrado de baja altura	88
Tabla 4.10.	Parámetros de deformación en umbrales de daño del pórtico arriostrado de baja altura	91
Tabla 4.11.	Umbrales y desviaciones estándar lognormal para los estados de daño	91
Tabla 4.12.	Comportamiento plástico pórtico resistente a momentos de baja altura	94
Tabla 4.13.	Parámetros de deformación en umbrales de daño del pórtico resistente a momentos de baja altura	95
Tabla 4.14.	Comportamiento plástico pórtico arriostrado de altura media	98
Tabla 4.15.	Parámetros de deformación en umbrales de daño del pórtico arriostrado de altura media	98

Tabla 4.16.	Comportamiento plástico pórtico resistente a momentos de altura media	102
Tabla 4.17.	Parámetros de deformación en umbrales de daño del pórtico resistente a momentos de altura media	104
Tabla 4.18.	Comportamiento plástico pórtico arriostrado de gran altura	106
Tabla 4.19.	Parámetros de deformación en umbrales de daño del pórtico arriostrado de gran altura	108
Tabla 4.20.	Comportamiento plástico pórtico resistente a momentos de gran altura	111
Tabla 4.21.	Parámetros de deformación en umbrales de daño del pórtico resistente a momentos de gran altura	113
Tabla 4.22.	Dimensiones, pesos de la estructura y períodos de los edificios estudiados	115
Tabla 4.23.	Coefficientes A, B y C para expresar los umbrales de daño en función de los puntos del espectro bilineal (Ecuaciones (4.10) a (4.13))	117
Tabla 4.24.	Puntos de capacidad por demanda y sus correspondientes desplomes relativos de piso máximos	117
Tabla 4.25.	Vectores de probabilidad de daño y estado de daño medio	118
Tabla 4.26.	Umbrales de estados de daño propuestos	121
Tabla 4.27.	Clasificación de acuerdo con la EMS-98 de los edificios bajo estudio	123
Tabla 5.1.	Valores máximos de desplome en pórtico resistente a momentos del edificio prototipo no rigidizado	140
Tabla 5.2.	Evaluación de comportamiento de acuerdo con FEMA 351	142
Tabla 5.3.	Valores máximos de desplome en pórtico arriostrado	147
Tabla 5.4.	Valores máximos de desplome en pórtico resistente a momentos bajo	152
Tabla 5.5.	Evaluación de comportamiento de acuerdo con FEMA 351 (Variables calculadas como se explicó en la Tabla 5.2)	152
Tabla 5.6.	Valores máximos de desplome en pórtico arriostrado de altura media	157

Tabla 5.7.	Valores máximos de desplome pórtico resistente a momentos de altura media	161
Tabla 5.8.	Evaluación de comportamiento de acuerdo con FEMA 351 (Variables calculadas como se explicó en la Tabla 5.2)	162
Tabla 5.9.	Valores máximos de desplome en pórtico arriostrado de gran altura	167
Tabla 5.10.	Valores máximos de desplome en pórtico resistente a momentos de gran altura	172
Tabla 5.11.	Evaluación de comportamiento de acuerdo con FEMA 351 (Variables calculadas como se explicó en la Tabla 5.2)	173
Tabla 6.1.	Variables de modelación de la acción sísmica	189
Tabla 6.2.	Tolerancias de las secciones de acero, en mm	191
Tabla 6.3.	Variación estocástica de las propiedades de la sección transversal de los miembros del pórtico arriostrado bajo	192
Tabla 6.4.	Variación estocástica de las propiedades de la sección transversal de los miembros del pórtico resistente a momentos bajo	192
Tabla 6.5.	Valores del factor R_y para diferentes tipos de miembros estructurales	192
Tabla 6.6.	Variación estocástica de las propiedades mecánicas del acero y de las cargas verticales actuantes en los edificios	194
Tabla 6.7.	Principales tipos de estructuras de acero y valores escogidos en este estudio	195
Tabla 6.8.	Comportamiento plástico pórtico arriostrado de baja altura	197
Tabla 6.9.	Comportamiento plástico pórtico resistente a momentos de baja altura	198
Tabla 6.10.	Comportamiento plástico pórtico arriostrado de altura media	199
Tabla 6.11.	Comportamiento plástico pórtico resistente a momentos de altura media	201
Tabla 6.12.	Comportamiento plástico pórtico alto arriostrado	203
Tabla 6.13.	Comportamiento plástico pórtico alto resistente a momentos	205
Tabla 6.14.	Resistencia nominal según tipo de solicitud en edificios de 3 y 7 pisos	206

Tabla 6.15.	Resistencia nominal según tipo de solicitud en edificios de 13 pisos	207
Tabla 6.16.	Resultados de simulación de Monte Carlo en pórtico bajo arriostrado	209
Tabla 7.1.	Umbral de estados de daño propuestos	227
Tabla A1.1.	Periodos, frecuencias y coeficientes de amplificación utilizados para hacer compatibles los espectros de respuesta de diseño y el espectro de respuesta lineal 5% amortiguada del acelerograma <i>Romeral-Deconvolución</i>	244
Tabla A4.1.	Resultados de simulación de Montecarlo en el pórtico bajo arriostrado	263
Tabla A4.2.	Resultados de simulación de Montecarlo en el pórtico bajo no arriostrado	265
Tabla A4.3.	Resultados de simulación de Montecarlo en el pórtico medio arriostrado	270
Tabla A4.4.	Resultados de simulación de Montecarlo en el pórtico medio no arriostrado	274
Tabla A4.5.	Resultados de simulación de Montecarlo en el pórtico alto arriostrado	283
Tabla A4.6.	Resultados de simulación de Montecarlo en el pórtico alto no arriostrado	290

LISTADO DE CUADROS

Cuadro 2.1.	Daño estructural en la clase S1 según HAZUS-99	17
Cuadro 2.2.	Daño estructural en la clase S2 según HAZUS-99	18
Cuadro 2.3.	Descripción de niveles de comportamiento de componentes no estructurales de edificios	30
Cuadro 2.4.	Descripción de niveles de comportamiento estructural	31
Cuadro 2.5.	Criterios de selección de método de análisis estructural	34
Cuadro 2.6.	Parámetros de comportamiento que requieren evaluación de confianza	35
Cuadro 3.1.	Descripción de clases de edificios de acero según HAZUS-99	46

Capítulo 1

Introducción

Las estructuras de acero ocupan un lugar muy importante en el panorama de las construcciones civiles. Sea por razones arquitectónicas o estructurales, constituyen una respuesta favorable a muchos requerimientos de la industria de la construcción. Una característica notable del acero como material de construcción es que sus propiedades físicas y mecánicas están muy bien determinadas, lo cual, aunado al alto control de calidad de sus procesos de producción, resulta en que su comportamiento mecánico pueda predecirse con un alto grado de confiabilidad.

Sin embargo, también es cierto que, para este tipo de estructuras, la respuesta de los elementos individuales que la componen y de sus conexiones puede verse afectada por muy diversos factores pudiendo llegar a comprometer una respuesta global satisfactoria de la edificación. Así, la configuración estructural, por ejemplo, resultará en que algunos miembros sean solicitados principalmente por fuerza axial o por momento flector, con las consecuentes diferencias en sus estados de tensiones y deformaciones y en la respuesta global que se hará manifiesta cuando el conjunto sea sometido a la excitación sísmica. Por otro lado, la resistencia relativa entre sus diferentes miembros determinará en parte el tipo de mecanismo de falla que se presente. Para ilustrarlo, una columna débil puede provocar un colapso súbito bajo cargas relativamente bajas, muy inferiores a las que podrían soportarse con una mejor distribución del material. Las conexiones juegan también un papel muy importante pues, de no ser lo suficientemente dúctiles, fallarán antes de que se desarrollen en los miembros las tensiones correspondientes a su máxima resistencia, o, aún si la alcanzara, podrían fallar al cabo de algunos ciclos de histéresis poniendo en evidencia su incapacidad de disipar energía en ciclos de deformación.

¿Cuánto pesa cada uno de estos factores, y otros, en el comportamiento del conjunto? ¿Qué estados de daño se presentarán desde el comportamiento elástico hasta el de falla en cada caso y bajo qué valores de desplazamiento espectral? ¿Qué variabilidad estadística presentan esos valores de desplazamiento espectral asociados a cada estado de daño? Estos son algunos de los interrogantes que se pretende responder mediante esta investigación.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo principal

Evaluar la vulnerabilidad sísmica de los principales tipos de edificios de acero.

1.1.2. Objetivos secundarios

1. Estudiar el comportamiento no lineal, lo cual incluye:
 - a. Analizar las rutas de plastificación que siguen los edificios de acero desde su comportamiento elástico hasta el de plastificación total y, aún más allá, hasta alcanzar niveles de deformación asociados a daño completo o colapso. Conlleva correlacionar diferentes estados de daño con sus correspondientes parámetros de demanda, como el desplazamiento espectral, así como determinar su variabilidad estadística.
 - b. Estudiar las fuentes de degradación de resistencia que pueden incidir en una falla más temprana de la estructura o en una que sea de naturaleza frágil.
2. Analizar el daño sísmico observado en edificios de acero.
3. Contribuir a precisar la vulnerabilidad sísmica propia de cada tipología estructural de acero y, con ello, a desglosar la clase de estructuras de acero de la EMS-98.
4. Analizar críticamente las curvas de fragilidad propuestas por otros, como por ejemplo HAZUS 99, para estructuras de acero.
5. Hacer recomendaciones concretas sobre la manera de reducir la vulnerabilidad de estructuras metálicas existentes.

1.2. Grado de innovación y alcance del estudio

Esta investigación tiene como aspecto innovador lograr la confluencia de tres enfoques distintos para ahondar en el conocimiento de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de acero. El primero es el de la vulnerabilidad observada en sismos pasados documentada en informes de evaluación post-sísmica; el segundo es el de la vulnerabilidad calculada a partir de análisis estructurales no lineales, tanto estáticos como dinámicos, de acuerdo con los métodos convencionales para estos análisis; y, el tercero, es la evaluación de la vulnerabilidad a través de la evaluación probabilística de los procedimientos de cálculo estructural.

Esta investigación se apoya en la simulación por Monte Carlo del proceso de degradación que se produce en estructuras de acero sometidas a acciones sísmicas. Dicha simulación se lleva a cabo partiendo de modelos estructurales y computacionales que consideran la no-linealidad constitutiva de las estructuras.

1.3. Metodología

Esta investigación se inicia con el estudio de un edificio prototipo existente y sus diferentes opciones de reforzamiento y posteriormente se extiende a edificios similares en planta pero de diferentes alturas para cubrir las seis subclases de edificios de acero predominantes. Los edificios que se han escogido como representativos de cada una de estas subclases se han proyectado de acuerdo con el mismo código de construcción, las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98 (AIS 1998), y para el mismo grado de peligrosidad sísmica. Se han aplicado en ellos procedimientos de análisis no lineal, tanto estáticos como dinámicos, considerando incertidumbres tanto en las características de los modelos estructurales como en las de la acción sísmica y llevando a cabo análisis estocásticos. Para efectos de la realización de los cálculos no lineales se ha usado el programa de análisis no lineal RUAUMOKO (Carr 2002) mientras que en los análisis estocásticos se ha utilizado la plataforma STAC (CIMNE 2002).

1.4. Contenido de la memoria

En el capítulo 2 se presenta el estado del arte. Se explican las dos vertientes que se han desarrollado para determinar la propensión de las estructuras de acero a sufrir daño a causa de la acción sísmica: la vulnerabilidad observada y la vulnerabilidad calculada y se muestran los avances que se han logrado en cada una de ellas, como son la escala de intensidad macrosísmica europea de 1998 EMS-98 (Grünthal 1998, 2003) y las curvas de fragilidad de *Earthquake Loss Estimation Methodology (HAZUS 99)*. Se complementa el capítulo con las pautas formuladas en *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Building, FEMA 351* (FEMA 2000b) y finalmente se presentan los conceptos fundamentales de la calibración de los códigos de construcción.

El capítulo 3 contiene una descripción de los sistemas estructurales de acero más ampliamente difundidos y de los factores que más inciden en su vulnerabilidad. Se presenta también una reseña histórica del daño observado en los edificios de acero en evaluaciones postsísmicas. El capítulo concluye con una descripción detallada de un edificio de acero, construido por la Universidad Nacional de Colombia en la ciudad de Manizales y que se usará como edificio prototipo en la parte inicial de esta investigación.

El cálculo de la vulnerabilidad sísmica de los edificios de acero mediante el método estático no lineal es el tema del capítulo 4. Se explica paso a paso la obtención de curvas de capacidad, espectros de capacidad, espectros de capacidad bilineales, umbrales de daño, curvas de fragilidad, puntos de capacidad por demanda y matrices de

probabilidad de daño para cada una de las subclases estudiadas. El análisis de resultados permite expresar los umbrales de los estados de daño en función de los puntos característicos de espectro de capacidad bilineal. El capítulo concluye con una nueva propuesta de clasificación de las estructuras de acero de acuerdo con la EMS-98.

El capítulo 5 se dedica al estudio de la vulnerabilidad sísmica mediante el análisis dinámico no lineal. Se aplican los procedimientos especificados en las NSR-98 (AIS 1998) a los pórticos representativos de las diferentes subclases de los edificios de acero. Se evalúan los resultados de acuerdo con las curvas de fragilidad encontradas en el capítulo anterior y con los criterios de *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Building, FEMA 351* (FEMA 2000b). El análisis de resultados permite hacer una diferenciación interesante entre el comportamiento bajo cargas de proyecto y bajo cargas últimas.

En el capítulo 6 se lleva a cabo un estudio estocástico detallado que considera la variabilidad probabilística de la acción sísmica, de las cargas verticales y de las propiedades físicas y mecánicas de los miembros estructurales. Se calcula la probabilidad de excedencia de los diversos estados límite y la probabilidad de excedencia de los umbrales de los distintos estados de daño. Se incluye un análisis de correlación entre las variables de entrada y las de salida para determinar cuáles de las primeras inciden más en el comportamiento de la estructura.

En el capítulo 7 se presentan las conclusiones y recomendaciones producto de esta investigación y se traza el derrotero de futuras investigaciones.

Capítulo 2

Estado del conocimiento

Conocer, con un grado de incertidumbre aceptable a cuánto daño y de qué tipo se hallan expuestos los edificios de una determinada clase en función de sus propiedades estructurales y de la peligrosidad sísmica propia del lugar de emplazamiento es una meta deseable para diseñadores, constructores, aseguradores, encargados de oficinas gubernamentales para la prevención y atención de desastres y, por supuesto, propietarios.

2.1 Introducción

Hoy en día en muchas regiones de la Tierra se reconoce la importancia de evaluar la vulnerabilidad sísmica de los edificios. El mero hecho de que una obra civil haya sido objeto de un proyecto sísmico no garantiza que su comportamiento ante un evento de esta naturaleza sea siquiera aceptable. Por otra parte, en muchas zonas urbanas se cuenta con un importante inventario de edificios que de hecho fueron construidos sin ningún diseño sísmico, y en este caso es aún mayor la necesidad de evaluar su vulnerabilidad sísmica con miras a determinar las medidas correctivas que deben tomarse. Además, con el fin de que las autoridades locales puedan elaborar los planes de atención de emergencias, es necesario establecer y cuantificar los tipos de daños que ocurrirán en las diversas clases de edificios y en las líneas vitales, así como el número de heridos y víctimas fatales que son de esperar, cuando se produzca un temblor de características compatibles con la peligrosidad sísmica de la zona.

Para efectos de su evaluación, la predisposición de los edificios de acero a sufrir daño ante la ocurrencia de una acción sísmica se expresa en la forma de matrices de probabilidad de daño o en la forma de funciones de fragilidad. Tanto en unas como en otras la acción sísmica se especifica mediante un parámetro útil para caracterizarla como puede ser el desplazamiento espectral (S_d), el pico de aceleración del suelo (PGA), el pico de velocidad del suelo (PGV), o la intensidad del sismo de acuerdo con una de las escalas de intensidad macrosísmica.

Las escalas de intensidad macrosísmica se originaron al obtener los daños causados por sismos mediante inspecciones en las zonas afectadas por terremotos. Este proceso permite obtener la denominada vulnerabilidad observada. La vulnerabilidad de los

edificios que pertenecen a una misma tipología también puede cuantificarse mediante el cálculo de su respuesta sísmica no lineal, en cuyo caso se denomina vulnerabilidad calculada (Barbat 1998). A continuación se aborda el tema de la vulnerabilidad sísmica desde estos dos diferentes enfoques.

2.2. Vulnerabilidad observada

La vulnerabilidad observada cuantifica la resistencia sísmica de un edificio a partir de datos de daño ocurridos en sismos pasados. En principio este método de evaluación de la vulnerabilidad, da información certera por cuanto se basa en el comportamiento real que se ha hecho evidente en el pasado. Permite usar información registrada aún en siglos anteriores para establecer las pérdidas esperadas en el futuro (Spence 2007). Si dicha información es escasa en una determinada zona se verá limitada su aplicación. Asimismo se ve restringida su aplicación a sistemas estructurales tradicionales, es decir, no podrá aplicarse a sistemas constructivos innovadores mientras estos no se vean sometidos a la acción sísmica.

2.2.1. ATC-13

El Consejo de Tecnología Aplicada (*Applied Technology Council*, ATC) es una sociedad sin ánimo de lucro con sede en California cuyo objetivo es asesorar y asistir a profesionales en el campo de la ingeniería civil y la arquitectura. Por encargo de la Agencia Federal para la Gestión de Emergencias (*Federal Emergency Management Agency*, FEMA), elaboró el informe *Earthquake Damage Evaluation Data for California*, ATC-13 (ATC 1985), en el que se aplica el método Delphi para obtener matrices de probabilidad de daño a partir de la opinión de expertos. Este método fue desarrollado para las fuerzas aéreas a principios de los años 50, aunque no fue publicado hasta mediados de los 60. Consiste en tratar estadísticamente la opinión de expertos sobre un tema determinado, incluyendo el nivel de conocimiento del experto en el tema así como el nivel de confianza que este deposita en la opinión manifestada. (Pujades y Barbat 2004).

Una evaluación completa del daño y de las pérdidas causadas por un terremoto debe incluir la estimación del daño físico directo, del coste social y del coste económico. En el ATC-13 se consideran las siguientes pérdidas: 1) daño físico directo, 2) muertos y heridos y 3) pérdida de la operatividad y tiempo de restauración del servicio. Para cada uno de estos tipos de pérdidas, se proporcionan fórmulas para su evaluación cuantitativa. También se incluyen matrices de probabilidad de daño, cuyos elementos representan la probabilidad de que se alcance, sin ser excedido, un estado de daño cuando la estructura se ve sometida a una acción sísmica de una determinada intensidad. Estos estados de daño están representados en las matrices de probabilidad de daño mediante un valor central del factor de daño, cuyo valor se indica en la Tabla 2.1. El factor de daño se calcula con la expresión:

$$\text{Factor de daño} = \frac{\text{Pérdida económica}}{\text{Valor de reposición}} \quad (2.1)$$

Estado de daño	Factor de daño (Rango)	Factor de daño (Valor Central)	Descripción
1: Sin daño	0	0	No hay daños.
2: Insignificante	0-0,01	0,005	Daños mínimos y localizados. No se requiere reparación para mantener la operatividad.
3: Leve	0,01-0,10	0,05	Daños significativos localizados en algunos miembros estructurales que normalmente no necesitan reparación para mantener la operatividad.
4: Moderado	0,10-0,30	0,20	Daños significativos localizados en bastantes miembros y que precisan reparación.
5: Fuerte	0,30-0,60	0,45	Daño generalizado. Se requiere efectuar importantes reparaciones.
6: Grave	0,60-0,99	0,80	Daños graves extendidos que pueden resultar en que el edificio sea desmontado, derribado o reparado.
7: Destrucción	1,00	1,00	Destrucción total de la mayor parte del edificio.

Tabla 2.1. Estados de daño del ATC-13. Se dan los intervalos y el valor central del factor de daño descrito en la Ecuación 2.1

En el ATC-13 (ATC 1985) se determinan cuarenta clases de edificios y de cada una se presenta una matriz de probabilidad de daño obtenida a partir del juicio de expertos y asumiendo que la función beta es la que mejor se ajusta a la distribución estadística del daño. Las trece clases pertenecientes a los edificios de acero se alistan a continuación y en la Tabla 2.2 se presenta, a manera de ejemplo, la matriz de probabilidad de daño de la clase 72, pórticos de acero resistentes a momento distribuidos en toda la planta del edificio, de baja altura. En la Figura 2.1 se presenta gráficamente la misma información en la forma de curvas de fragilidad.

<u>Tipo de edificio</u>	<u>Clase número</u>
Edificios metálicos livianos (baja altura)	2
Pórticos de acero arriostrados	
a. De baja altura	12
b. De altura media	13
c. De gran altura	14
Pórticos resistentes a momento solo en el perímetro	
a. De baja altura	15
b. De altura media	16
c. De gran altura	17
Pórticos resistentes a momento distribuidos	
a. De baja altura	72
b. De altura media	73
c. De gran altura	74

Factor de daño	Intensidad de Mercalli Modificada						
	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0,00	34,2	6,3					
0,005	55,6	43,6	6,8	0,1			
0,05	10,2	50,1	93,1	94,1	47,8	8,1	
0,20			0,1	5,8	52,2	82,4	39,2
0,45						9,5	60,8
0,80							
1,00							

Tabla 2.2. Matriz de probabilidad de daño de la clase 72 de ATC-13

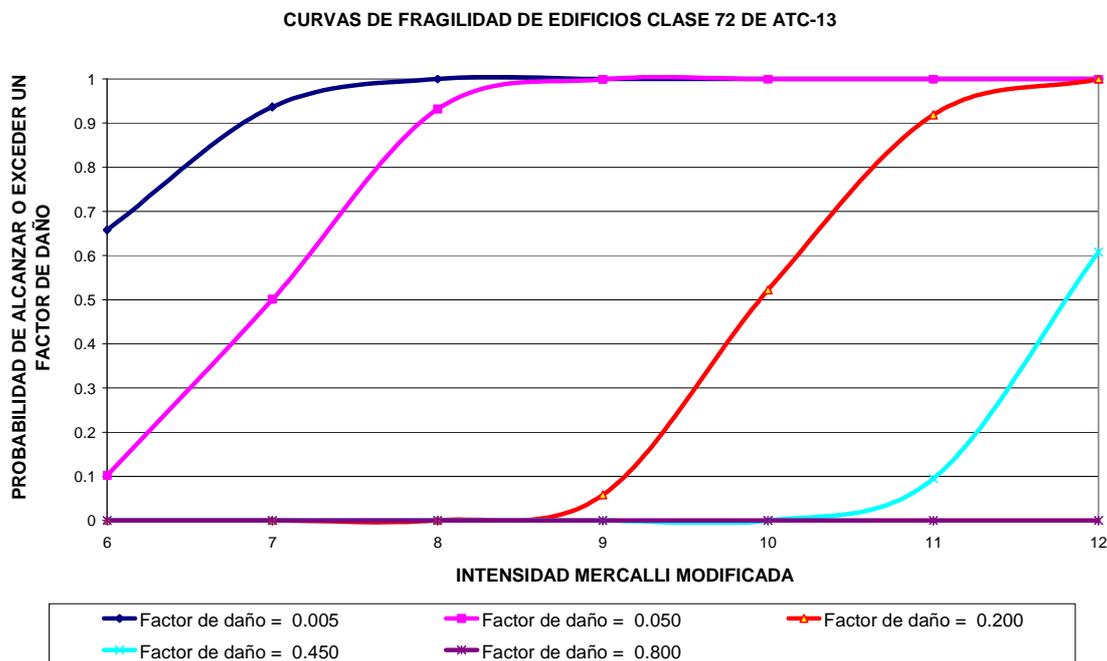


Figura 2.1. Curvas de fragilidad de edificios clase 72 de ATC-13

Una revisión de las matrices de probabilidad de daño para los diversos tipos de estructuras metálicas que aparecen en el ATC-13 (ATC 1985) permite hacer las siguientes afirmaciones:

- El comportamiento sísmico de los edificios cuyo sistema resistente de fuerzas laterales está constituido por pórticos resistentes a momento distribuidos en toda la planta estructural es mejor que el de aquellos cuyo sistema resistente está constituido por el mismo tipo de pórticos pero localizados solo en la periferia del edificio.
- En todos los tipos de edificio se hace evidente que, en general, a mayor altura del edificio mayor daño sísmico.
- Los pórticos de baja altura arriostrados experimentan menor daño que los pórticos resistentes a momento localizados en la periferia si la acción sísmica

tiene una intensidad de VIII o menor y, por el contrario, mayor daño si la intensidad es de IX o mayor.

- En general, según el estudio en mención, el daño en los edificios arriostrados será mayor que en los resistentes a momento de similar altura.

2.2.2. EMS-98

La escala de intensidad macrosísmica europea de 1998 EMS-98 (Grünthal 1998, 2003), contiene un tipo estructural denominado “estructuras de acero”, que, a diferencia de los tipos estructurales de hormigón o de mampostería que tienen varios subtipos, abarca bajo esta única denominación a todos los edificios en los cuales el sistema estructural principal está hecho de miembros de acero, como se muestra en la Figura 2.2. En esta figura además se aprecia que en la EMS-98 se asigna a las estructuras de acero como vulnerabilidad más probable la clase E, un rango probable entre las clases D y F, y un rango de casos menos probables, excepcionales, entre las clases C y D.

De acuerdo con los comentarios que aparecen en la EMS-98 (Grünthal 1998, 2003), hasta ahora se cuenta con muy pocos datos para estructuras de acero basados en evaluaciones macrosísmicas, pero estas indican un alto nivel de sismorresistencia. El daño estructural puede, sin embargo, estar enmascarado por elementos no estructurales tales como el repello, o paredes de tabiques o añadidos de hormigón (provistos para aumentar la resistencia en caso de incendios) en sistemas compuestos. En tales casos, el daño a las uniones será visible solamente después de que se haya removido la cubierta de hormigón. La decisión en torno al nivel de sismorresistencia y por lo tanto la clase de vulnerabilidad más apropiada, debe tomar en consideración el tipo de sistema resistente así como el tipo de uniones. La ductilidad del sistema entero está determinada por el sistema de resistencia lateral.

Se especifica en los comentarios de la EMS-98 (Grünthal 1998, 2003) que para edificios con pórticos de acero sin medidas especiales de diseño sismorresistente, la vulnerabilidad probable es de clase D. Las riostras que afectan a las columnas (riostras tipo K) proporcionan una menor sismorresistencia y deben ser representadas mediante vulnerabilidad de clase C. Se considera que la clase de vulnerabilidad típica para los edificios de acero es la clase E debido a que en la mayoría de los casos el comportamiento dúctil está garantizado por los sistemas que proporcionan la resistencia lateral, como los pórticos resistentes a momento, los pórticos con muros de corte de hormigón armado o los pórticos con arriostramiento de tipo excéntrico, o concéntrico en X o en V. En el caso de un nivel mejorado de diseño sismorresistente se puede pensar en proponer la clase F como probable. Las clases probables de vulnerabilidad para estructuras de pórticos resistentes a momento dependen del nivel de diseño sismorresistente.

La EMS-98 (Grünthal 1998, 2003) define cinco grados de daño: leve (1), moderado (2), severo (3), muy severo (4) y colapso (5). No obstante, a diferencia del caso de los edificios de mampostería y de hormigón armado, no describe los efectos que se harían notorios en las estructuras de acero y que corresponderían a cada uno de esos grados de daño. Los grados de intensidad de la EMS-98 que pueden producir daño en las clases de edificios que comprenden las estructuras de acero, y el grado de daño esperado, se presentan en la Tabla 2.3. La EMS-98 define la cantidad de edificios de manera difusa,

como se indica en la Figura 2.3. Si se toman los valores medios de cada rango (10 % para “Algunos”, 35 % para “Muchos” y 75 % para “La mayoría”) y se supone una distribución de probabilidad binomial se pueden estimar las matrices de probabilidad de daño correspondientes a las diferentes clases de vulnerabilidad (Pujades y Barbat 2004).

TIPO DE ESTRUCTURA		Clase de vulnerabilidad					
		A	B	C	D	E	F
FÁBRICA	piedra suelta o canto rodado	○					
	adobe (ladrillo de tierra)	○—					
	mampostería	-○					
	sillería		—○—				
	sin armar, de ladrillos o bloques	-○—					
	sin armar, con forjados de hormigón armado		—○—				
	armado o confinada			-○—			
HORMIGÓN ARMADO	pórtico sin diseño sismorresistente (DSR)	-○—					
	pórtico con nivel medio de DSR		-○—				
	pórtico con nivel alto de DSR			-○—			
	muros sin DSR		-○—				
	muros con nivel medio de DSR			-○—			
	muros con nivel alto de DSR				-○—		
ACERO	estructuras de acero			-○—			
	estructuras de madera		-○—				
CONVENCIÓN							
○	Clase de vulnerabilidad más probable						
—	Rango probable						
.....	Rango de casos menos probables, excepcionales						

Figura 2.2. Escala de intensidad macrosísmica europea EMS-98

Las expresiones matemáticas de la distribución de probabilidad binomial y del estado de daño más probable son:

$$P_k(N, d) = \frac{(N-1)!}{(N-1-k)!k!} d^k (1-d)^{N-1-k} \quad (2.1)$$

$$d^* = (N-1)d \quad (2.2)$$

donde:

P_k Probabilidad de que ocurra el estado de daño k , dado un valor de d .

- N Número de estados de daño, incluido el nulo. En este caso $N = 6$.
- d Parámetro de daño. Toma valores de 0 a 1.
- k Grado de daño. Toma el valor de 0 para el estado de daño nulo y de los enteros de 1 a 5 para los estados de daño de leve a colapso, en ese orden.
- d* Estado de daño más probable.

Grado de intensidad	Cantidad de edificios afectados	Clase de vulnerabilidad	Daño
VI - Levemente dañino	Algunos	C	1
VII - Dañino	Algunos	C	2
	Algunos	D	1
VIII - Gravemente dañino	Muchos	C	2
	Algunos	C	3
	Algunos	D	2
	Muchos	C	3
IX - Destructor	Algunos	C	4
	Muchos	D	2
	Algunos	D	3
	Algunos	E	2
X - Muy destructor	Muchos	C	4
	Algunos	C	5
	Muchos	D	3
	Algunos	D	4
	Muchos	E	2
	Algunos	E	3
	Algunos	F	2
	La mayoría	C	4
XI - Devastador	Muchos	C	5
	Muchos	D	4
	Algunos	D	5
	Muchos	E	3
	Algunos	E	4
	Muchos	F	2
	Algunos	F	3
	XII - Completamente devastador	Prácticamente todos	C
	La mayoría	D, E y F	5

Tabla 2.3. Daños esperados en edificios según la escala macrosísmica europea EMS-98 (Solo se incluyen las clases de vulnerabilidad que comprenden las estructuras de acero)

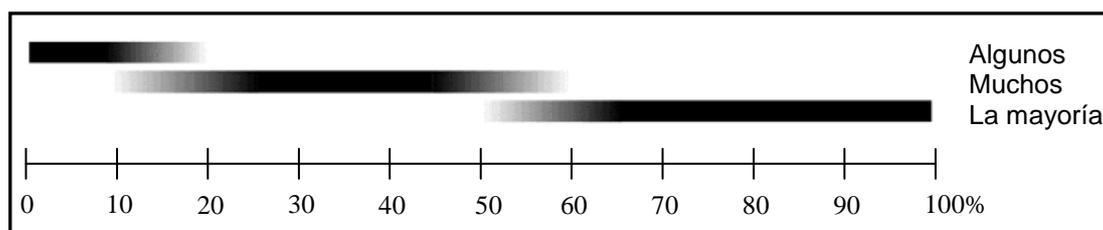


Figura 2.3. Definición de los términos de cantidad en la escala de intensidad macrosísmica europea EMS-98

Para efectos de calcular una matriz de probabilidad de daño para una determinada clase de vulnerabilidad se procede a buscar, de forma iterativa, el valor del parámetro de daño d para el que se cumple la condición de cantidad de edificios afectados dada en la Tabla 2.3. Este procedimiento se ilustra para la clase de vulnerabilidad E, la más probable para las estructuras de acero, en la Tabla 2.4, que tiene resaltadas las casillas con la condición que se debe cumplir. En la Figura 2.4 se representan gráficamente las cantidades de la matriz encontrada. Estas probabilidades discretas se pueden acumular para obtener la probabilidad de alcanzar o exceder cada uno los diferentes estados de daño como se muestra en la Tabla 2.5 para la clase de vulnerabilidad E. Los puntos de esta última matriz están representados en la Figura 2.5 y a partir de ellos se han ajustado las llamadas *curvas de fragilidad* bajo la hipótesis de que corresponden a funciones acumulativas de distribución lognormal. No obstante es más usual que las curvas de fragilidad se dibujen en función de parámetros espectrales obtenidos en un proceso de vulnerabilidad calculada, como se muestra en la sección siguiente, junto con la formulación matemática de tales curvas de fragilidad.

CÁLCULO DE LA MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO DE LA CLASE E DE LA EMS-98											
d	I	ESTADO DE DAÑO						Σ	d*	CONDICIÓN	
		NULO	LEVE	MOD	SEVERO	MUY_SEV	COLAPSO			2+3	3+4
		0	1	2	3	4	5				
0,1214	IX	0,5235	0,3617	0,1000	0,0138	0,0010	0,0000	1	0,6070		
0,3054	X	0,1617	0,3554	0,3126	0,1374	0,0302	0,0027	1	1,5270	0,4500	
0,4881	XI	0,0352	0,1676	0,3196	0,3047	0,1453	0,0277	1	2,4405		0,4500
0,9441	XII	0,0000	0,0000	0,0016	0,0263	0,2221	0,7500	1	4,7205		

Tabla 2.4. Cálculo de la matriz de probabilidad de daño de la clase E de la EMS-98

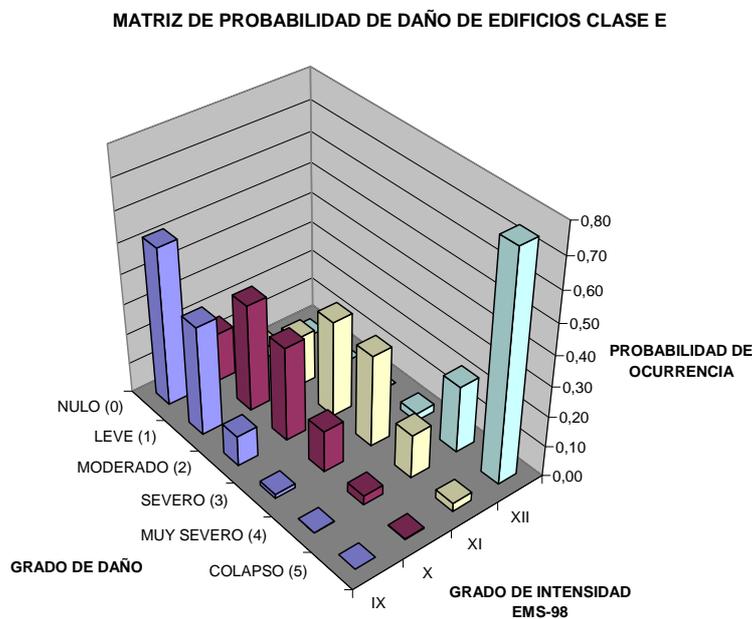


Figura 2.4. Representación de la matriz de probabilidad de daño de la clase E (EMS-98)

MATRIZ DE PROBABILIDAD ACUMULADA DE DAÑO DE LA CLASE E DE LA EMS-98						
I	ESTADO DE DAÑO					
	NULO	LEVE	MODERADO	SEVERO	MUY_SEVERO	COLAPSO
	0	1	2	3	4	5
IX	1	0,4765	0,1147	0,0148	0,0010	0,0000
X	1	0,8383	0,4829	0,1703	0,0329	0,0027
XI	1	0,9648	0,7973	0,4777	0,1730	0,0277
XII	1	1,0000	1,0000	0,9984	0,9721	0,7500

Tabla 2.5. Matriz de probabilidad acumulada de daño de la clase E de la EMS-98

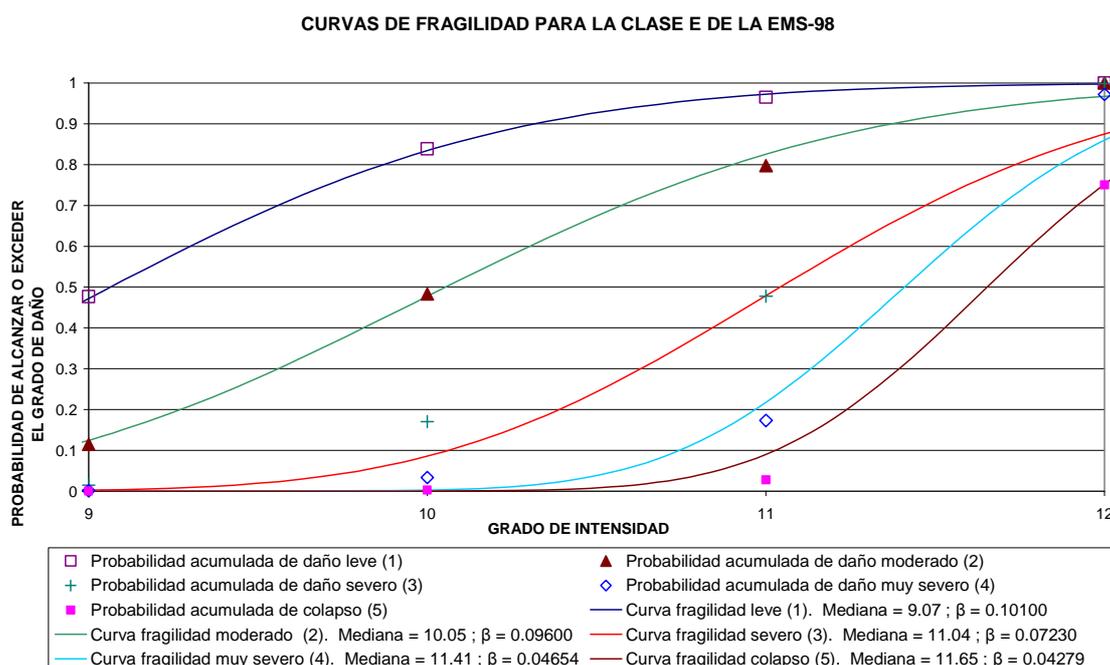


Figura 2.5. Curvas de fragilidad obtenidas a partir de la matriz de probabilidad de daño según la escala de intensidad macrosísmica europea EMS-98

2.3. Vulnerabilidad calculada

Como parte del proyecto *Risk-UE*, “An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns”, en el documento “WP4: Vulnerability of current buildings” se han desarrollado modelos de vulnerabilidad y fragilidad para los tipos más representativos de los edificios europeos, que describan la relación entre la probabilidad condicional de daño potencial y un parámetro adecuado de la peligrosidad sísmica, sea de la escala de intensidad sísmica EMS-98 (Grünthal 1998, 2003) o un desplazamiento espectral (Milutinovic y Trendafiloski 2003).

De acuerdo con Milutinovic y Trendafiloski (2003), las estructuras de acero (clases S1-S5) que tengan otro uso que el de naves industriales son muy escasas en Europa y, cuando sí se usan, se aplican a la construcción de edificios de altura excepcional, para los cuales los métodos desarrollados en el marco del proyecto Risk-UE no son

apropiados para evaluar la vulnerabilidad. Por esa razón, dichos autores toman la decisión de recomendar los modelos de capacidad y fragilidad presentados en HAZUS 99 (FEMA, NIBS 1999) en consideración a que las suposiciones bajo las cuales se desarrollaron se conforman a las del entorno constructivo bajo evaluación.

La metodología de evaluación de pérdidas por sismo HAZUS 99 (FEMA, NIBS 1999) desarrolla funciones para calcular la probabilidad de ocurrencia de los estados discretos de daño estructural y no estructural que son la base para estimar las pérdidas que se producirán en los edificios y que incluyen las pérdidas económicas, el número de víctimas y las pérdidas por falta de funcionamiento. Estas funciones representan un significativo paso adelante en la predicción del impacto sísmico. A diferencia de los modelos previos de daño de edificios, los cuales estaban basados en la Escala de Intensidad Mercalli Modificada, las nuevas funciones usan medidas cuantificables del movimiento del terreno y analizan los tipos de edificios de manera similar al análisis ingenieril de una estructura individual (Kircher et al. 1997).

La metodología HAZUS 99 usa dos conjuntos de funciones o curvas para estimar el daño resultante del sacudimiento del suelo: (1) espectros de capacidad y (2) curvas de fragilidad. Los espectros de capacidad permiten estimar el pico de la respuesta del edificio para un nivel dado de demanda espectral. Estas curvas son análogas a las obtenidas con el análisis de empuje incremental (*pushover analysis*, ATC 1996), o curvas de capacidad de edificios individuales y están basadas en parámetros de ingeniería que caracterizan el comportamiento no lineal de diferentes tipos de edificios, como la resistencia de plastificación y la resistencia última. Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de alcanzar o exceder un determinado estado de daño en función de un parámetro que indica la respuesta pico de la estructura a la sollicitación sísmica. La probabilidad de alcanzar sin exceder un determinado estado de daño se calcula como la diferencia entre curvas de fragilidad sucesivas.

2.3.1. Clasificación de edificios

En la Tabla 2.6 se aprecian los subtipos estructurales que comprenden las clases S1 a S5 de la metodología HAZUS 99 (FEMA, NIBS 1999). Como se señaló antes, esta metodología constituye un procedimiento recomendable para estimar pérdidas en estructuras de acero, motivo por el cual a continuación se presenta su reseña, basada en parte en el documento “*Development of Building Damage Functions for Earthquake Loss Estimation*” (Kircher et al. 1997).

El sistema de clasificación usado en esta metodología se desarrolló para poder diferenciar entre edificios con características de daño substancialmente diferentes. Para ello se tuvieron en cuenta los siguientes parámetros principales, que afectan al daño y a las pérdidas que experimentan los edificios:

- Parámetros estructurales que afectan la capacidad estructural y la respuesta.
 - Sistema estructural básico (Pórticos de Acero Resistentes a Momento, por ejemplo)
 - Altura (baja, media o alta)
 - Criterio de diseño sísmico (Zona sísmica)
- Elementos no estructurales que afectan al daño no estructural.

- Ocupación o uso (que afecta al número de víctimas, la interrupción de funciones y el daño a los contenidos).
- Prácticas constructivas regionales.
- Variabilidad de las características de los edificios dentro de una misma clase.

No.	Símbolo	Descripción	Altura			
			Rango		Típico	
			Designación	Pisos	Pisos	Metros
3	S1L	Pórticos de Acero Resistentes a Momento	Baja	1-3	2	7
4	S1M		Media	4-7	5	18
5	S1H		Alta	8+	13	48
6	S2L	Pórticos de Acero Arriostrados	Baja	1-3	2	7
7	S2M		Media	4-7	5	18
8	S2H		Alta	8+	13	48
9	S3	Pórticos de Acero Livianos			1	5
10	S4L	Pórticos de Acero con Muros de Hormigón Vaciados in Situ	Baja	1-3	2	7
11	S4M		Media	4-7	5	18
12	S4H		Alta	8+	13	48
13	S5L	Pórticos de Acero con Cerramientos de Mampostería No Reforzada	Baja	1-3	2	7
14	S5M		Media	4-7	5	18
15	S5H		Alta	8+	13	48

Tabla 2.6. Tipos estructurales de acero según HAZUS-99

Los edificios se clasifican según su uso, o tipo de ocupación, y según su sistema estructural. El daño que se espera se calcula con base en el tipo del sistema estructural puesto que este es el factor clave para evaluar el comportamiento general del edificio, las funciones de pérdidas y el número de posibles víctimas. El tipo de ocupación es importante para determinar las pérdidas económicas, puesto que el valor de los edificios depende principalmente de su uso (por ejemplo los hospitales son más costosos que la mayoría de los edificios comerciales debido principalmente a sus sistemas no estructurales y contenidos más que por sus sistemas estructurales).

Con respecto al tipo de ocupación, se distinguen dentro del inventario los edificios de uso general, los que prestan servicios esenciales y los de alto potencial de pérdidas. El inventario de edificios de uso general incluye los de uso residencial, comercial, industrial, agrícola, religioso, gubernativo y educacional. Los edificios que prestan servicios esenciales a la comunidad deben seguir funcionando después de un sismo, como los centros de operación de emergencias, los hospitales, las estaciones de bomberos y de policía y las escuelas, entre otros. Los edificios de alto potencial de pérdidas incluyen las plantas nucleares, presas y algunas instalaciones militares.

2.3.2. Niveles de diseño estructural

Para efectos de establecer el nivel de diseño sísmico se utilizó el *Uniform Building Code (UBC)* de 1994 (ICBO 1994) bajo el supuesto de que si el edificio tuvo diseño

sismorresistente probablemente fue regido por esta edición de este código modelo, o por alguna de sus anteriores ediciones. Se proporcionan en HAZUS 99 (FEMA, NIBS 1999) funciones de daño para tres niveles de diseño sísmico: Alto, Moderado y Bajo y un nivel adicional para edificios Pre-código. Los niveles de diseño sísmico Alto, Moderado y Bajo se basan en los requerimientos de diseño para fuerza lateral de las zonas sísmicas 4, 2B y 1 respectivamente. Cada una de estas zonas sísmicas tiene asignado un valor para el coeficiente Z , que puede considerarse que representa la aceleración pico efectiva del terreno asociada a un sismo con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad (Paz 1994). El factor de zona Z para la zona 4 vale 0,40, para la zona 2B, 0,20 y para la zona 1, 0,075.

Las funciones de daño para los mencionados niveles de diseño son aplicables directamente a los edificios diseñados con normas de 1973 o posteriores. Para los edificios previos a 1973 y para los que están en otras zonas sísmicas del UBC han de asignarse los niveles Moderado, Bajo o Pre-código, de acuerdo con la pericia del usuario o de las relaciones provistas con la metodología HAZUS 99. Por ejemplo, se han de usar las funciones de daño para diseño sísmico Moderado (en lugar de Alto) para estimar el daño de edificios en la zona sísmica 4 del UBC construidos antes de 1973 (pero después de 1940). Esta metodología también incluye funciones de daño para edificios de diseño sísmico “Especial”, que son aquellas instalaciones esenciales conocidas por su superior diseño y construcción (por ejemplo los hospitales de California posteriores a 1973).

2.3.3. Sistemas estructural y no estructural y de contenidos

Para una mejor estimación de los diferentes tipos de pérdidas, las funciones de daño de los edificios proporcionan por separado el daño esperado en: (1) el sistema estructural, (2) los componentes no estructurales sensibles al desplome, y (3) los componentes no estructurales sensibles a la aceleración, tales como los cielorrasos suspendidos y, en general, los contenidos del edificio, que son principalmente afectados por la sacudida del edificio. El primero de ellos, el daño al sistema estructural, es de fundamental importancia para estimar el número de víctimas y las pérdidas causadas por la falta de operatividad de las construcciones que han llegado a estar en condiciones inseguras. Los dos últimos, el daño a los componentes no estructurales sensibles al desplome y a la aceleración, se usan en la estimación de las pérdidas económicas pues, normalmente, el sistema estructural solo representa cerca del 25% del valor del edificio.

2.3.4. Estados de daño

Se definen cuatro estados de daño: leve, moderado, severo y colapso. Las funciones de pérdidas relacionan la condición física del edificio con algunos parámetros de pérdidas, como las pérdidas económicas directas, el número de víctimas o las pérdidas por falta de operatividad. Por ejemplo, las pérdidas económicas directas debidas a un daño moderado corresponden, en promedio, a un 10% del valor de reposición de los componentes estructurales y no estructurales.

En el Cuadro 2.1 se presenta la descripción de los distintos estados de daño estructural para los edificios S1 (pórticos de acero resistentes a momento) y en el Cuadro 2.2, los de los edificios S2 (pórticos de acero arriostrados).

ESTADO DE DAÑO	DESCRIPCIÓN DEL DAÑO ESTRUCTURAL EN PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO S1
Leve	Pequeñas deformaciones en conexiones Fisuras en soldaduras
Moderado	Algunos miembros de acero han fluido y se observan rotaciones permanentes en las conexiones Pocas conexiones soldadas podrían presentar grietas importantes en sus soldaduras Pocas conexiones atornilladas podrían presentar tornillos rotos o huecos alargados
Severo	La mayoría de los miembros de acero han superado su capacidad a la plastificación, lo que ha resultado en significativas deformaciones laterales permanentes de la estructura Algunos miembros estructurales o conexiones podrían haber superado su capacidad última lo que se evidencia por importantes rotaciones permanentes de los miembros en las conexiones, pandeo de las aletas y falla de conexiones Es posible que haya colapso parcial de porciones de la estructura debido a falla de elementos críticos y/o conexiones
Colapso	Una porción significativa de los elementos estructurales han excedido su capacidad última Algunos elementos estructurales críticos o conexiones han fallado lo que ha derivado en desplazamientos laterales permanentes peligrosos, colapso parcial o colapso del edificio Porcentaje de edificios bajos que colapsarán: 20 Porcentaje de edificios medianos que colapsarán: 15 Porcentaje de edificios altos que colapsarán: 10

Cuadro 2.1. Daño estructural en la clase S1 según HAZUS-99 (FEMA, NIBS 1999)

Como se nota en el Cuadro 2.1, la descripción de los diferentes estados de daño estructural se basa en el estado de las conexiones y de los miembros estructurales. Si las conexiones son soldadas, su daño va de pequeñas fisuras a grietas importantes y, si son atornilladas, su daño va de pequeñas deformaciones a rotura de tornillos o falla por aplastamiento de las paredes de las perforaciones, entre otros. Los miembros estructurales, por su parte, pueden alcanzar el punto de plastificación o su capacidad última. La degradación de resistencia puede llevar a la pérdida de capacidad para soportar cargas verticales y por lo tanto a colapso parcial.

Por otra parte, en el Cuadro 2.2 se aprecia que el daño estructural de los edificios arriostrados se manifiesta primero en las riostras y en sus conexiones. El daño severo se presenta cuando la mayoría de las riostras ha superado su capacidad a la plastificación dejando a la estructura expuesta a grandes deformaciones.

ESTADO DE DAÑO	DESCRIPCIÓN DEL DAÑO ESTRUCTURAL EN PÓRTICOS ARRIOSTRADOS S2
Leve	Pocas riostras de acero han fluido lo cual podría evidenciarse por pequeños alargamientos y/o pandeo de riostras esbeltas Pequeñas fisuras en conexiones soldadas Pequeñas deformaciones en conexiones de riostras atornilladas
Moderado	Algunas riostras de acero han fluido y se observa alargamiento y/o pandeo de riostras Pocas riostras, otros miembros o conexiones tienen indicaciones de haber alcanzado su capacidad última lo que se evidencia por riostras pandeadas, soldaduras agrietadas o conexiones atornilladas falladas
Severo	La mayoría de las riostras de acero y otros miembros han superado su capacidad a la plastificación, lo que resulta en significativas deformaciones laterales permanentes de la estructura Algunos miembros estructurales o conexiones han superado su capacidad última lo que se evidencia por pandeo o rotura de riostras, pandeo de las aletas, rotura de soldaduras o falla de conexiones atornilladas Tornillos de anclajes de las columnas pueden haberse alargado Es posible que haya colapso parcial de porciones de la estructura debido a falla de elementos críticos o conexiones
Colapso	La mayoría de los elementos estructurales han excedido su capacidad última Algunos miembros críticos o conexiones han fallado lo que ha derivado en deflexiones laterales permanentes peligrosas, colapso parcial o colapso del edificio Porcentaje de edificios bajos que colapsarán: 20 Porcentaje de edificios medianos que colapsarán: 15 Porcentaje de edificios altos que colapsarán: 10

Cuadro 2.2. Daño estructural en la clase S2 según HAZUS-99 (FEMA, NIBS 1999)

2.3.5. Capacidad

La capacidad de los edificios para resistir cargas laterales se expresa mediante su curva de capacidad, es decir, la relación de la fuerza lateral, o cortante de base, contra el desplazamiento de techo. En ella se hace evidente el comportamiento lineal de la estructura en la fase inicial, el comienzo de la plastificación, el progreso de la plastificación y el arribo a la máxima resistencia, o última, después de lo cual ocurren grandes deformaciones sin aumento del cortante de base. La curva de capacidad puede mostrar degradación de la resistencia a causa del comportamiento frágil de los miembros estructurales o de sus conexiones. La Figura 2.6 se presenta como ejemplo de este tipo de curvas. Los saltos que tiene la curva obedecen al fenómeno de degradación de resistencia que tiene lugar cuando se sobrepasa la capacidad de deformación de los miembros estructurales o de sus conexiones.

El espectro de capacidad es una gráfica derivada de la anterior y cuyo propósito es facilitar la comparación directa con el espectro de demanda. El cortante de base se convierte en aceleración espectral y el desplazamiento de techo en desplazamiento espectral usando para ello propiedades modales que representan la respuesta al empuje. En esta gráfica puede visualizarse, mediante líneas rectas que salen del origen del sistema cartesiano, el incremento en el valor del período de la estructura que tiene lugar

a medida que ella se plastifica. Un ejemplo de espectro de capacidad se presenta en la Figura 2.7, en la que se puede apreciar que la estructura experimentó un incremento del período de 0,48 a casi 2,0 s. El procedimiento de cálculo detallado se encuentra en *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ATC-40* (ATC 1996).

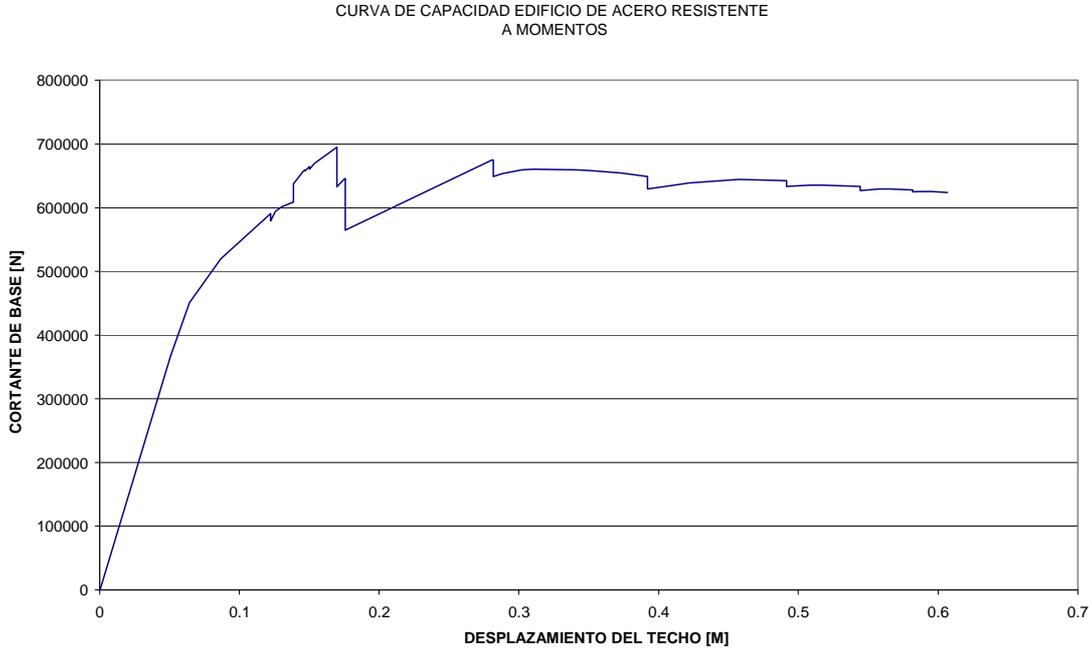


Figura 2.6. Curva de capacidad de típica para un edificio de acero

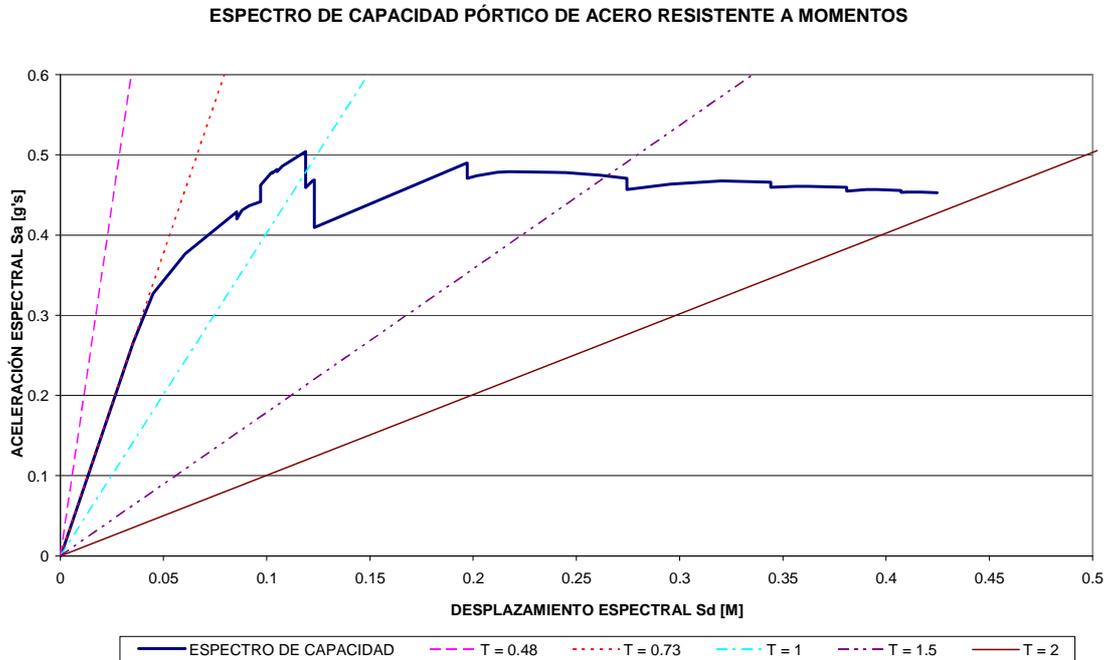


Figura 2.7. Espectro de capacidad típico para un edificio de acero.

2.3.6. Demanda

La metodología HAZUS 99 (FEMA, NIBS 1999) caracteriza el movimiento del suelo mediante espectros elásticos de respuesta para sistemas de un grado de libertad de forma estándar, como el que se muestra en la Figura 2.8, representativo de las condiciones espectrales para suelo duro. La forma estándar consta de dos partes principales: (1) una zona de aceleración espectral constante para períodos cortos y (2) una zona de velocidad espectral constante para períodos largos. La aceleración espectral para períodos cortos, S_{as} , se define como la aceleración espectral para el 5% del amortiguamiento crítico correspondiente a un período de 0.3 segundos. La zona de velocidad espectral constante tiene aceleración espectral proporcional a $1/T$ y está conectada a la aceleración espectral para el 5 % de amortiguamiento correspondiente a un período de un segundo, S_{a1} .

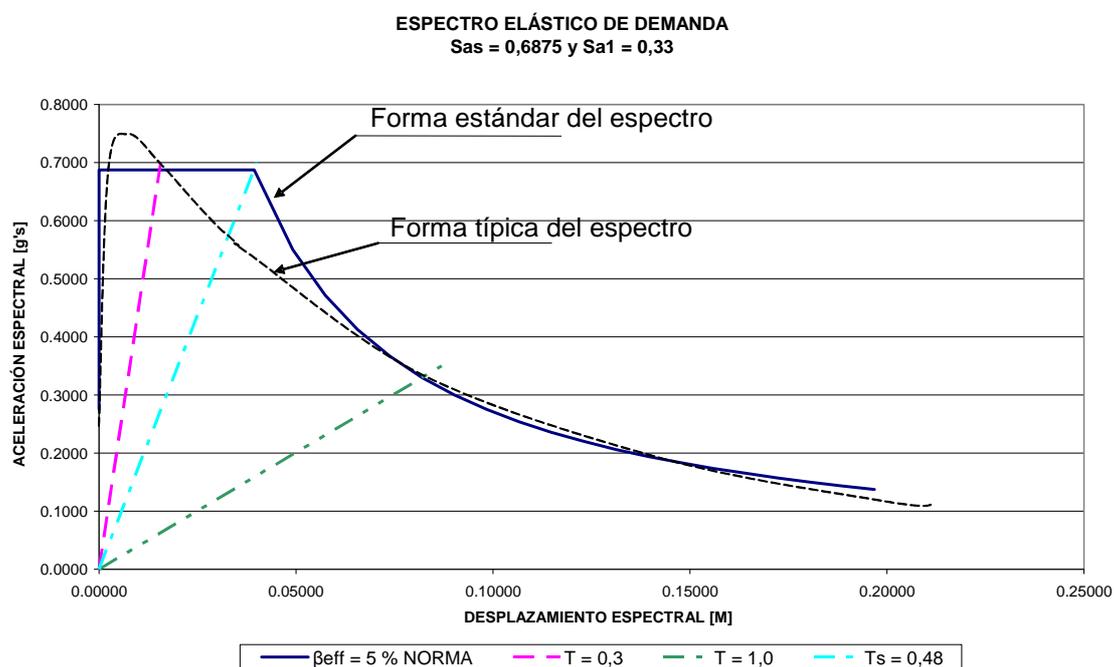


Figura 2.8. Espectro de demanda representativo de suelos duros

2.3.7. Punto de capacidad por demanda

El punto de capacidad por demanda representa la condición en que la capacidad es igual a la demanda y por lo tanto describe la respuesta pico de la estructura a la sollicitación sísmica. Es el cruce entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido, cuyo valor de amortiguamiento incluye el amortiguamiento viscoso del material, que normalmente se toma igual al 5 % del amortiguamiento crítico, y el amortiguamiento histerético a que haya habido lugar en la medida en que la estructura se haya adentrado en la zona plástica. Puesto que la cantidad de amortiguamiento histerético depende de la ductilidad de la estructura puede decirse que el espectro de demanda es el espectro elástico reducido por la ductilidad.

Para obtener el punto de capacidad por demanda se sobreponen el espectro de capacidad y el de demanda elástico. Si el punto de cruce de las dos curvas corresponde a la zona de comportamiento elástico de la estructura entonces ese es el punto de capacidad por demanda. Si por el contrario el punto de cruce se halla en la zona de comportamiento no lineal de la estructura será necesario aplicar un método que permita encontrar un espectro de demanda reducido cuyo componente de amortiguamiento histerético corresponda con el nivel de deformación plástica que indica su punto de intersección con el espectro de capacidad. Se han desarrollado varios métodos para lograr este objetivo (ATC 1996).

2.3.8. Curvas de fragilidad

Conocidas las solicitaciones máximas sobre las estructuras se puede estimar el daño que sufrirán. Para ello se han desarrollado las curvas de fragilidad, las cuales son funciones acumulativas de distribución lognormal que describen la probabilidad de alcanzar o exceder un determinado estado de daño estructural o no estructural en función de una respuesta sísmica pico. Estas curvas toman en cuenta la variabilidad e incertidumbre asociadas con las propiedades de las estructuras, los estados de daño y el movimiento del suelo. Cada curva de fragilidad se define por el valor medio del parámetro de demanda (como el desplazamiento espectral) que corresponde al umbral de ese estado de daño y por la variabilidad asociada con ese estado de daño.

2.3.8.1. Formulación matemática de las curvas de fragilidad

La función de densidad de probabilidad de los parámetros de demanda que definen los estados de daño corresponde a la distribución lognormal:

$$F(S_d) = \frac{1}{\beta_{ds} S_d \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right)^2 \right] \quad (2.3)$$

donde:

- $\bar{S}_{d,ds}$ Desplazamiento espectral medio en el cual el edificio alcanza el umbral del estado de daño, ds.
- β_{ds} Desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado de daño ds.

La probabilidad condicional de alcanzar o exceder un estado de daño en particular, ds, dado el desplazamiento espectral, S_d , (u otro parámetro de demanda sísmica) se define como la integral entre 0 y S_d de su función de densidad:

$$P(S_d) = \int_0^{S_d} F(S_d) d(S_d) \quad (2.4)$$

2.3.8.2. Valores medios de las curvas de fragilidad

Los valores medios de las curvas de fragilidad se desarrollan para cada estado de daño (Leve, Moderado, Severo o Colapso) y para cada uno de los tres tipos de sistemas: estructural, no estructural con componentes sensibles al desplome y no estructural con componentes sensibles a la aceleración. En general los valores medios de fragilidad son diferentes también para cada nivel de diseño sísmico.

La fragilidad estructural se expresa en términos de desplazamiento espectral, excepto para los edificios de líneas vitales cuyas funciones de fragilidad se expresan en términos de PGA por compatibilidad con la fragilidad de los equipos. Los valores medios de las curvas de fragilidad de los componentes estructurales se basan en los valores de desplome relativo que determinan los umbrales de los diferentes estados de daño. Estos valores de desplome relativo se convierten en desplazamientos espectrales mediante las ecuaciones:

$$\bar{S}_{d,Sds} = \delta_{R,Sds} \cdot H / PF_{R1} \quad (2.5)$$

$$PF_{R1} = PF_1 \cdot \phi_{R1} \quad (2.6)$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i1})}{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i1}^2)} \right] \quad (2.7)$$

donde:

$\bar{S}_{d,Sds}$	Desplazamiento espectral medio en el cual el edificio alcanza el umbral del estado de daño estructural Sds.
$\delta_{R,Sds}$	Desplome total relativo en el umbral del estado de daño estructural Sds.
PF_{R1}	Factor de participación modal para el modo fundamental a nivel de techo.
ϕ_{i1}	Componente del vector de forma del primer modo de vibración.
ϕ_{R1}	Primer componente del vector de forma del primer modo de vibración (a nivel de techo).
m_i	Componente del vector de masas del edificio.
H	Altura típica del tipo de edificio de interés.

2.3.8.3. Variabilidad de las funciones de fragilidad

Los valores de la desviación estándar lognormal, β_{Sds} , describen la variabilidad total de las curvas de fragilidad estructural. Las tres principales fuentes de variabilidad que

contribuyen a la variabilidad total de cualquier estado de daño son la variabilidad asociada a la curva de capacidad, β_C , la variabilidad asociada con el espectro de demanda, β_D , y la variabilidad asociada con el valor medio del umbral de cada estado de daño, $\beta_{M(Sds)}$. Puesto que el espectro de demanda depende de la capacidad del edificio, se requiere un proceso de convolución para combinar sus respectivas contribuciones a la variabilidad total. El tercer contribuyente a la variabilidad total, $\beta_{M(Sds)}$, se asume mutuamente independiente de las primeras dos variables y se combina con los resultados de la convolución mediante el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). Esto se describe en la ecuación:

$$\beta_{Sds} = \sqrt{(\text{CONV}[\beta_C, \beta_D, \bar{S}_{d,Sds}])^2 + (\beta_{M(Sds)})^2} \quad (2.8)$$

donde:

- β_{Sds} Desviación estándar lognormal que describe la variabilidad total para el estado de daño estructural Sds.
- β_C Desviación estándar lognormal que describe la variabilidad de la curva de capacidad.
- β_D Desviación estándar lognormal que describe la variabilidad del espectro de demanda.
- $\beta_{M(Sds)}$ Desviación estándar lognormal que describe la variabilidad del umbral del estado de daño Sds.

2.3.8.4. Curvas de fragilidad de HAZUS 99

En HAZUS 99 (FEMA, NIBS 1999) se presentan valores para los parámetros $\bar{S}_{d,Sds}$ y β_{Sds} para los diferentes tipos estructurales y niveles de diseño sísmico, así como los correspondientes al sistema no estructural, tanto de componentes sensibles al desplome como a la aceleración. En la Tabla 2.7 pueden leerse los parámetros pertinentes a la fragilidad estructural de las clases S1 y S2 diseñadas con un nivel de normativa medio (“*Moderate Code*” (MC)). De estos se tomaron los de las subclases S1M y S2M y se dibujaron las curvas de las Figuras 2.9 y 2.10.

Tipo estr.	Desplome de piso en umbral de daño				Desplazamiento espectral [m]							
	Leve	Moderado	Severo	Colapso	Leve		Moderado		Severo		Colapso	
					Medio	Beta	Medio	Beta	Medio	Beta	Medio	Beta
S1L	0,0060	0,0104	0,0235	0,0600	0,033	0,80	0,057	0,75	0,129	0,74	0,329	0,88
S1M	0,0040	0,0069	0,0157	0,0400	0,055	0,65	0,095	0,68	0,215	0,69	0,549	0,87
S1H	0,0030	0,0052	0,0118	0,0300	0,086	0,64	0,148	0,64	0,336	0,71	0,856	0,83
S2L	0,0050	0,0087	0,0233	0,0600	0,027	0,93	0,047	0,92	0,128	0,93	0,329	0,93
S2M	0,0033	0,0058	0,0156	0,0400	0,046	0,70	0,079	0,69	0,213	0,69	0,549	0,89
S2H	0,0025	0,0043	0,0117	0,0300	0,071	0,66	0,124	0,64	0,333	0,69	0,856	0,80

Tabla 2.7. Parámetros de HAZUS 99 para la obtención de curvas de fragilidad estructural de edificios diseñados con nivel medio de normativa sísmica

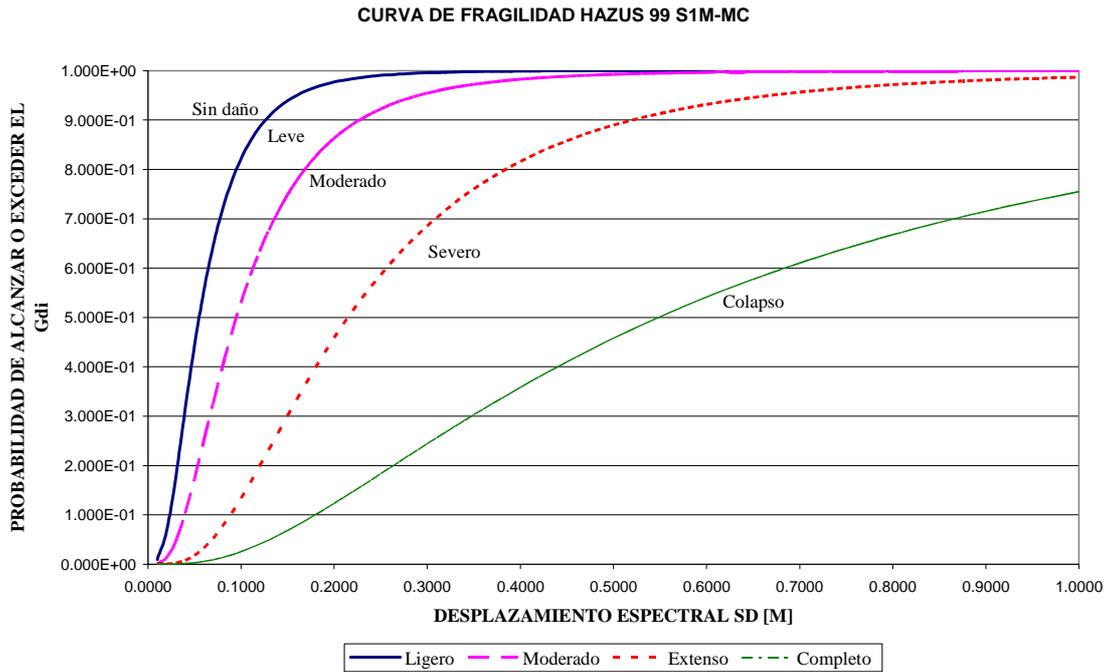


Figura 2.9. Curva de fragilidad estructural para la clase S1M-MC

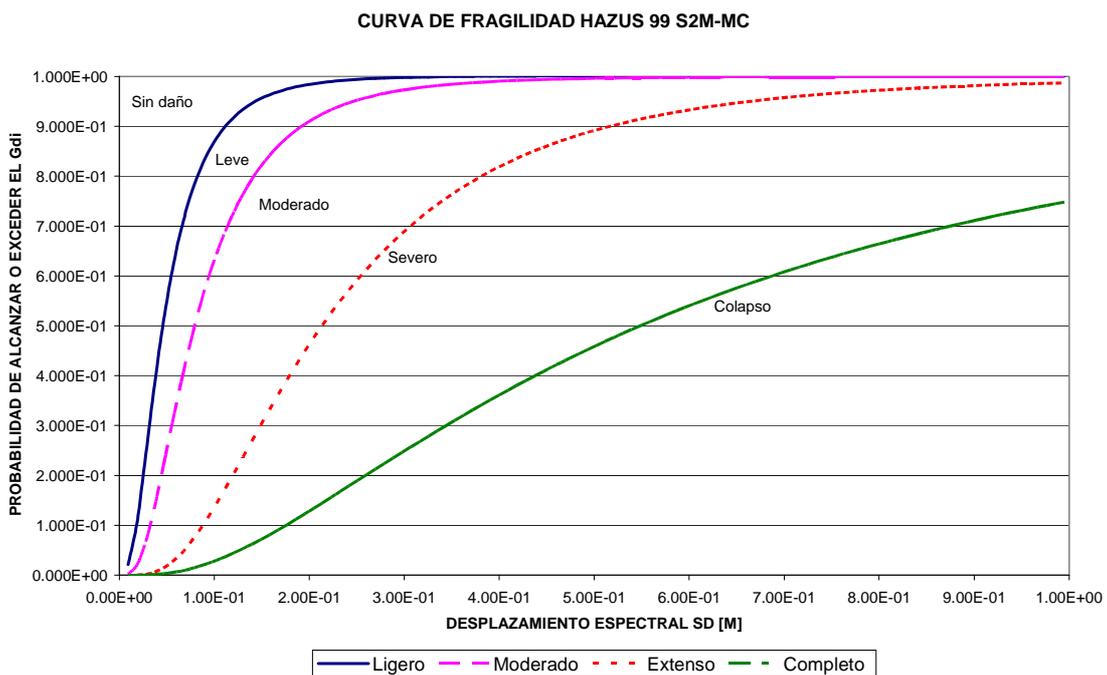


Figura 2.10. Curva de fragilidad estructural para la clase S2M-MC

En la Tabla 2.8 pueden verse los parámetros pertinentes a la fragilidad no estructural sensible al desplome de las clases S1 y S2. Se asume que los valores de desplome relativo asociados al daño no estructural son independientes del tipo de edificio y del nivel de diseño sísmico. Con los de las subclases S1M y S2M se dibujaron las curvas de las Figuras 2.11 y 2.12. Asimismo en la Tabla 2.9 se dan los parámetros pertinentes a la fragilidad no estructural sensible a la aceleración de las clases S1 y S2. Los valores de aceleración de daño no estructural son iguales para todos los tipos de edificios pero

varían con el nivel de diseño sísmico en virtud de que se considera que este influirá en la resistencia de los anclajes sísmicos. El promedio de aceleración de los pisos superiores se asume igual a la aceleración espectral definida por la curva de capacidad. Con los parámetros de las subclases S1M y S2M se dibujaron las curvas de las Figuras 2.13 y 2.14.

Tipo estr.	Desplome de piso en umbral de daño				Desplazamiento espectral [m]							
	Leve	Moderado	Severo	Colapso	Leve		Moderado		Severo		Colapso	
					Media	Beta	Media	Beta	Media	Beta	Media	Beta
S1L	0,004	0,008	0,025	0,050	0,022	0,84	0,044	0,83	0,137	0,79	0,274	0,87
S1M	0,004	0,008	0,025	0,050	0,055	0,71	0,110	0,74	0,343	0,85	0,686	0,95
S1H	0,004	0,008	0,025	0,050	0,114	0,71	0,228	0,74	0,713	0,84	1,426	0,95
S2L	0,004	0,008	0,025	0,050	0,022	0,93	0,044	0,99	0,137	0,96	0,274	0,92
S2M	0,004	0,008	0,025	0,050	0,055	0,74	0,110	0,74	0,343	0,85	0,686	0,96
S2H	0,004	0,008	0,025	0,050	0,114	0,72	0,228	0,73	0,713	0,80	1,426	0,94

Tabla 2.8. Parámetros de HAZUS 99 para fragilidad no estructural sensible al desplome de edificios diseñados con nivel medio de normativa sísmica

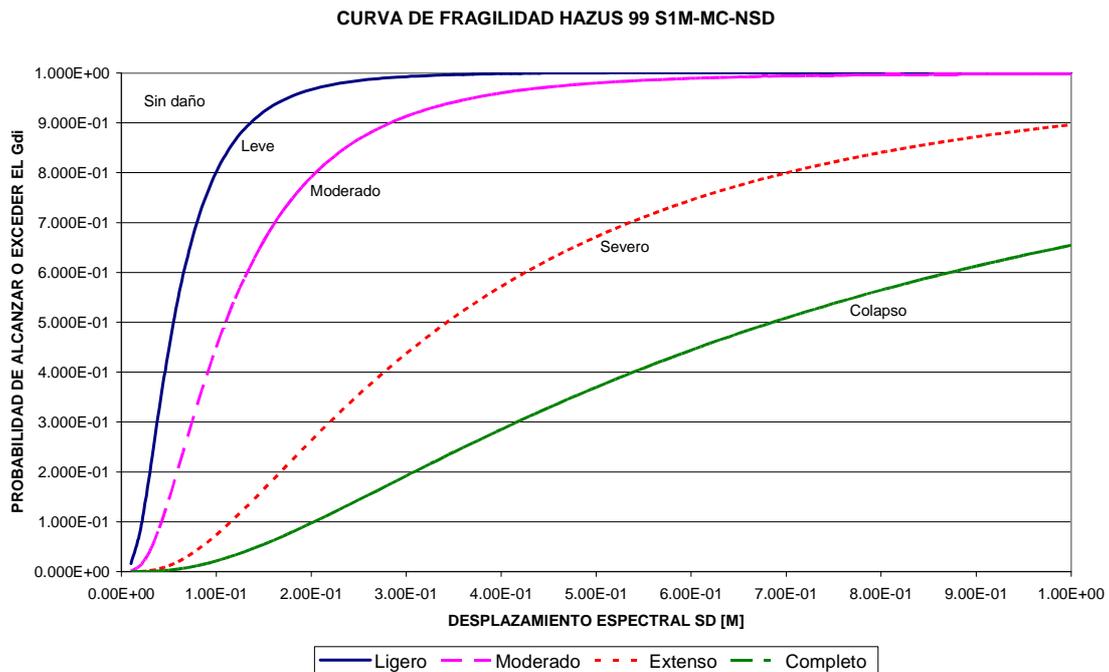


Figura 2.11. Curva de fragilidad no estructural para la clase S1M-MC-NSD

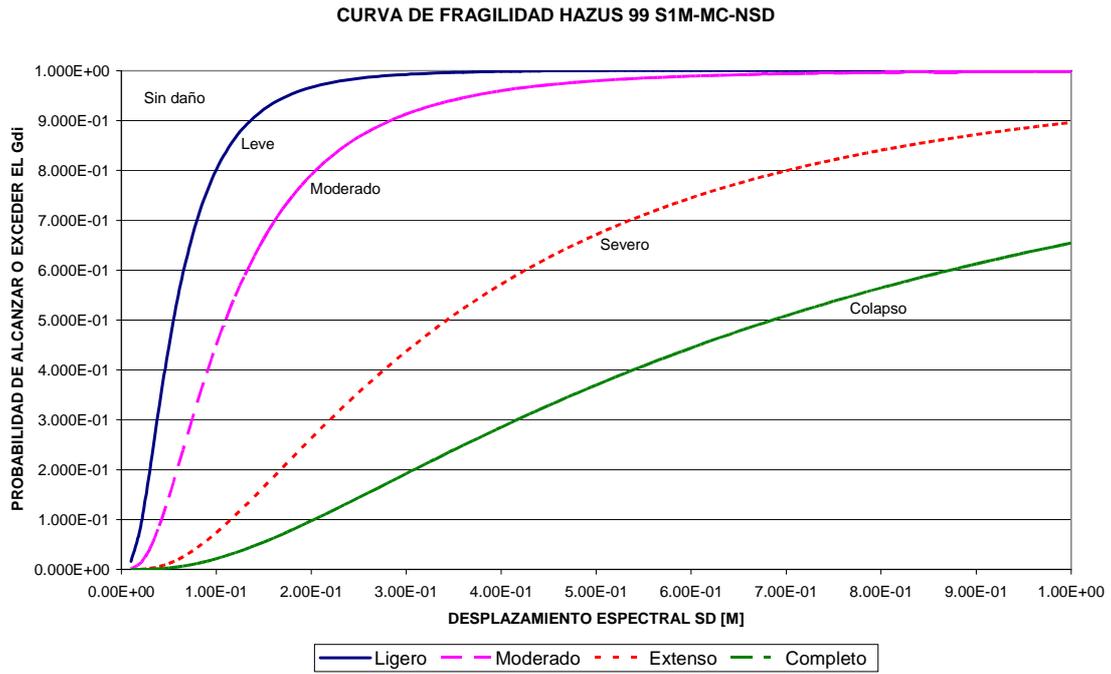


Figura 2.12. Curva de fragilidad no estructural para la clase S2M-MC-NSD

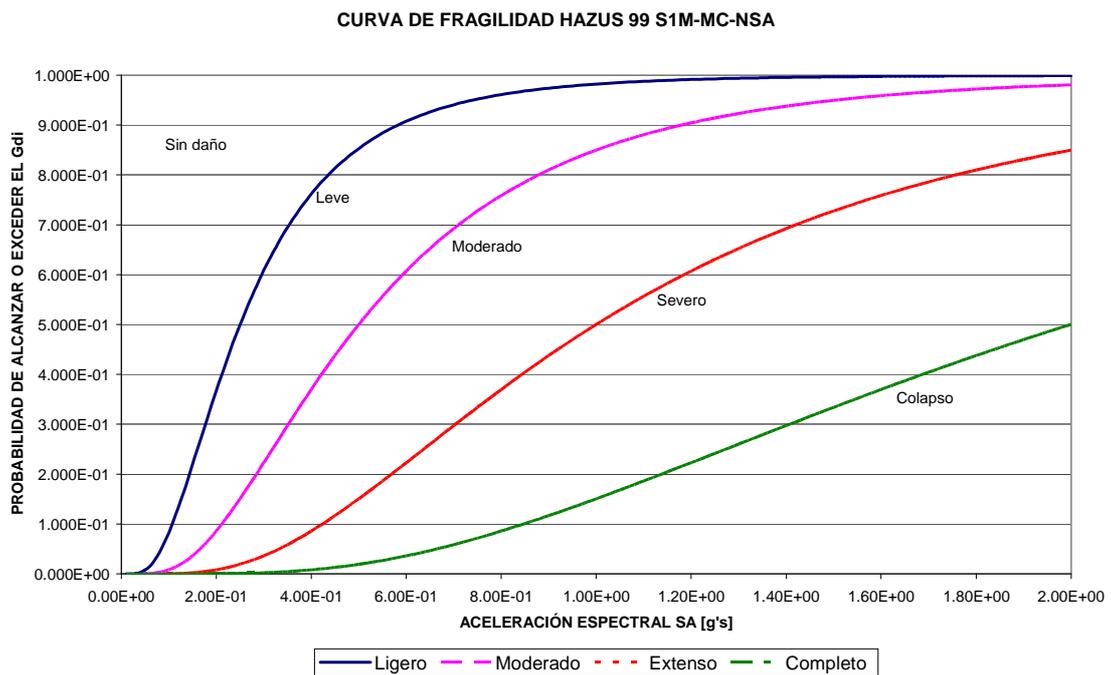


Figura 2.13. Curva de fragilidad no estructural para la clase S1M-MC-NSA

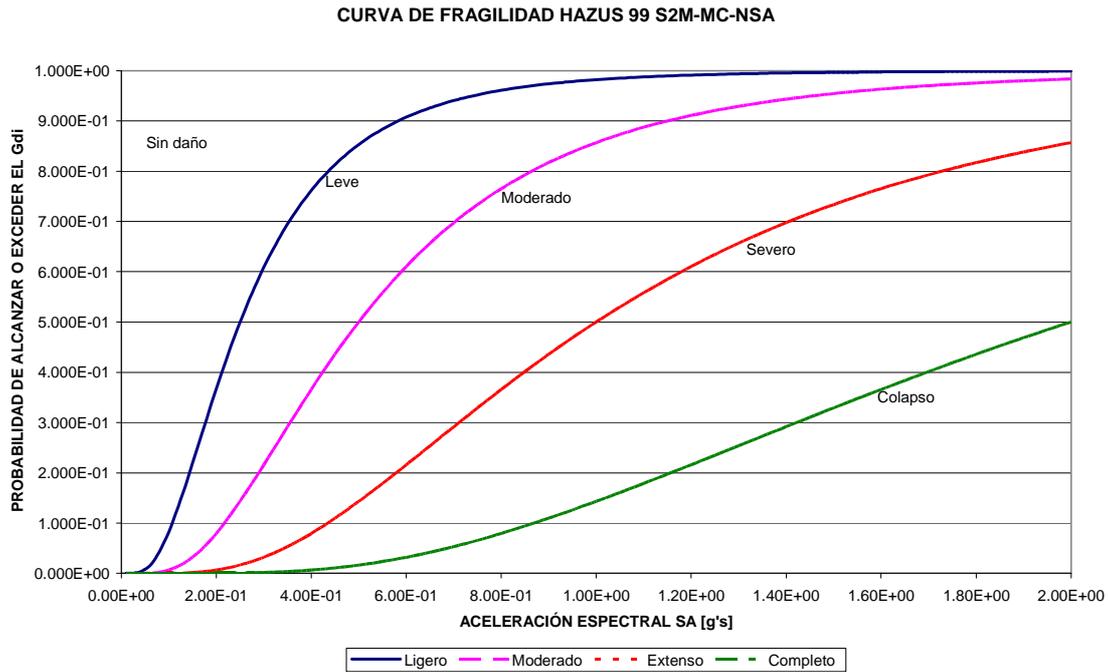


Figura 2.14. Curva de fragilidad no estructural para la clase S2M-MC-NSA

Tipo estr.	Aceleración espectral [g's]							
	Leve		Moderado		Severo		Colapso	
	Media	Beta	Media	Beta	Media	Beta	Media	Beta
S1L	0,250	0,67	0,500	0,66	1,000	0,67	2,000	0,67
S1M	0,250	0,66	0,500	0,67	1,000	0,67	2,000	0,67
S1H	0,250	0,66	0,500	0,68	1,000	0,68	2,000	0,68
S2L	0,250	0,66	0,500	0,66	1,000	0,68	2,000	0,68
S2M	0,250	0,66	0,500	0,65	1,000	0,65	2,000	0,65
S2H	0,250	0,65	0,500	0,65	1,000	0,65	2,000	0,65

Tabla 2.9. Parámetros de HAZUS 99 para fragilidad no estructural sensible a la aceleración de edificios diseñados con nivel medio de normativa sísmica

Después de esta descripción de la metodología de estimación de pérdidas por terremoto HAZUS 99 (FEMA, NIBS 1999) se pueden resaltar los siguientes aspectos:

Las funciones de fragilidad estiman las probabilidades de los estados de daño de los edificios con base en medidas cuantificables del movimiento sísmico (espectro de respuesta).

Las probabilidades de los estados de daño se usan en la metodología como datos de entrada para estimar las pérdidas en los edificios, lo que incluye las pérdidas económicas, número de víctimas y pérdidas de operatividad.

Las funciones de pérdidas en edificios son una forma significativamente mejor de predecir el impacto sísmico. Permiten incorporar a la estimación de pérdidas importantes características del movimiento sísmico, lo que incluye efectos de

amplificación de sitio y, a través del factor de amortiguamiento, la duración del sismo.

Estas funciones consideran explícitamente las diferencias entre los edificios según su nivel de diseño sísmico y época de diseño, y predicen su comportamiento considerando explícitamente la respuesta inelástica no lineal y sus efectos en el sistema estructural, en los componentes no estructurales y en el contenido.

Las funciones de daño en edificios proporcionan una herramienta racional para evaluar cuantitativamente las pérdidas y las alternativas de mitigación que previamente solo podían evaluarse cualitativamente.

Con estas herramientas, los ingenieros y planeadores pueden desarrollar estrategias de mitigación del riesgo sísmico que combinen elementos de acción previa y posterior al sismo mediante información más confiable.

2.3.9. Evaluación de comportamiento de pórticos resistentes a momentos con uniones soldadas

Como resultado de varios años de investigación en los pórticos de acero resistentes a momentos, cuyo comportamiento sísmico durante los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995) fue inferior a lo esperado, se han desarrollado criterios para cuantificar la capacidad de una estructura para alcanzar determinados objetivos de comportamiento, tanto antes como después de un eventual reforzamiento. Esto incluye definir los objetivos de comportamiento y calcular el nivel de confianza que brinda un edificio para alcanzar uno de ellos dada una peligrosidad sísmica específica. A continuación se indican algunos de estos criterios según se incluyen en *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Building, FEMA 351* (FEMA 2000b), documento cuyo objetivo fue presentar a los ingenieros estructurales criterios de evaluación del comportamiento probable de pórticos de acero resistentes a momento soldados ante sismos futuros y brindar la base para la evaluación y actualización de las normativas y guías de evaluación y rehabilitación de edificios.

Se distinguen en FEMA 351 (FEMA 2000b) dos enfoques distintos para hacer la evaluación del comportamiento de un edificio. El primero de ellos es aplicable a edificios regulares, de apropiada configuración estructural de acuerdo con la norma *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures FEMA 302* (FEMA 1997) y consiste en la aplicación de criterios simplificados de evaluación. El segundo enfoque ha de aplicarse cuando no se cumplan tales condiciones o si se quiere reducir el grado de incertidumbre de la evaluación, en cuyo caso se deben usar los procedimientos detallados del Apéndice A de FEMA 351 aplicables a estructuras irregulares y a objetivos de comportamiento basados en escenarios sísmicos deterministas.

2.3.9.1. Objetivos de comportamiento

Los procedimientos de evaluación de comportamiento contenidos en FEMA 351 (FEMA 2000b) permiten estimar el nivel de confianza de que una estructura alcance un determinado objetivo de comportamiento. Cada objetivo de comportamiento consta de

un nivel de comportamiento estructural especificado y de su correspondiente nivel de peligrosidad. Por ejemplo, un diseño de reforzamiento sísmico puede buscar proporcionar un nivel de confianza de 95 % de que una estructura estará dentro del nivel Prevención de Colapso, o en uno mejor, bajo una peligrosidad sísmica con un 2 % de probabilidad de ser excedida en 50 años, o un nivel de confianza de 50% de que estará dentro del nivel Ocupación Inmediata, o en uno mejor, bajo una peligrosidad sísmica con un 50 % de probabilidad de ser excedida en 50 años.

En realidad es muy difícil predecir con certeza cuánto daño experimentará un edificio bajo un nivel dado de movimiento del suelo debido a que hay muchos factores que afectan el comportamiento y la respuesta de un edificio, tales como la rigidez de los elementos no estructurales, la resistencia de los componentes individuales de la estructura, y la calidad de la construcción, que pueden no estar definidos con precisión; a esto se suma el hecho de que los métodos de análisis usados para predecir la respuesta del edificio no son completamente exactos. Además, el carácter exacto del sismo que realmente afectará a un edificio es, en sí mismo, muy incierto. Dadas estas incertidumbres, es inapropiado dar a entender que el comportamiento puede predecirse en un sentido absoluto, y correspondientemente, que es absolutamente posible producir diseños que alcanzarán los objetivos de desempeño deseados. En reconocimiento de esto, en FEMA 351 (FEMA 2000b) se adopta un acercamiento probabilístico centrado en el concepto de la confiabilidad para realizar evaluaciones que explícitamente reconozcan estas incertidumbres inherentes, expresadas en términos de niveles de confianza.

2.3.9.2. Peligrosidad sísmica

La peligrosidad sísmica normalmente se caracteriza por una curva de peligrosidad que indica la probabilidad de que un valor dado a un parámetro de movimiento del suelo, por ejemplo el PGA, sea excedido en un determinado período de tiempo, y por un espectro de respuesta de aceleración que sea compatible con los valores de los parámetros obtenidos de la curva de peligrosidad y de la geología local, o por un conjunto de acelerogramas que cumpla con la misma condición.

FEMA 302 (FEMA 1997) define dos niveles específicos de peligrosidad a ser considerados en el proyecto y especifica métodos para desarrollar espectros de respuesta para cada uno de ellos. Los dos niveles son:

1. Máximo sismo a considerar (MCE). Este es el nivel de movimiento sísmico más severo que se considera apropiado para ser tenido en cuenta en el proyecto de un edificio, aunque no necesariamente es el más severo que podría experimentarse en un sitio. En la mayoría de las regiones el MCE tiene una probabilidad de 2% de ser excedido en 50 años, o, aproximadamente, un período de retorno de 2500 años.
2. Sismo de proyecto (DE). Este es el nivel de peligrosidad sísmica para el que se calculan las fuerzas laterales de proyecto. Se define como el espectro que tiene una intensidad de 2/3 de la calculada para el espectro MCE, en cada período. La probabilidad de ocurrencia del DE depende de la sismicidad regional y, en algunos casos, de la sismicidad local.

El movimiento del suelo debe caracterizarse por un espectro de respuesta o un conjunto de acelerogramas compatibles con ese espectro. Además, se requiere calcular un coeficiente k que relacione la tasa de cambio de la intensidad del movimiento sísmico con el cambio de la probabilidad.

2.3.9.3. Niveles de comportamiento

El comportamiento de un edificio es una combinación del comportamiento de sus componentes estructurales y no estructurales. El Cuadro 2.3 describe el daño estructural y no estructural que puede esperarse en edificios que se encuentren en los niveles de comportamiento de Prevención de Colapso y de Ocupación Inmediata. Estas descripciones de comportamiento no son precisas y es de esperar que haya variación entre edificios del mismo nivel de comportamiento.

2.3.9.3.1. Niveles de comportamiento no estructural

El comportamiento de los componentes no estructurales es crítico en la operatividad que pueda tener un edificio después de un sismo. En FEMA 356 (FEMA 2000c) se proporcionan recomendaciones para la evaluación del comportamiento de los componentes no estructurales. El Cuadro 2.3 contiene una breve descripción del comportamiento de los elementos no estructurales en los dos niveles de comportamiento considerados.

DESCRIPCIÓN DE LOS NIVELES DE COMPORTAMIENTO DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES		
	NIVEL DE COMPORTAMIENTO	
	Prevención de colapso	Ocupación inmediata
Daño global	Severo	Leve
General	Poca rigidez y resistencia remanentes, pero las cargas de gravedad son sostenidas. Hay grandes desplomes permanentes. Algunas salidas pueden estar obstruidas. El cerramiento exterior puede estar extensamente dañado y pueden ocurrir algunas fallas locales. El edificio está cerca del colapso.	La estructura substancialmente retiene la resistencia y rigidez originales. Hay fisuras menores en fachadas, particiones, cielos rasos y elementos estructurales. Los ascensores se pueden operar. La protección contra fuego está en funcionamiento.
Componentes no estructurales	Daño extenso.	Los equipos y los contenidos están seguros, pero quizás no se puedan operar debido a fallas mecánicas o falta de servicios.

Cuadro 2.3. Descripción de niveles de comportamiento de componentes no estructurales de edificios

2.3.9.3.2. Niveles de comportamiento estructural

En FEMA 351 (FEMA 2000b) se definen dos niveles discretos de comportamiento estructural, prevención de colapso y ocupación inmediata. En el Cuadro 2.4 se relacionan estos niveles de comportamiento estructural con el daño límite que es de esperar en los elementos de los pórticos de acero resistentes a momento.

DESCRIPCIÓN DE LOS NIVELES DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL			
		NIVEL DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	
Elemento	Tipos de conexión	Prevención de Colapso	Ocupación inmediata
Vigas		Extensa distorsión, plastificación local y pandeo. Unas pocas vigas pueden experimentar fracturas parciales.	Plastificación local menor y pandeo en unos pocos lugares.
Columnas		Distorsión moderada; algunas experimentan plastificación. Algunos pandeos locales de aletas.	No se observa daño o distorsión.
Conexiones viga columna	Conexión ¹ Tipo 1	Algunas fracturas y algunas conexiones están cerca de experimentar una pérdida total de capacidad.	Menos del 10% de las conexiones de cualquier piso se han fracturado; plastificación menor en otras conexiones.
	Conexión ² Tipo 2	Muchas fracturas y algunas conexiones están cerca de experimentar una pérdida total de capacidad.	Menos del 10% de las conexiones de cualquier piso se han fracturado; plastificación menor en otras conexiones.
Zona de panel		Distorsión extensa.	Distorsión menor.
Empalmes de columnas		No hay roturas.	No hay plastificación
Pletinas de base		Extensa plastificación de anclajes y pletinas de base.	No se observa daño ni distorsión.
Desplomes	Local	Grandes y permanentes.	Menores del 1% y permanentes.

Notas:

1. Las conexiones tipo 1 son capaces de resistir una demanda de desplome local relativo de 0,04 radianes sin fracturarse o experimentar degradación de resistencia.
2. Las conexiones tipo 2 son capaces de resistir una demanda de desplome local relativo de 0,01 radianes sin fracturarse o experimentar degradación de resistencia. Generalmente las conexiones soldadas no reforzadas, con metal de aporte de baja tenacidad, típica de edificios resistentes a momento antiguos, deben considerarse dentro de este tipo.

Cuadro 2.4. Descripción de niveles de comportamiento estructural

(a) Nivel de comportamiento prevención de colapso.

El nivel de comportamiento estructural denominado prevención de colapso se define como el estado de daño postsísmico en el cual la estructura está a punto de experimentar colapso parcial o total. Ha ocurrido daño substancial en la estructura que probablemente incluya degradación significativa en la rigidez y en la resistencia del sistema de resistencia lateral, grandes deformaciones laterales permanentes en la estructura, y, a un grado más limitado, degradación en la capacidad de soporte de carga vertical. Posiblemente no sea viable técnica o económicamente reparar la estructura que tampoco es segura para ser ocupada de nuevo; la actividad que se realizara posterior al sismo podría inducir el colapso. En el nivel de prevención de colapso, el edificio ha experimentado daño extremo. Si se le deforma lateralmente más allá de este punto, la estructura puede experimentar inestabilidad y colapso.

(b) Nivel de comportamiento ocupación inmediata.

El nivel de comportamiento estructural de ocupación inmediata se define como el estado de daño postsísmico en el cual solo ha ocurrido daño estructural limitado. Se espera que el daño sea tan leve que podría ser suficiente una inspección somera del edificio después del sismo, y tal vez no requiera reparación alguna. En el nivel de ocupación inmediata la degradación de la resistencia y de la rigidez en las conexiones viga columna se limita a aproximadamente al 10% de las conexiones de cualquier piso y de todo el edificio. La estructura mantiene un porcentaje significativo de su rigidez original así como la mayor parte, si no toda, de su resistencia, aunque puede presentarse algún pequeño desplome.

2.3.9.4. Metodología de evaluación estructural

El proceso fundamental para la evaluación estructural es desarrollar un modelo de la estructura y evaluar su respuesta a una determinada peligrosidad sísmica por uno o más métodos de análisis estructural. El análisis estructural permite predecir el valor de varios parámetros de respuesta estructural, como son los desplomes locales y las fuerzas axiales en las columnas. Estos parámetros de respuesta estructural están relacionados con la cantidad de daño que pueden sufrir los componentes individuales de la estructura, así como toda ella como conjunto. Para cada nivel de comportamiento, FEMA 351 (FEMA 2000b) especifica los criterios de aceptación para cada uno de los parámetros de diseño indicados. La aceptabilidad del comportamiento estructural se evalúa considerando tanto el comportamiento local (a nivel de elemento) como el global. Los criterios de aceptación se han desarrollado con base en niveles de confianza, incorporando coeficientes de demanda y resistencia relacionados con la incertidumbre inherente al proceso de evaluación e incorporando la variación inherente a la respuesta estructural.

Una vez que el análisis se haya realizado, las demandas previstas son ajustadas por dos coeficientes. El primero es el coeficiente de incertidumbre analítica γ_a , el cual corrige las demandas calculadas analíticamente por razones de sesgo y de incertidumbre inherente en la técnica analítica, y el segundo es el coeficiente de variabilidad de la

demanda, γ , el cual toma en cuenta otras fuentes de variabilidad en la respuesta estructural. Esta demanda corregida se divide por el valor de capacidad que corresponda, modificado por el coeficiente de resistencia ϕ para tener en cuenta la incertidumbre y la variación inherente en la predicción de la capacidad estructural. El resultado de esta división es el parámetro índice λ a partir del cual, junto con la incertidumbre inherente a la estimación de la demanda y la capacidad del edificio, cuyos valores se encuentran tabulados, se determina el nivel de confianza asociado a alcanzar un nivel de comportamiento específico

2.3.9.5. Análisis estructural

Para efectos de evaluar el comportamiento de los edificios de acero soldados resistentes a momento es necesario elaborar un modelo computacional de la estructura que represente sus características de resistencia y deformación y realizar un análisis que permita establecer los valores que alcanzarán los diversos parámetros de diseño cuando se presente el sismo de diseño. A continuación se proporciona una guía de selección de los métodos de análisis y modelado estructural que son apropiados en cada caso. Los requisitos generales para el modelo computacional se presentan en la sección 2.3.9.6.

2.3.9.5.1. Métodos de análisis estructural

Existen cuatro métodos analíticos alternativos para realizar la evaluación de edificios de acero soldados resistentes a momento:

- Estático lineal (LSP): técnica de la fuerza lateral equivalente, similar, pero no idéntico, al incluido en muchos códigos de construcción.
- Dinámico lineal (LDP): análisis de espectro de respuesta, modal, elástico.
- Estático no lineal (NSP): método de análisis no lineal simplificado en el cual las fuerzas y las deformaciones inducidas por una carga incremental lateral monotónica se evalúan mediante una serie de análisis elásticos incrementales de estructuras que son degradadas secuencialmente para representar los efectos de la no linealidad estructural.
- Dinámico no lineal (NDP): un método de análisis dinámico no lineal en el cual la respuesta de una estructura a un conjunto de sismos ocurridos se determina mediante integración numérica de las ecuaciones de movimiento. La rigidez estructural se altera durante el análisis de acuerdo con los modelos de histéresis no lineal de los componentes estructurales.

El método estático no lineal es más confiable que los métodos lineales en la predicción de los parámetros de respuesta de edificios que exhiben un comportamiento no lineal significativo, particularmente si los edificios son irregulares. Sin embargo, este método no toma en cuenta con buena precisión los efectos de los modos superiores de vibración. Si se realiza un adecuado modelado, el método dinámico no lineal es el que puede captar mejor el comportamiento probable del edificio en respuesta al sismo. Sin embargo, hay considerables incertidumbres asociadas con la determinación de los acelerogramas que se emplearán en el análisis.

2.3.9.5.2. Selección del método de análisis estructural

El Cuadro 2.5 indica los métodos de análisis recomendados según el nivel de comportamiento deseado y las características estructurales tales como el período fundamental T , la regularidad y la relación de resistencias entre las columnas y las vigas (FEMA 2000b).

Características estructurales				Método de análisis			
Nivel de comportamiento	Período Fundamental, T	Regularidad	Relación resistencia columna viga	Estático lineal	Dinámico lineal	Estático no lineal	Dinámico no lineal
Ocupación inmediata	$T \leq 3.5T_s^1$	Regular o irregular	Cualquier condición	Válido	Válido	Válido	Válido
	$T > 3.5T_s^1$	Regular o irregular	Cualquier condición	Inválido	Válido	Inválido	Válido
Prevención de colapso	$T \leq 3.5T_s^1$	Regular ²	Columna fuerte ³	Válido	Válido	Válido	Válido
			Columna débil ³	Inválido	Inválido	Válido	Válido
		Irregular ²	Cualquier condición	Inválido	Inválido	Válido	Válido
	$T > 3.5T_s^1$	Regular ²	Columna fuerte ³	Inválido	Válido	Inválido	Válido
			Columna débil ³	Inválido	Inválido	Inválido	Válido
		Irregular ²	Cualquier condición	Inválido	Inválido	Inválido	Válido

Notas:

- T_s es el período en el cual el espectro de respuesta pasa de la zona de aceleración constante a la zona de velocidad constante.
- Las condiciones de regularidad se definen en FEMA 356 (FEMA 2000c)
- Una estructura cumple la condición de columna fuerte si en cada nivel la cantidad $\Sigma M_{prc} / \Sigma M_{prb}$ es mayor que 1,0, en donde ΣM_{prc} y ΣM_{prb} son la suma de los momentos plásticos resistentes esperados en las columnas y en las vigas que componen el sistema de resistencia sísmica en una dirección dada de respuesta estructural.

Cuadro 2.5. Criterios de selección de método de análisis estructural

2.3.9.6. Modelo computacional

Aunque, en general, un pórtico resistente a momentos debe modelarse y analizarse como un ensamblaje tridimensional de miembros y componentes, los modelos de dos dimensiones también pueden proporcionar información válida sobre la respuesta estructural, siempre y cuando la planta sea regular a la luz de lo estipulado en FEMA 302 (FEMA 1997). El modelo analítico debe tener en cuenta con buena precisión la rigidez de los miembros que componen el pórtico y la de sus conexiones. Se permite, para efectos de calcular la rigidez de vigas y columnas, que en el modelo se asuman sus dimensiones iguales a las distancias entre ejes, y en este caso el cálculo de la demanda de desplome local en la estructura será conservador. Aunque se permite realizar evaluaciones de comportamiento con modelos que desprecien el efecto de la zona de panel en la rigidez de vigas y columnas, los modelos que incluyen una estimación más

realista de este efecto permiten mejorar el nivel de confianza concerniente al cumplimiento del objetivo de comportamiento considerado. En todo caso deben calcularse los momentos y cortantes en la cara de las columnas.

En los métodos no lineales deben considerarse directamente en el análisis los efectos de segundo orden, causados por las cargas de gravedad actuando en la estructura deformada, pues en los pórticos de acero resistentes a momento este fenómeno puede llegar a ser crítico. Los efectos de la excitación vertical en los voladizos horizontales pueden estudiarse tanto con métodos estáticos como dinámicos. El movimiento sísmico vertical puede caracterizarse mediante un espectro cuyas coordenadas son 2/3 de las del espectro horizontal, a menos que se haya desarrollado un espectro de respuesta vertical específico para el sitio de emplazamiento.

2.3.9.7. Criterios de aceptación

La aceptabilidad del comportamiento de un edificio debe evaluarse mediante la estimación del nivel de confianza de que el edificio alcance un determinado objetivo de comportamiento. Los parámetros del Cuadro 2.6 deben evaluarse por separado usando para tal efecto los métodos de la sección 2.3.9.7.1 y los parámetros de los criterios de aceptación de las secciones 2.3.9.7.2, 2.3.9.7.3 y 2.3.9.7.4, para cada objetivo de comportamiento evaluado. El parámetro que controle será aquel cuyo nivel de confianza sea menor.

Parámetro	Consideración
Desplome local	Debe evaluarse para los estados de comportamiento de prevención de colapso y ocupación inmediata el máximo desplome local calculado para cualquier piso de la estructura por comportamiento local y global. Ver sección 2.3.9.7.2.
Carga axial en la columna	Debe evaluarse para los estados de comportamiento de prevención de colapso y ocupación inmediata la suficiencia de cada columna para resistir la compresión máxima calculada. Ver sección 2.3.9.7.3.
Carga de tracción en el empalme de la columna	Debe evaluarse para los estados de comportamiento de prevención de colapso y ocupación inmediata la suficiencia de los empalmes de las columnas para resistir la tracción máxima calculada. Ver sección 2.3.9.7.4.

Cuadro 2.6. Parámetros de comportamiento que requieren evaluación de confianza

2.3.9.7.1. Relación demanda capacidad con coeficientes

El nivel de confianza se determina a través de la evaluación de la relación de la demanda a la capacidad, ambas multiplicadas por coeficientes, dada por la siguiente ecuación:

$$\lambda = \frac{\gamma_a D}{\phi C} \quad (2.9)$$

donde:

- C capacidad de la estructura, como se indica en las secciones 2.3.9.7.2, 2.3.9.7.3 y 2.3.9.7.4, para resistir la demanda de desplome local, compresión de columnas y tracción de las pletinas de empalme.

- D demanda calculada para la estructura proporcionada por el análisis estructural.
- γ Coeficiente de variabilidad de la demanda, que tiene en cuenta la variabilidad de la demanda en relación con las suposiciones hechas en el modelo estructural y en la predicción del carácter del movimiento del suelo, como se indica en las secciones 2.3.9.7.2, 2.3.9.7.3 y 2.3.9.7.4, para las demandas de desplome local, compresión en las columnas y tracción en las pletinas de empalme respectivamente.
- γ_a Coeficiente de incertidumbre analítico que tiene en cuenta el sesgo y la incertidumbre inherente en el procedimiento analítico específico usado para estimar la demanda como una función de la intensidad del movimiento del suelo, como se indica en las secciones 2.3.9.7.2, 2.3.9.7.3 y 2.3.9.7.4, para las demandas de desplome local, compresión en las columnas y tracción en las pletinas de empalme respectivamente.
- ϕ Coeficiente de resistencia que tiene en cuenta la incertidumbre y variabilidad inherente en la predicción de la capacidad estructural como una función de la intensidad del movimiento del suelo, como se indica en las secciones 2.3.9.7.2, 2.3.9.7.3 y 2.3.9.7.4, para las demandas de desplome local, compresión en las columnas y tracción en las pletinas de empalme respectivamente.
- λ Parámetro índice de confianza a partir del cual puede obtenerse un nivel de confianza. Ver Tabla 2.10.

La relación demanda capacidad con coeficientes λ se calcula con la Ecuación 2.9 para cada uno de los parámetros de comportamiento indicados en el Cuadro 2.6, el cual también hace referencia a los apartados en donde pueden encontrarse los parámetros γ_a , γ y ϕ requeridos en esta evaluación. Estas secciones referenciadas también definen un parámetro de incertidumbre β_{UT} asociado a la evaluación de la capacidad por concepto de desplome local desde dos puntos de vista: la respuesta global del edificio y la respuesta local de la conexión; también por concepto de compresión en las columnas y de tracción en los empalmes de las columnas. Estas incertidumbres están relacionadas con la configuración de los edificios, el tipo de conexiones resistentes a momento (tipo 1 o tipo 2), el tipo de método de análisis empleado y el nivel de comportamiento que se está evaluando.

Conocidos la relación demanda capacidad con coeficientes λ y el parámetro de incertidumbre β_{UT} se puede calcular el nivel de confianza correspondiente. Entre mayor sea el valor de λ , es decir, entre mayor sea la demanda con respecto a la capacidad, el nivel de confianza será menor. Así mismo, a mayores valores de β_{UT} corresponden niveles de confianza menores. El cálculo matemático del nivel de confianza se hace con la Ecuación 2.10. Esta es la función acumulativa estándar normal evaluada entre $-\infty$ y k_x . Para el cálculo con métodos numéricos el límite inferior se puede tomar igual a -10 y el valor de k_x , que es la variable de la distribución estándar normal para la cual se calcula la probabilidad de no ser excedida, se calcula con la Ecuación 2.11. Si se desea obviar el cálculo matemático se puede emplear la Tabla 2.10, la cual contiene los valores de la relación demanda capacidad con coeficientes λ correspondientes a determinados niveles de confianza y parámetros de incertidumbre β_{UT} . Por ejemplo, si

se tiene una relación demanda capacidad con coeficientes λ igual a 0,9 y un parámetro de incertidumbre total β_{UT} igual a 0,35, el valor de k_x será de 0,826 y el nivel de confianza obtenido con la Ecuación 2.10 será de 0.796, resultado similar al suministrado por la Tabla 2.10 (80%).

$$\Phi(k_x) = \int_{-\infty}^{k_x} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (2.10)$$

$$k_x = \left[\frac{1}{2} k \beta_{UT}^2 - \ln(\lambda) \right] \frac{1}{\beta_{UT}} \quad (2.11)$$

donde:

- Φ Función acumulativa estándar normal.
- u Variable de integración.
- k_x Variable de la distribución estándar normal para la cual se calcula la probabilidad de no ser excedida.
- k Pendiente de la curva de peligrosidad, en coordenadas log-log y que conservadoramente se toma igual a 3.
- β_{UT} Parámetro de incertidumbre total que depende del tipo de solicitud.
- λ Parámetro índice de confianza calculado con la ecuación 2.9.

Parámetro de incertidumbre β_{UT}	Nivel de confianza (en porcentaje)										
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	95	99
0,15	1,25	1,17	1,12	1,07	1,03	1,00	0,96	0,91	0,85	0,81	0,73
0,20	1,37	1,26	1,18	1,12	1,06	1,01	0,96	0,90	0,82	0,76	0,67
0,25	1,51	1,36	1,25	1,17	1,10	1,03	0,96	0,89	0,80	0,73	0,61
0,30	1,68	1,48	1,34	1,23	1,14	1,06	0,98	0,89	0,78	0,70	0,57
0,35	1,88	1,61	1,44	1,31	1,20	1,10	1,00	0,90	0,77	0,68	0,53
0,40	2,12	1,79	1,57	1,40	1,27	1,15	1,03	0,90	0,76	0,66	0,51
0,45	2,41	1,98	1,72	1,52	1,35	1,21	1,07	0,93	0,76	0,65	0,48
0,50	2,76	2,23	1,90	1,65	1,45	1,28	1,12	0,95	0,77	0,64	0,46
0,55	3,19	2,50	2,10	1,81	1,57	1,37	1,18	0,99	0,78	0,64	0,44
0,60	3,70	2,86	2,36	1,99	1,72	1,48	1,25	1,03	0,80	0,64	0,43

Tabla 2.10. Relación demanda capacidad con coeficientes λ para niveles de confianza específicos y factores de incertidumbre β_{UT}

La Tabla 2.11 proporciona los niveles de confianza mínimos recomendados para cada uno de los tipos de solicitud que potencialmente podrían gobernar el diseño, como son, la estabilidad global, la capacidad local de la conexión, el pandeo de la columna o la falla por tracción del empalme de la columna, para los niveles de comportamiento de prevención de colapso y de ocupación inmediata. De acuerdo con esta tabla si la solicitud que gobierna es el desplome local controlado por el comportamiento global el nivel de confianza calculado debe ser de por lo menos 50% para el nivel de comportamiento de ocupación inmediata y de 90% para el de prevención de colapso.

Tipo de solicitud	Nivel de comportamiento	
	Ocupación inmediata	Prevención de colapso
Desplome local controlado por el comportamiento global	50 %	90 %
Desplome local controlado por las conexiones	50 %	50 %
Compresión en columnas	50 %	90 %
Tracción en empalmes de columnas	50 %	50 %

Tabla 2.11. Niveles de confianza mínimos recomendados

2.3.9.7.2. Comportamiento controlado por desplome relativo local

(a) Demanda de desplome relativo local con coeficientes

La demanda de desplome relativo local debe calcularse como la cantidad $\gamma_a \gamma D$, en donde la demanda D , es el máximo desplome relativo local que proporciona el análisis estructural, γ_a es el coeficiente de incertidumbre analítico de la Tabla 2.12, y γ es el coeficiente de variabilidad de la Tabla 2.13. El coeficiente de incertidumbre analítico para la demanda de desplome local γ_a , tiene en cuenta el tipo de conexiones, la altura de los edificios, el método de análisis y el nivel de comportamiento. Por su parte, el coeficiente de variabilidad para la demanda de desplome local γ depende del tipo de conexiones, la altura de los edificios y el nivel de comportamiento.

Coeficiente de incertidumbre analítico para la demanda de desplome local γ_a								
	Método de análisis y nivel de comportamiento							
	LSP		LDP		NSP		NDP	
Características del sistema	I.O. ¹	C.P. ²	I.O. ¹	C.P. ²	I.O. ¹	C.P. ²	I.O. ¹	C.P. ²
Conexiones tipo 1								
Edificios bajos (< 4 pisos)	0,94	0,70	1,03	0,83	1,13	0,89	1,02	1,03
Edificios medios (4-12 pisos)	1,15	0,97	1,14	1,25	1,45	0,99	1,02	1,06
Edificios altos (> 12 pisos)	1,12	1,21	1,21	1,14	1,36	0,95	1,04	1,10
Conexiones tipo 2								
Edificios bajos (< 4 pisos)	0,79	0,98	1,04	1,32	0,95	1,31	1,02	1,03
Edificios medios (4-12 pisos)	0,85	1,14	1,10	1,53	1,11	1,42	1,02	1,06
Edificios altos (> 12 pisos)	0,80	0,85	1,39	1,38	1,36	1,53	1,04	1,10

Notas: 1. I.O. = Ocupación inmediata
2. P.C. = Prevención de colapso

Tabla 2.12. Coeficiente de incertidumbre analítico para la demanda de desplome local γ_a

Coeficiente de variabilidad para la demanda de desplome local γ		
Características del sistema	Ocupación inmediata (I.O.)	Prevención de colapso (C.P.)
Conexiones tipo 1¹		
Edificios bajos (< 4 pisos)	1,5	1,3
Edificios medios (4-12 pisos)	1,4	1,2
Edificios altos (> 12 pisos)	1,4	1,5
Conexiones tipo 2²		
Edificios bajos (< 4 pisos)	1,4	1,4
Edificios medios (4-12 pisos)	1,3	1,5
Edificios altos (> 12 pisos)	1,6	1,8

Notas:

1. Las conexiones tipo 1 son capaces de resistir una demanda de desplome local relativo de 0,04 radianes sin fracturarse o experimentar degradación de resistencia.
2. Las conexiones tipo 2 son capaces de resistir una demanda de desplome local relativo de 0,01 radianes sin fracturarse o experimentar degradación de resistencia. Generalmente las conexiones soldadas no reforzadas, con metal de aporte de baja tenacidad, típica de edificios resistentes a momento antiguos, deben considerarse dentro de este tipo.

Tabla 2.13. Coeficiente de variabilidad para la demanda de desplome local γ

(b) Capacidad de desplome relativo local con coeficientes

La capacidad de desplome relativo local puede estar limitada por la respuesta global de la estructura o por el comportamiento local de la conexión viga columna. En la sección 2.3.9.7.2 (b1) se suministran los valores de capacidad de desplome relativo local limitada por el comportamiento global, así como los parámetros de incertidumbre asociados β_{UT} para estructuras regulares y bien configuradas. Para las estructuras irregulares esta capacidad debe determinarse con el procedimiento del apéndice A de FEMA 351 (FEMA 2000b). En la sección 2.3.9.7.2 (b2) se indica cómo calcular la capacidad de desplome relativo local limitada por el comportamiento de la conexión.

(b1) Desplome relativo local según el comportamiento global

La capacidad de desplome relativo local con coeficientes, ϕC , limitada por la respuesta global de la estructura es el producto del factor de resistencia ϕ y la capacidad C , valores que se obtienen de la Tabla 2.14 para las conexiones tipo 1 y tipo 2. Las conexiones tipo 1 son capaces de resistir una demanda de desplome local relativo de 0.04 radianes sin fracturarse o experimentar degradación de resistencia. Las conexiones tipo 2 son capaces de resistir una demanda de desplome local relativo de 0,01 radianes sin fracturarse o experimentar degradación de resistencia. Las conexiones soldadas no reforzadas, con metal de aporte de baja tenacidad, típica de edificios resistentes a momento antiguos, deben considerarse dentro de este tipo. La Tabla 2.15 proporciona valores para el coeficiente

de incertidumbre β_{UT} a usar en la evaluación del desplome relativo local limitado por la respuesta global de la estructura.

Capacidad de desplome relativo local C según comportamiento global y factor de resistencia ϕ para edificios regulares				
Características del sistema	Nivel de comportamiento			
	Ocupación inmediata (I.O.)		Prevención de colapso (C.P.)	
	Capacidad de desplome relativo local C	Factor de resistencia ϕ	Capacidad de desplome relativo local C	Factor de resistencia ϕ
Conexiones tipo 1				
Edificios bajos (< 4 pisos)	0,02	1,0	0,10	0,90
Edificios medios (4-12 pisos)	0,02	1,0	0,10	0,85
Edificios altos (> 12 pisos)	0,02	1,0	0,085	0,75
Conexiones tipo 2				
Edificios bajos (< 4 pisos)	0,01	1,0	0,10	0,85
Edificios medios (4-12 pisos)	0,01	0,9	0,08	0,70
Edificios altos (> 12 pisos)	0,01	0,85	0,06	0,60

Tabla 2.14. Capacidad de desplome relativo local C según el comportamiento global y factor de resistencia ϕ para edificios regulares

Coefficiente de incertidumbre β_{UT} para la evaluación del desplome relativo local limitado por la respuesta global de la estructura^{1,2}		
Características del sistema	Nivel de comportamiento	
	Ocupación inmediata (I.O.)	Prevención de colapso (C.P.)
Conexiones tipo 1		
Edificios bajos (< 4 pisos)	0,20	0,3
Edificios medios (4-12 pisos)	0,20	0,4
Edificios altos (> 12 pisos)	0,20	0,5
Conexiones tipo 2		
Edificios bajos (< 4 pisos)	0,20	0,35
Edificios medios (4-12 pisos)	0,20	0,45
Edificios altos (> 12 pisos)	0,20	0,55

Notas: 1. El valor de β_{UT} debe incrementarse en 0,05 para análisis LSP
2. El valor de β_{UT} puede reducirse en 0,05 para análisis NDP

Tabla 2.15. Coeficiente de incertidumbre β_{UT} para la evaluación del desplome relativo local limitado por la respuesta global de la estructura

(b2) Desplome relativo local según comportamiento local

La capacidad de desplome relativo local con coeficientes, ϕC , limitada por la respuesta local de las conexiones debe basarse en los valores que para diferentes conexiones se presentan en el capítulo 6 de FEMA 351 (FEMA 2000b). Para las conexiones no incluidas en ese capítulo, la capacidad C y el factor de resistencia ϕ deben obtenerse a partir de ensayos de laboratorio siguiendo la metodología del apéndice A de dicho documento. La Tabla 2.16 suministra valores del coeficiente de incertidumbre β_{UT} a usar en la evaluación del desplome relativo local limitado por la respuesta local de la conexión.

Coefficiente de incertidumbre β_{UT} para la evaluación del desplome relativo local limitado por la respuesta local de la conexión^{1,2}		
Características del sistema	Nivel de comportamiento	
	Ocupación inmediata (I.O.)	Prevención de colapso (C.P.)
Conexiones tipo 1		
Edificios bajos (< 4 pisos)	0,30	0,30
Edificios medios (4-12 pisos)	0,30	0,35
Edificios altos (> 12 pisos)	0,30	0,40
Conexiones tipo 2		
Edificios bajos (< 4 pisos)	0,30	0,35
Edificios medios (4-12 pisos)	0,30	0,40
Edificios altos (> 12 pisos)	0,30	0,40

Notas: 1. El valor de β_{UT} debe incrementarse en 0,05 para análisis LSP
2. El valor de β_{UT} puede reducirse en 0.05 para análisis NDP

Tabla 2.16. Coeficiente de incertidumbre β_{UT} para la evaluación del desplome relativo local limitado por la respuesta local de la conexión

2.3.9.7.3. Comportamiento controlado por la capacidad de las columnas a compresión

(a) Demanda de compresión en columnas con coeficientes

La demanda de compresión en columnas debe calcularse para cada una como la cantidad $\gamma_a \gamma D$, en donde la demanda D , es la carga axial en la columna determinada como la suma de la carga permanente, el 25% de la carga de ocupación sin reducir y la demanda sísmica calculada por uno de los cuatro métodos de análisis mencionados en 2.3.9.5.1; γ_a es el coeficiente de incertidumbre analítico sacado de la Tabla 2.17 y γ es el coeficiente de variabilidad de la demanda de compresión y tiene el valor de 1,05. El coeficiente de incertidumbre total β_{UT} se presenta también en la Tabla 2.17.

(b) Capacidad de las columnas a compresión con coeficientes

La capacidad a la compresión de cada columna con coeficientes se determina como el producto del factor de resistencia, ϕ , y la resistencia axial nominal C determinada de acuerdo con el *AISC Load and Resistance Factor Design Specification* (AISC 1994). Para efectos específicos de esta evaluación el factor de longitud efectiva k debe tomarse igual a 1,0 y el factor de resistencia, igual a 0,95.

Método de análisis	Coefficiente de incertidumbre analítico γ_a	Coefficiente de incertidumbre total β_{UT}
Análisis lineal estático o dinámico	1,15	0,35
Análisis plástico	1,0	0,15
Análisis estático no lineal	1,05	0,20
Análisis dinámico no lineal	$e^{1,4\beta^2}$	$\sqrt{0,0225 + \beta^2}$

Nota: β puede tomarse como el coeficiente de variación (COV) de los valores de carga axial determinados del conjunto de análisis no lineales.

Tabla 2.17. Coeficiente de incertidumbre analítico γ_a y coeficiente de incertidumbre total β_{UT} para la evaluación de las columnas a compresión

2.3.9.7.4. Comportamiento controlado por los empalmes de las columnas

La capacidad de los empalmes de las columnas a tracción se evalúa de acuerdo con lo especificado en esta sección, salvo los empalmes constituidos por soldaduras de penetración completa en juntas a tope de todos los elementos de la sección transversal de la columna, los cuales no necesitan ser evaluados.

(a) Demanda de tracción en empalmes de columnas con coeficientes

La demanda de tracción en los elementos de empalme de las columnas se determina con la expresión $\gamma_a \gamma D$, en donde la demanda D , es la demanda de tracción en el empalme de la columna, calculada con la demanda sísmica menos el 90% de la demanda por carga permanente. El coeficiente de variabilidad de la demanda γ se considera igual a 1,05 y el coeficiente de incertidumbre analítico γ_a se toma de la Tabla 2.17, así como el coeficiente de incertidumbre total β_{UT} .

(b) Capacidad a tracción de los empalmes de columnas utilizando con coeficientes

La capacidad a la tracción de empalmes de columnas individuales debe determinarse como el producto del factor de resistencia, ϕ , y la resistencia nominal a la tracción C , determinada de acuerdo con el capítulo J de *AISC Load and Resistance Factor Design Specification* (AISC 1994). Para efectos específicos de esta evaluación el factor de resistencia se toma igual a 0,90.

2.4. Calibración de códigos de construcción

Como se dijo en la introducción de este capítulo, hoy en día en muchas regiones de la Tierra se reconoce la importancia de evaluar la vulnerabilidad sísmica de los edificios, aún cuando hayan sido objeto de un proyecto sísmico, puesto que este hecho por sí mismo no garantiza que su comportamiento ante un evento de esta naturaleza sea siquiera aceptable. De aquí surge la necesidad de cuantificar la efectividad de los códigos de construcción como herramientas que conduzcan a la realización de proyectos estructurales cuya resistencia a una determinada peligrosidad sísmica sea la deseada. Puede decirse que una manera de medir la vulnerabilidad sísmica de los edificios de una determinada época y región es evaluar la norma bajo la cual fueron proyectados. Dicha evaluación debe hacerse dentro de un marco probabilista que cubra una amplia gama de posibles valores de capacidad y de demanda. Esto ha llevado a la idea de la calibración de los códigos de construcción con base en el concepto de la confiabilidad estructural. A continuación se hace una breve reseña de los conceptos fundamentales de esta técnica tomados de *Reliability Based Code Calibration* (Faber y Sorensen 2002).

El desarrollo de los métodos de confiabilidad estructural en las últimas 3 ó 4 décadas ha proporcionado una base más racional para el proyecto de estructuras puesto que constituyen una herramienta de comparación entre la confiabilidad de tipos estructurales sobre los que se han practicado gran cantidad de ensayos y la confiabilidad de nuevos tipos estructurales. A través de los métodos de confiabilidad estructural, los aspectos que inciden en la seguridad del proyecto, como son las ecuaciones que se deben verificar, los valores característicos y los factores de seguridad parciales, se escogen de tal modo que los niveles de confiabilidad de las estructuras proyectadas de acuerdo con los códigos sean homogéneos e independientes del material, de las cargas que gobiernen el proyecto y de las condiciones ambientales y de operación. Este proceso, que incluye la determinación del nivel deseado de confiabilidad, o “confiabilidad objetivo”, es conocido normalmente como “calibración del código”.

El objetivo general de un análisis de confiabilidad estructural es cuantificar la confiabilidad de las estructuras bajo consideración resultante de las incertidumbres asociadas con las resistencias y las cargas. El desempeño estructural es determinado por medio de modelos basados en leyes físicas y en datos empíricos. Tanto en los modelos computacionales como en los parámetros que se introducen en tales modelos, que incluyen las características del material y de las cargas, hay cierto grado de incertidumbre debido a las idealizaciones, a la variabilidad de las propiedades físicas y a la insuficiencia o incorrección de los datos. La teoría de la confiabilidad estructural se basa en la modelación probabilística de estas incertidumbres y proporciona métodos para cuantificar la probabilidad de que las estructuras no alcancen un determinado criterio de desempeño.

Las incertidumbres que deben considerarse son: físicas, estadísticas y del modelo computacional. Las incertidumbres físicas son normalmente las asociadas a las cargas, a la geometría de la estructura y a las propiedades de los materiales. Las incertidumbres estadísticas se deben a la insuficiente información estadística, por ejemplo, un bajo número de ensayos de materiales. Las incertidumbres en el modelo computacional se deben a las idealizaciones hechas para aproximarse al comportamiento físico real de la estructura. En la mayoría de los casos es suficiente modelar las cantidades sujetas a

incertidumbre mediante variables aleatorias con funciones de distribución dadas y parámetros de distribución estimados con base en información estadística y/o subjetiva.

Los parámetros de resistencia frecuentemente son modelados por distribuciones lognormal, lo cual evita la posibilidad de valores negativos. Los coeficientes de variación dependen del material considerado. Los valores típicos, en tanto por uno, son de 0,05 para el acero de refuerzo, 0,15 para la resistencia a la compresión del hormigón y de 0,15 a 0,20 para la resistencia a la flexión del la madera estructural. Las cargas de ocupación pueden modelarse mediante una distribución de extremo, como la Gumbel. El coeficiente de variación está normalmente entre 0,20 y 0,40 y el valor característico se determina como el percentil 98 de la función de distribución para la máxima carga anual. Las cargas permanentes son corrientemente modeladas por una distribución normal, puesto que se considera que son el resultado de muchas diferentes aportaciones. El coeficiente de variación está normalmente entre 0,05 y 0,10 y como valor característico se toma la mediana.

Capítulo 3

Caracterización de los edificios de acero

Una cualidad sobresaliente de las construcciones de acero es su gran versatilidad, manifiesta en su amplio catálogo de formas y tipos de secciones estructurales, elementos de conexión, clases de uniones y muy diversas configuraciones estructurales. Para el estudio de su vulnerabilidad sísmica se ha buscado clasificarlas de acuerdo con los factores que más inciden en su comportamiento ante cargas dinámicas.

3.1. Introducción

En este capítulo se hará una descripción de los sistemas estructurales más ampliamente difundidos y de las características que inciden principalmente en su vulnerabilidad sísmica. Como punto de partida se presenta en el Cuadro 3.1 la clasificación de la metodología FEMA/ NIBS, recogida en *Earthquake Loss Estimation Methodology (HAZUS 99)* que considera cinco clases de estructuras de acero: pórticos de acero resistentes a momento (S1), pórticos arriostrados de acero (S2), pórticos livianos de acero (S3), pórticos de acero con pantallas de cortante de hormigón vaciadas en el sitio (S4) y pórticos de acero con muros de cerramiento de mampostería no reforzada (S5). Nótese que las clases S3 y S5 corresponden a edificios que en las últimas décadas no se han diseñado y que por lo tanto representan un porcentaje muy bajo dentro del conjunto de los edificios de acero, motivo por el cual se dejarán de lado en este estudio. Lo mismo se hará con la clase S4 pues, aunque corresponde a un sistema constructivo vigente, su resistencia sísmica depende de las pantallas de hormigón y no de los pórticos de acero, los cuales se diseñan solo para fuerzas verticales.

Como un paso inicial dentro de esta investigación, se han considerado dos tipos de pórticos representativos de dos de las clases estructurales de acero más abundantes, como son los pórticos resistentes a momento y los pórticos con arriostramiento concéntrico, para hacer una evaluación de su vulnerabilidad sísmica. Este estudio incluye hacer un seguimiento de su comportamiento no lineal, calculando sus curvas de capacidad para hallar, de esta manera, sus puntos de fluencia y de resistencia última, calcular los puntos de capacidad por demanda que se espera que sean alcanzados bajo la acción del espectro de diseño y estimar las probabilidades de que experimenten diversos estados de daño.

CLASE	DESCRIPCIÓN
Pórticos de acero resistentes a momento (S1)	Estos edificios tienen pórticos de columnas y vigas de acero. En algunos casos las conexiones viga columna tienen muy baja capacidad a momento pero en otros las vigas y las columnas se han configurado plenamente como pórticos a momento para resistir cargas laterales. La estructura normalmente queda oculta, en su lado exterior por muros no estructurales, que pueden ser de casi cualquier material: muros cortina, muros de mampostería o paneles de hormigón prefabricados, y en su lado interior por cielorrasos y forros de columnas. Los diafragmas, que también pueden ser de diversos materiales, transmiten las cargas a los pórticos resistentes a momentos. Estos desarrollan su rigidez mediante conexiones a momento totales o parciales y pueden localizarse en casi cualquier parte dentro del edificio. Normalmente las columnas tienen su dirección fuerte orientada de tal manera que unas actúan principalmente en una dirección mientras las otras actúan en la otra. Los pórticos resistentes a momentos son más flexibles que los muros a cortante. Esta baja rigidez puede llevar a grandes desplomes de piso y consecuentemente a daño no estructural relativamente grande.
Pórticos arriostrados de acero (S2)	Estos edificios son similares a las anteriores excepto en que los componentes verticales del sistema de resistencia de cargas laterales son pórticos arriostrados más bien que pórticos a momento.
Pórticos livianos de acero (S3)	Estos edificios son previos a las técnicas modernas de ingeniería y son prefabricados con pórticos transversales rígidos. El techo y los cerramientos laterales están constituidos por paneles de bajo peso, normalmente láminas metálicas corrugadas. Los pórticos están diseñados con criterios de máxima eficiencia, frecuentemente con miembros acartelados (de sección variable), ensamblados con láminas livianas. Los pórticos se construyen en secciones y se ensamblan en el sitio con conexiones atornilladas. Las cargas laterales en la dirección transversal son resistidas por los pórticos rígidos que reciben las cargas de elementos de diafragmas horizontales, normalmente, varillas de acero del entramado del techo. En la dirección longitudinal lo típico es que las cargas sean resistidas por varillas de arriostramiento a tracción.
Pórticos de acero con pantallas de cortante de hormigón vaciadas en el sitio (S4)	Los muros de cortante en estos edificios son de hormigón vaciado en el sitio que pueden ser a la vez muros de carga. El pórtico de acero se diseña únicamente para carga vertical. Los diafragmas de casi cualquier material transmiten las cargas laterales a los muros de cortante. Los pórticos de acero podrían constituir un sistema de resistencia de fuerza lateral secundario, dependiendo de su rigidez y de la capacidad a momento de sus conexiones. En los sistemas duales modernos los pórticos de acero resistentes a momento se diseñan para que trabajen conjuntamente con las pantallas de cortante.
Pórticos de acero con muros de mampostería no reforzada (S5)	Este es uno de los tipos de edificios más viejos. Los muros de cerramiento normalmente están salidos con respecto al pórtico, y lo recubren, presentando una apariencia continua de mampostería sin dejar entrever el pórtico. Cuando los muros son de construcción sólida y están en el mismo plano del pórtico, pueden proporcionar rigidez y resistencia lateral a la estructura.

Cuadro 3.1. Descripción de clases de edificios de acero según HAZUS-99

3.2. Pórticos de acero resistentes a momento (S1)

Los pórticos de acero resistentes a momento han sido muy populares en muchas regiones de alta sismicidad por varias razones. Primero, porque han sido considerados sistemas de alta ductilidad. Los factores de reducción de las fuerzas sísmicas de diseño que normalmente les asignan los códigos de construcción son de los más altos (y, por lo tanto, las fuerzas laterales de diseño son de las más bajas), lo que refleja la opinión de los redactores de los códigos de que los pórticos resistentes a momento están dentro de las estructuras más dúctiles. La segunda razón es su versatilidad arquitectónica. La ausencia de elementos de arriostramiento que bloqueen los vanos permite la máxima flexibilidad en la utilización del espacio. El precio a pagar por esta libertad arquitectónica es la flexibilidad inherente a estos pórticos. Comparados con los pórticos arriostrados, los pórticos resistentes a momento requieren perfiles de mayor tamaño que los que se requerirían para resistir solo las cargas verticales, debido a la necesidad de cumplir con las estipulaciones de las normas en materia de desplomes de piso máximos. Su flexibilidad inherente puede resultar en mayor daño en los componentes no estructurales sensibles al desplome (Bruneau et al., 1998).

Dada su configuración estructural, las cargas sísmicas son resistidas por el entramado de columnas y vigas que se ven solicitadas por la acción combinada de fuerzas axiales y momentos flectores. Su comportamiento ante fuerzas horizontales depende principalmente de la capacidad a flexión de las columnas. Por esta razón se buscan en su proceso de diseño los perfiles comerciales cuyos momentos de inercia sean los adecuados para brindar la rigidez necesaria en las dos direcciones principales, asegurando, de esta manera, que el desplome máximo de piso se mantenga por debajo de los límites estipulados por la normativa en vigor y así controlar el daño en los elementos no estructurales sensibles al desplome. Dado lo anterior, no es extraño que, si la edificación se sitúa en una zona de alta amenaza sísmica, el tamaño de las columnas resulte aparentemente sobredimensionado para resistir las cargas.

Por otro lado, el tamaño de las vigas depende principalmente de las cargas verticales y de la luz entre columnas. Además, las disposiciones sísmicas que atienden a la ductilidad global de la estructura exigen que la viga sea suficientemente más débil que las columnas a las que se conecta para garantizar que la plastificación ocurra primero en ella. Pasar por alto este punto conduce a la aparición de rótulas plásticas muy tempranas en las columnas que pueden originar el colapso rápido del edificio con resultados catastróficos.

Sin duda, el aspecto que ha sido la causa de los mayores problemas y sobre el que más investigación se ha hecho es el de las uniones a momento. En principio, una conexión viga columna de un sistema de resistencia sísmico podría diseñarse y, de hecho, así se hacía en el pasado, para que resista el mayor momento flector que arroje el análisis estructural. Este proceder deja de lado dos asuntos importantes: 1) que, a pesar de que se haya usado un factor de seguridad normal, en un momento dado las solicitaciones sísmicas pueden ser mayores que las esperadas y 2) el efecto resultante de la naturaleza cíclica de la acción sísmica. El resultado es una falla frágil de la conexión con la consiguiente degradación de resistencia de la estructura como conjunto.

Para ilustrar el efecto de una falla frágil de una conexión se muestra en la Figura 3.1 un pórtico de acero, tomado de “*Advanced Seismic Assessment Guidelines*” (Bazzurro et al, 2004), y su curva de capacidad en la Figura 3.2.

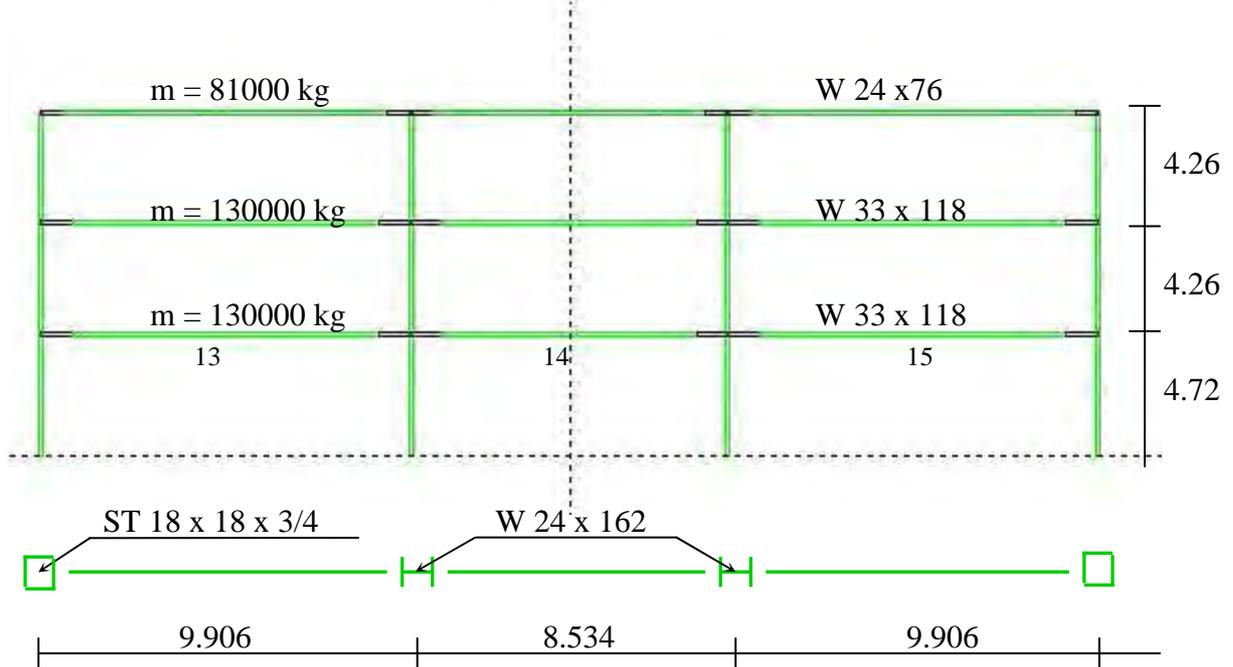


Figura 3.1. Pórtico resistente a momento en acero de $F_y = 248$ MPa (vigas) y $F_y = 343$ MPa (columnas) y con conexiones frágiles

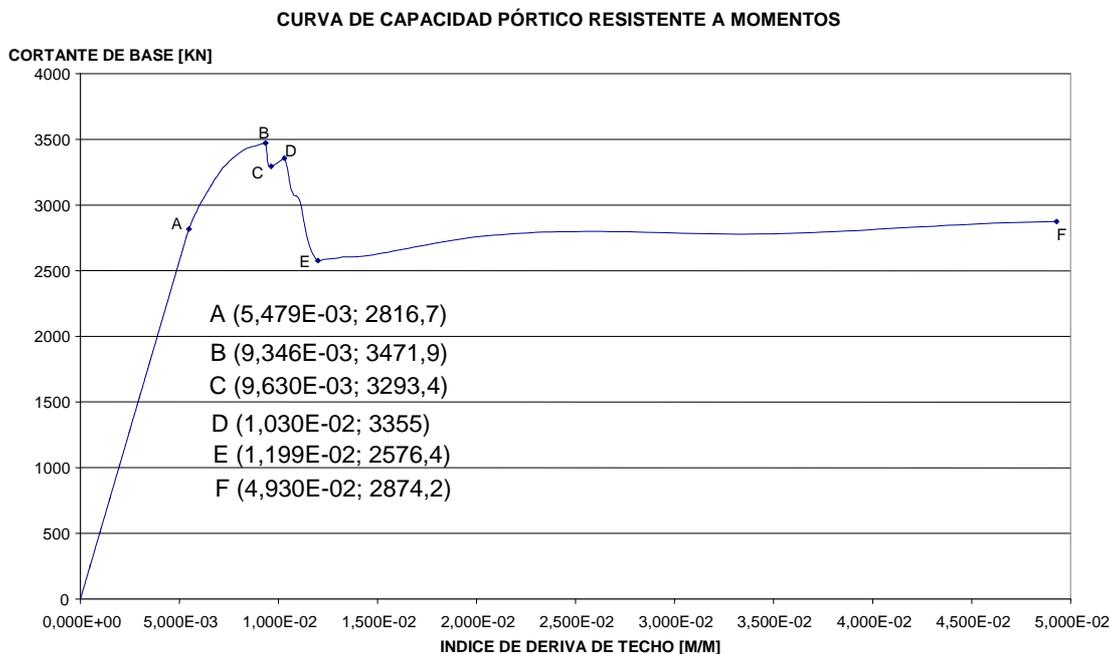


Figura 3.2. Curva de capacidad de un pórtico resistente a momentos con degradación de resistencia por rotura de conexiones viga columna

La curva de capacidad de la Figura 3.1 se obtuvo con el programa RUAUMOKO (Carr 2002). En ella se distinguen los siguientes puntos:

- Punto A: Inicio de la fluencia. Ocurre cuando el extremo 2 de la viga 14 se plastifica.
- Punto B: Resistencia máxima. A partir de este punto se reduce drásticamente la resistencia debido a que una de las conexiones viga columna ha alcanzado la rotación límite asociada a una falla frágil, de acuerdo con el modelo de la Figura 3.3. En particular este fenómeno ocurre en primer lugar en el extremo 2 de la viga 15.
- Punto C: Inicio de recuperación de resistencia. El extremo 2 de la viga 15 ha alcanzado su resistencia residual, de acuerdo con el modelo de la Figura 3.3 lo cual permite que la estructura incremente nuevamente su resistencia.
- Punto D: Nuevo pico de resistencia. A partir de este punto se vuelve a reducir la resistencia debido a que otra conexión ha alcanzado la rotación límite. En este caso se trata del extremo 2 de la viga 14.
- Punto E: Las conexiones de ambos extremos de las vigas 13,14 y 15 han alcanzado su resistencia residual y se permite que la estructura se recupere ligeramente. El resultado de que las conexiones no hayan tenido un buen detallado de ductilidad es que la estructura ha perdido más de un 25 % de su capacidad.

En la Figura 3.3 se grafica el momento resistente de la conexión viga columna en función de la rotación plástica. Esta relación normalmente se obtiene a partir de ensayos de laboratorio sobre modelos a escala natural y con las características propias de las conexiones de los edificios cuya vulnerabilidad se desea evaluar. Los estados límite que, de ser alcanzados, resultarían en la falla frágil de la conexión son, entre otros, los siguientes:

- Falla por cortante de cordones de soldadura. Es la causa principal de falla frágil. Generalmente se presenta en los cordones que unen la aleta a tracción.
- Rotura por cortante de tornillos. Tiene lugar en conexiones en las que la fuerza de la aleta a tracción se transmite a una pletina horizontal soldada a la columna.
- Rotura por tracción en la sección neta de la pletina de conexión mencionada en el punto anterior.
- Rotura por bloque de cortante de la aleta superior de la viga.
- Falla por aplastamiento de las paredes de las perforaciones.

REDUCCIÓN DE RESISTENCIA DE CONEXIÓN DE VIGA COLUMNNA PARA W 33 X 118, $F_y = 248 \text{ MPA}$

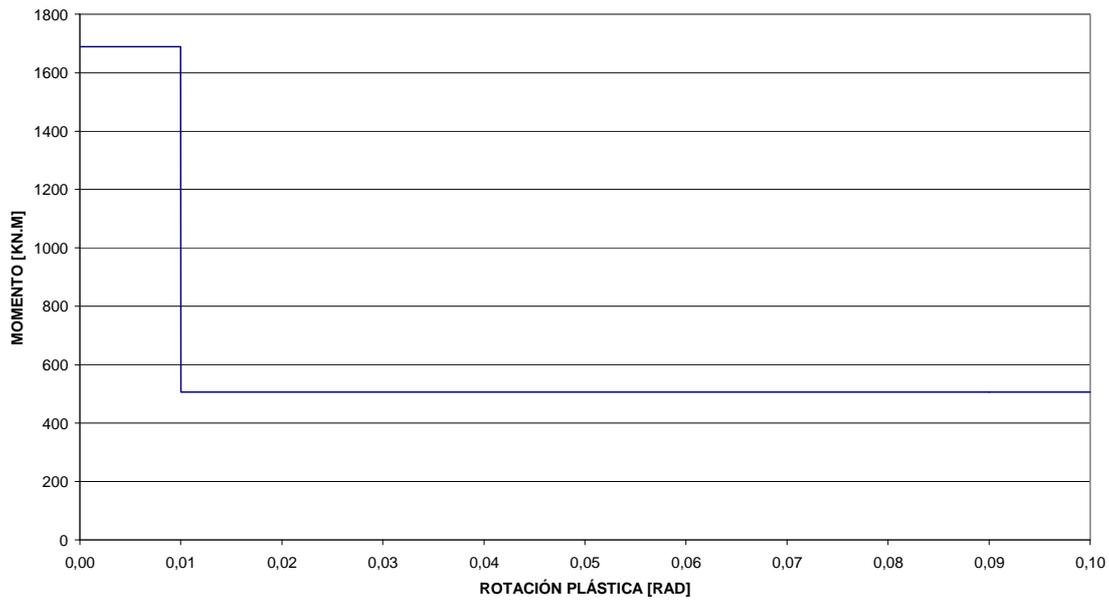


Figura 3.3. Reducción de resistencia en conexiones frágiles

Cuando la configuración de una conexión es tal que el estado límite que gobierna es cualquiera de los anteriores su falla será de naturaleza frágil. En contraste cuando la conexión se configura de tal modo que el estado límite que gobierna es el de fluencia en la sección total de la viga, o de las pletinas de conexión si las hubiera, ante la ocurrencia de cargas superiores a las de diseño tendrá la capacidad de deformarse en gran manera sin experimentar pérdida de resistencia. El resultado de omitir las consideraciones anteriores se hizo patente en los sismos de Northridge y Kobe, en los cuales hubo muchas fallas de conexiones de naturaleza frágil.

Para evitar esa situación, en la norma *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC 2002) del *American Institute of Steel Construction (AISC)* se establece que las conexiones a usar sean capaces de desarrollar sin sufrir pérdida de resistencia una rotación de 0.04 radianes en los pórticos con capacidad de disipación de energía especial y de 0.02 radianes en los pórticos con capacidad de disipación de energía intermedia. Para garantizar que cumplen con este requisito, las conexiones son calificadas mediante ensayos de carga cíclica en laboratorios de estructuras. Tipos de conexiones que han sido previamente ensayadas y aprobadas se encuentran en: *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings FEMA 350* (FEMA 2000a). Mele et al. (2003) reportan el comportamiento sísmico de conexiones soldadas representativas de la práctica europea.

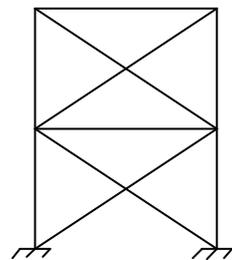
3.3. Pórticos de acero arriostrados (S2)

Los pórticos de acero arriostrados han ido ocupando un lugar cada vez más importante dentro del conjunto de los edificios de acero debido a que brindan una solución económica a la necesidad de rigidizar las estructuras para controlar el daño no

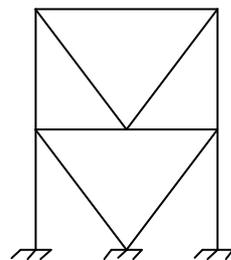
estructural sensible al desplome, cuyo costo de reparación puede ser mucho más alto que el de la estructura misma. La presencia de las riostras en algunos vanos del edificio representa un reto para el proyectista arquitectónico que debe armonizar los requerimientos estructurales con los de funcionalidad y estética. En muchos casos, la arquitectura moderna se ha inclinado por hacer de los miembros estructurales de arriostramiento elementos primordiales en la estética de la fachada. La alta rigidez de estos edificios podría resultar en mayores daños en los elementos no estructurales sensibles a la aceleración.

La configuración estructural de los pórticos de acero arriostrados es tal que las cargas sísmicas son resistidas por miembros estructurales de arriostramiento inclinados sometidos a la acción de fuerzas de compresión o de tracción. Puesto que las deformaciones producidas por tensiones axiales son muy bajas en comparación con las producidas por flexión, estos sistemas se caracterizan por su alta rigidez. Si bien esto es favorable desde el punto de vista de los elementos no estructurales sensibles al desplome, no es así para los sensibles a la aceleración. Por otra parte, su buen comportamiento sísmico se podría ver afectado por la falla frágil de sus conexiones.

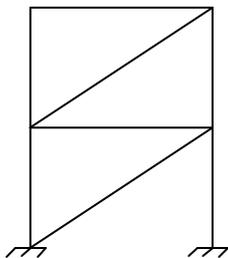
Los pórticos de acero arriostrados se clasifican de acuerdo con el tipo de arriostramiento en concéntricos y excéntricos. Los arriostrados concéntricamente son aquellos en los que los ejes centroidales de los miembros concurrentes se encuentran en un punto y conforman una cercha o armadura vertical de resistencia a cargas laterales, cuyos componentes están sujetos principalmente a fuerzas axiales en el rango elástico. Sin embargo, bajo la acción de un sismo entre moderado y severo, se espera que las riostras y sus conexiones desarrollen deformaciones inelásticas significativas, por lo que se debe revisar muy cuidadosamente su detallado. La Figura 3.4 contiene algunas configuraciones típicas de pórticos arriostrados concéntricamente.



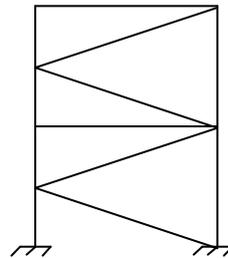
Arriostramiento en X



Arriostramiento en V



Arriostramiento en Diagonal



Arriostramiento en K

Figura 3.4. Configuraciones típicas de pórticos arriostrados concéntricamente

Los pórticos de acero arriostrados excéntricamente se caracterizan por el hecho de que sus riostras tienen un extremo conectado a un elemento disipador de energía denominado enlace, que puede ser horizontal o vertical, como se ve en la Figura 3.5, en donde el enlace está marcado con la letra **e**. De acuerdo con *Commentary on the Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC 2002a), estos pórticos pueden ser de alta rigidez y de respuesta elástica como los arriostrados concéntricamente si el enlace es corto y pueden tener excelente ductilidad y gran capacidad de disipación de energía, comparables a las de los pórticos resistentes a momento, si el enlace no es tan corto.

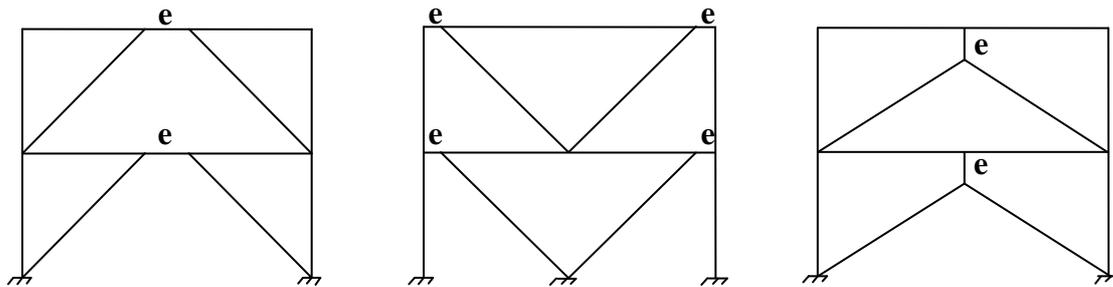


Figura 3.5. Configuraciones típicas de pórticos arriostrados excéntricamente

La normativa de diseño va encaminada a garantizar que la plastificación ocurra principalmente en el enlace, de tal forma que bajo cargas últimas este pueda experimentar ciclos de fluencia y aún llegar a la zona de endurecimiento por deformación sin que las riostras, columnas y porciones de viga fuera del enlace, se salgan del rango elástico.

3.4. Reseña histórica del daño observado en los edificios de acero en evaluaciones postsísmicas

Los sismos constituyen la prueba de fuego del diseño y construcción sismorresistente. Con cada movimiento sísmico del suelo se pone en evidencia la veracidad de las hipótesis de diseño referentes a la magnitud, dirección y frecuencia de las cargas y a los efectos que estas tienen en los miembros estructurales y en sus uniones, así como las referentes a las propiedades de resistencia, flexibilidad y durabilidad de los materiales de construcción y a la manera cómo interactúan entre sí los diversos componentes de la estructura. Por esta razón, los análisis de evaluaciones postsísmicas han permitido sacar importantes lecciones que se han incorporado en los códigos de diseño.

Una de las lecciones más importantes aprendidas en la última década del siglo XX tiene que ver con los edificios cuyo principal sistema resistente de fuerzas laterales está constituido por pórticos de acero resistentes a momento (SMRF por sus siglas en inglés). Estos se consideraban muy seguros para resistir sismos debido a la capacidad de los miembros de acero de experimentar grandes deformaciones plásticas por flexión y por cortante antes de llegar a la rotura. Sin embargo esta confianza se vio debilitada a raíz del terremoto de Northridge (1994), en el que más de 150 pórticos de acero resistentes a momento sufrieron daños, principalmente en la forma de fracturas frágiles en las conexiones viga columna soldadas. La gravedad del problema se puso de

manifiesto por los daños y los colapsos de las estructuras de acero durante el sismo de Kobe (1995) (Gupta y Krawinkler, 1999).

Dada pues la importancia de esta forma de adquirir conocimiento sobre el comportamiento de los edificios, se presenta a continuación una breve reseña histórica del daño observado durante inspecciones postsísmicas que incluyen edificios de acero. Los sismos a los que ellas se refieren tuvieron lugar en las ciudades de Kobe, Japón (1995) y Bam, Irán (2003).

3.4.1 Daño observado en el sismo de Kobe (Japón)

De acuerdo con Yamazaki y Murao (2000), el sismo del 17 de enero de 1995 en Hyogoken-Nanbu (Kobe) dejó más de cien mil edificios con daño severo y cerca de ciento cincuenta mil que experimentaron daño moderado. Su estudio se centra en el Distrito Nada, uno de los nueve distritos en que está dividida la Ciudad de Kobe y que contaba en 1994 con 125.000 habitantes. Cerca de trece mil de sus edificios fueron seriamente dañados y seis mil experimentaron daño moderado. El saldo de víctimas mortales fue de 924 personas. De este estudio, que lleva a la obtención de curvas de fragilidad para algunas estructuras de acero, se presenta a continuación un resumen.

La información relativa al daño de los edificios, registrada por las autoridades locales, había sido analizada previamente por varios autores (Murao y Yamazaki 1997; Yamaguchi et al. 1998; Sugiura y Yamazaki 1998). En el documento referenciado se obtienen curvas de fragilidad (funciones de vulnerabilidad) para los edificios japoneses combinando la información registrada por la Ciudad de Kobe referente al daño experimentado por los edificios con la distribución estimada del movimiento sísmico de Yamaguchi y Yamazaki (1999).

La Tabla 3.1 muestra el número de edificios que experimentaron daño en el Distrito Nada discriminados de acuerdo con el tipo de estructura, el período de construcción, y el grado de daño: grave, moderado y ligero. En ella se aprecia que las estructuras se clasifican en cuatro tipos: madera (W), hormigón armado (RC), pórticos de acero (S) y pórticos de acero de lámina delgada (LS). Las Figuras 3.6 y 3.7 muestran la tasa de daño de los edificios en el Distrito Nada con respecto al tipo estructural y el período de construcción (para el caso de las de madera).

Type of Buildings	Heavy	Moderate	No/Slight	Total
-1951	5,032	1,636	1,138	7,806
1952-61	2,897	936	992	4,825
1962-71	2,588	928	1,126	4,642
1972-81	1,006	764	1,218	2,988
1982-94	384	542	1,523	2,449
Subtotal	11,907	4,806	5,997	22,710
Reinforced Concrete (RC)	354	532	2,928	3,814
Steel (S)	532	462	1,179	2,173
Light Gauge Steel (LS)	272	164	865	1,301
Others	133	89	324	546
Total	13,198	6,053	11,293	30,544

Tabla 3.1 Resumen de daño en el Distrito Nada debido al sismo de Kobe (Tomada de Yamazaki y Murao (2000))

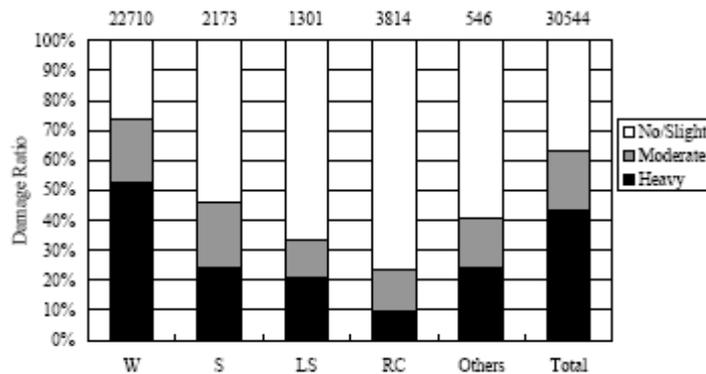


Figura 3.6. Tasa de daño según tipo estructural de edificios del Distrito Nada (Tomada de Yamazaki y Murao (2000))

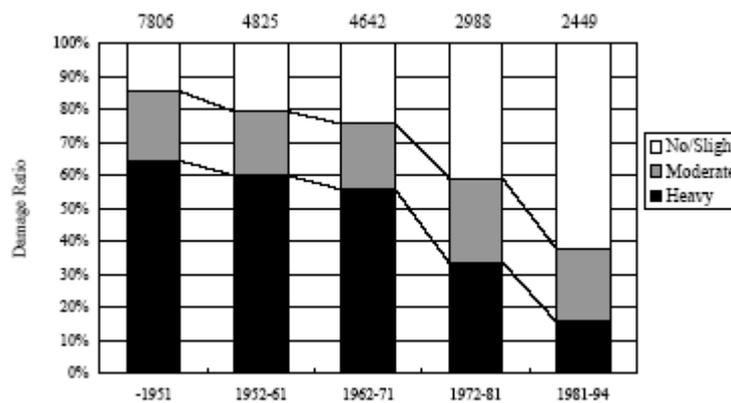


Figura 3.7. Tasa de daño de edificios con armazón de madera clasificadas según su período de construcción. (Tomada de Yamazaki y Murao (2000))

Para obtener las curvas de fragilidad se usó como variable de la severidad del sismo el PGV. Su distribución en la zona estudiada se reevaluó a partir de curvas de fragilidad preliminares y de los datos de comportamiento del colectivo de los edificios de madera por ser el más numeroso. Los resultados se presentan en la Tabla 3.2. En dicha tabla se presenta los resultados de dos correlaciones: para daño severo (R_h) y para daño moderado y severo (R_m). Para cada una se obtiene el valor de la mediana (λ) y de la desviación estándar (ζ) de la variable $\ln(\text{PGV})$, donde PGV está en cm/s. Respecto a R_h y R_m de la Tabla 3.2 puede decirse que los cuadrados de los coeficientes de correlación (R^2) de los edificios de armazón de madera son los mayores. Este hecho puede explicarse por 1) el PGV fue reevaluado a partir del valor medio de la tasa de daño de los edificios de madera y 2) de todos los tipos estructurales, los de armazón de madera son los más numerosos, por lo que dan la estadística más estable. Los valores de R^2 para otros tipos estructurales son menores pero en general son muy altos.

		Heavy (R_h)			Heavy + Moderate (R_m)		
		λ	ζ	R^2	λ	ζ	R^2
Wood-frame (W)	-1951	4.36	0.41	0.96	3.66	0.67	0.88
	1952-61	4.44	0.35	0.98	3.97	0.49	0.95
	1962-71	4.45	0.34	0.98	4.02	0.46	0.97
	1972-81	4.73	0.38	0.97	4.25	0.39	0.98
	1982-1994	5.12	0.50	0.88	4.61	0.47	0.97
All	4.51	0.41	0.98	4.07	0.51	0.98	
Reinforced Concrete (RC)	-1971	5.12	0.65	0.95	4.72	0.69	0.93
	1972-81	5.33	0.58	0.94	4.85	0.61	0.84
	1982-94	6.00	0.79	0.90	5.33	0.79	0.92
	All	5.50	0.71	0.97	4.99	0.72	0.92
Steel (S)	-1971	4.64	0.62	0.72	4.25	0.71	0.79
	1972-81	4.97	0.49	0.94	4.49	0.55	0.80
	1982-94	5.64	0.73	0.89	5.01	0.73	0.82
	All	5.14	0.63	0.75	4.69	0.67	0.69
Light Gauge Steel (LS)	-1971	4.70	0.55	0.93	4.41	0.50	0.91
	1972-81	5.82	0.97	0.73	4.95	0.86	0.78
	1982-94	6.19	1.10	0.86	5.28	0.87	0.85
	All	5.03	0.56	0.94	4.73	0.60	0.97

Tabla 3.2. Parámetros de curvas de fragilidad para edificios japoneses (Tomada de Yamazaki y Murao (2000))

La Figura 3.8 muestra las curvas de fragilidad para cuatro tipos estructurales. En cada figura los edificios de estructura de madera muestran la menor capacidad sísmica y las RC la mayor. Las funciones para las estructuras de pórticos de acero y de lámina delgada de acero son muy similares entre sí.

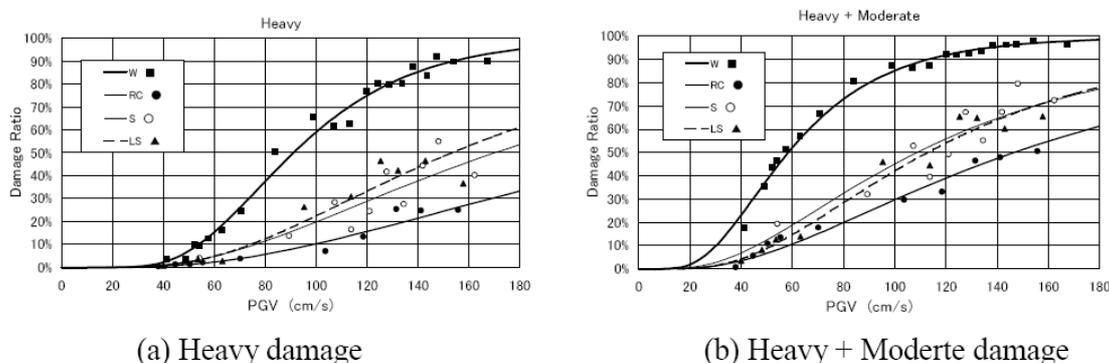


Figura 3.8. Curvas de fragilidad basadas en PGV para diferentes tipos estructurales (Tomada de Yamazaki y Murao (2000))

La Figura 3.9 muestra las curvas de fragilidad para edificios de hormigón armado y de acero con diferentes períodos de construcción. Se ve claramente en las figuras que los edificios viejos son más vulnerables que los nuevos. Para las estructuras que conllevan diseño de ingenieros (S y RC), la revisión del código de diseño sísmico en cada período constructivo puede tener un efecto significativo en el mejoramiento de la resistencia sísmica. Sin embargo para otros tipos estructurales, especialmente los de madera, se concluye que la edad de la edificación es la principal responsable de esta observación, con base en la representación gráfica de la tasa de daño año por año (de construcción).

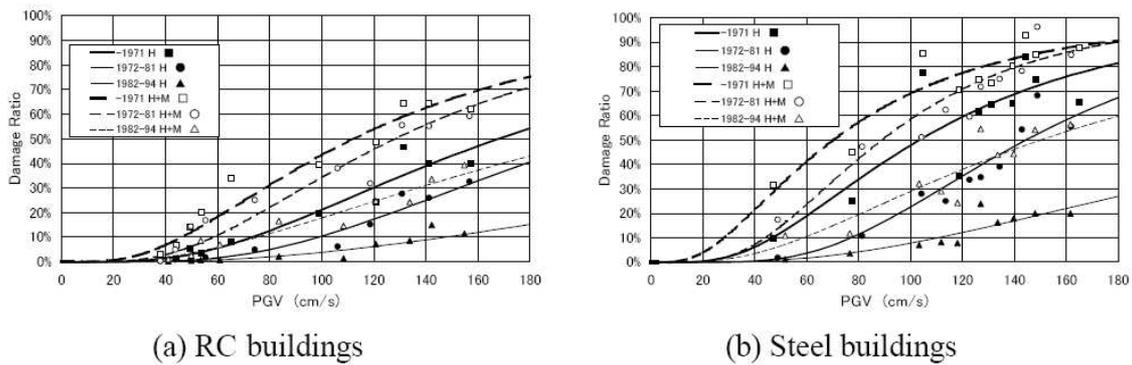


Figura 3.9. Curvas de fragilidad para edificios de hormigón armado y de acero (Tomada de Yamazaki y Murao (2000))

A continuación se resaltan algunas conclusiones importantes del estudio de Yamazaki y Murao (2000):

- El terremoto de Hyogoken-Nanbu (Kobe) causó daños sin precedentes en Kobe y en las áreas circundantes. Con la información sobre el daño causado, recopilada por las autoridades, se han obtenido curvas de fragilidad que tienen en cuenta el tipo estructural y el período de construcción. Se ha demostrado que estos son parámetros importantes para determinar la probabilidad de ocurrencia de daño.
- El desarrollo de las curvas de fragilidad empíricas se basó en los índices del movimiento sísmico fuerte, cuya distribución se estimó a partir del registro del movimiento del suelo y en información adicional sobre el daño de los edificios.
- Puesto que las estimaciones del PGV se ven afectadas por las características del inventario de cada manzana del distrito, la distribución del PGV se reevaluó a partir de las curvas de fragilidad que consideran el período de construcción de los edificios con armazón de madera. Con la distribución reevaluada del PGV se refinaron las curvas de fragilidad considerando características más detalladas de los edificios. Las curvas de fragilidad finales pueden usarse para evaluaciones de daño y para sistemas de estimación temprana de daño en Japón.

Con base en el análisis que acaba de presentarse, puede decirse que las construcciones de acero pueden ser altamente vulnerables a los movimientos sísmicos. De hecho, de acuerdo con la Figura 3.6, su vulnerabilidad puede ser mayor que la de las estructuras de hormigón armado.

3.4.2 Daño observado en el sismo de Bam (Irán)

Otro informe medianamente detallado que revela el comportamiento de estructuras de acero ante sacudimientos del suelo es el que Mostafaei y Kabeyasawa (2004) presentaron con posterioridad al sismo del 26 de diciembre de 2003 en la Ciudad de Bam, Irán, del cual se presenta aquí un extracto.

En el estudio se evaluaron 624 edificios de acuerdo con la Escala Macro Sísmica Europea EMS-98 (Grünthal 1998). Los movimientos sísmicos fuertes del terremoto de Bam fueron registrados por 18 estaciones del *Building and Housing Research Center* (BHRC). En la estación de Bam, localizada en el centro de la ciudad, los picos reportados de aceleración horizontal y vertical del terreno fueron respectivamente: 799 gals (en la dirección EW) y 988 gals. Los edificios de mampostería reforzada, que se han dividido en dos clases: mampostería reforzada con hormigón armado, o M-C, y mampostería reforzada con pórticos de acero, o M-S, constituyen el 14 % de las estructuras. La clase M-S se refiere a pórticos de acero con muros de mampostería de ladrillo, como se muestra en la Figura 3.10.

En esta tipología de sistema estructural, los muros de mampostería proporcionan una resistencia lateral suplementaria al sistema estructural y trabajan como muros de relleno confinados. Los pórticos de acero arriostrados, S-B, y los pórticos de acero, que se asumen con conexiones resistentes a momentos, S-F, comprenden el 7 % de los edificios. El tipo S-B es uno de los sistemas estructurales más populares en Irán, especialmente desde la aplicación del primer código sísmico iraní en 1990. Es preferido por los propietarios de edificios convencionales debido a la rapidez y conveniencia de los procesos constructivos y los beneficios económicos en comparación con las estructuras de hormigón reforzado (Figura 3.11).



Figura 3.10. Edificación de mampostería reforzada con pórtico de acero, tipo M-S.
(Tomada de Mostafaei y Kabeyasawa (2004))



Figura 3.11. Edificación con pórtico de acero arriostrado, tipo SB.
(Tomada de Mostafaei y Kabeyasawa (2004))

Los pórticos de hormigón armado, el tipo RC, junto con los pórticos especiales de acero con muros de mampostería, el tipo M-S-F mostrado en la Figura 3.12, constituyen el 3% de las estructuras de la Ciudad de Bam. Las proporciones de los diferentes tipos estructurales de Bam se ilustran en la Figura 3.13.



Figura 3.12. Pórtico especial de acero con muros de mampostería, tipo M-S-F.
(Tomada de Mostafaei y Kabeyasawa (2004))

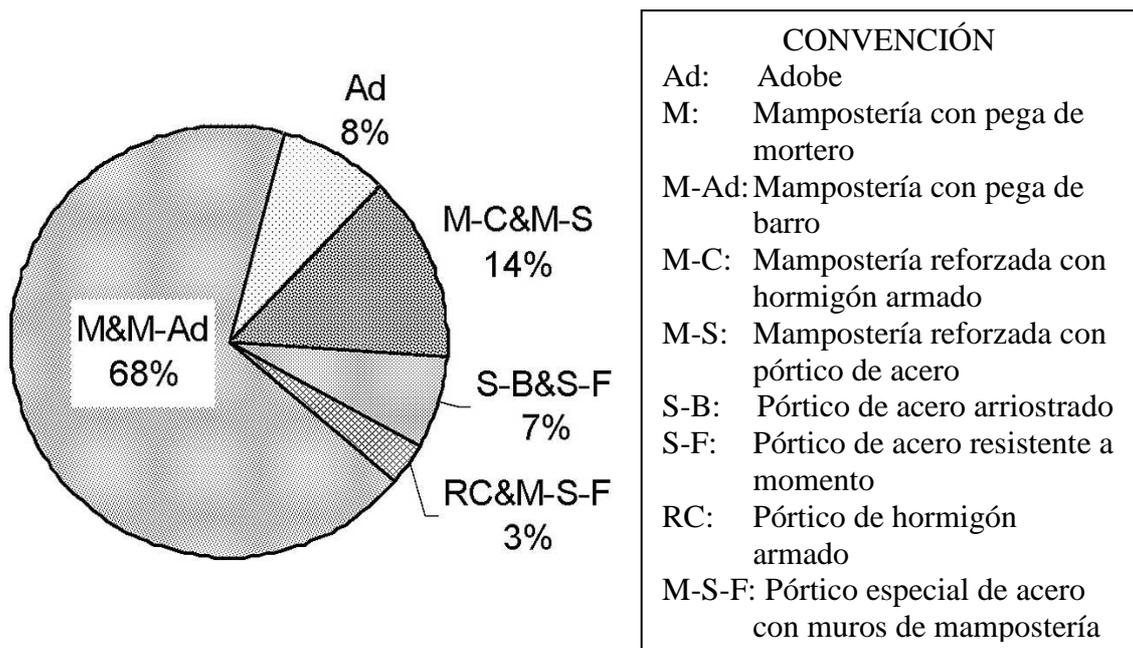


Figura 3.13. Proporción de los tipos estructurales investigados (Tomada de Mostafaei y Kabeyasawa (2004))

Se puede inferir de esta figura que el 24 % de los edificios investigados de la ciudad (M-C & M-S, S-B & S-F, y RC & M-S-F) tienen sistemas estructurales que son definidos en el código sísmico iraní como sistemas con diseño de resistencia sísmico.

Los grados de daño de la escala EMS se clasifican como:

- Grado 1: daño insignificante a ligero
- Grado 2: daño moderado
- Grado 3: daño substancial a grave
- Grado 4: daño muy grave
- Grado 5: destrucción

En la Figura 3.14 se presenta el porcentaje del conjunto total de edificios que experimentó cada estado de daño.

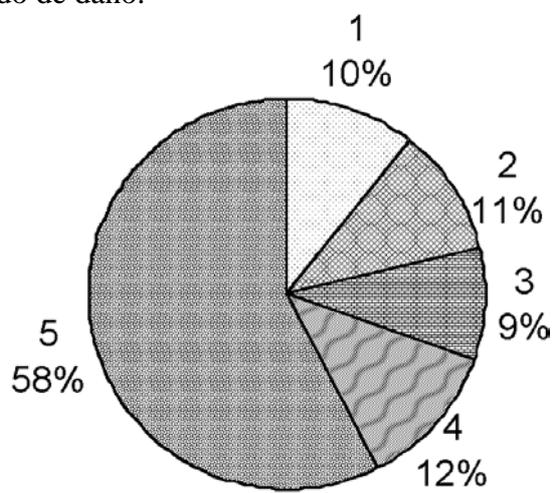


Figura 3.14. Grados de daño para el conjunto total de edificios en Bam. (Tomada de Mostafaei y Kabeyasawa (2004))

En la Tabla 3.3 se especifica el daño que experimentó cada tipo estructural, así como el porcentaje que representa cada tipo dentro del conjunto total de edificios. Con estos valores se han obtenido las Figuras 3.15 y 3.16.

Tipo estructural	Grado1	Grado 2	Grado3	Grado 4	Grado 5
M&M-Ad (68%)*	3	5	7	12	73
M-S (9%)	24	26	13	15	22
Ad (8%)	0	5	7	26	62
M-C (5%)	31	38	28	3	0
S-B (5%)	50	23	9	18	0
RC (2%)	56	26	9	9	0
S-F (2 %)	38	35	18	9	0
M-S-F (1 %)	85	15	0	0	0

* Porcentajes sobre el total de 625 edificios investigados.

Tabla 3.3. Distribución en porcentaje del daño por tipo estructural
(Datos tomados de Mostafaei y Kabeyasawa (2004))

Como se observa en las Figuras 3.15 y 3.16, los edificios de mampostería reforzada, como los tipos M-C y M-S, tienen tasas de daño considerablemente menores que las de mampostería o las de adobe (M, M-Ad y Ad).

Los pórticos de acero arriostrados, clase S-B, constituyen un tipo de estructura con bajas tasas de daño. Los dos principales problemas observados en estas estructuras son las conexiones soldadas imperfectas y la resistencia insuficiente del sistema de arriostramiento lateral, atribuibles a la poca importancia que se le da al control de calidad en el proceso de construcción y al diseño estructural.

VULNERABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS EN SISMO DE BAM
(Datos obtenidos de Mostafaei y Kabeyasawa, 2004)

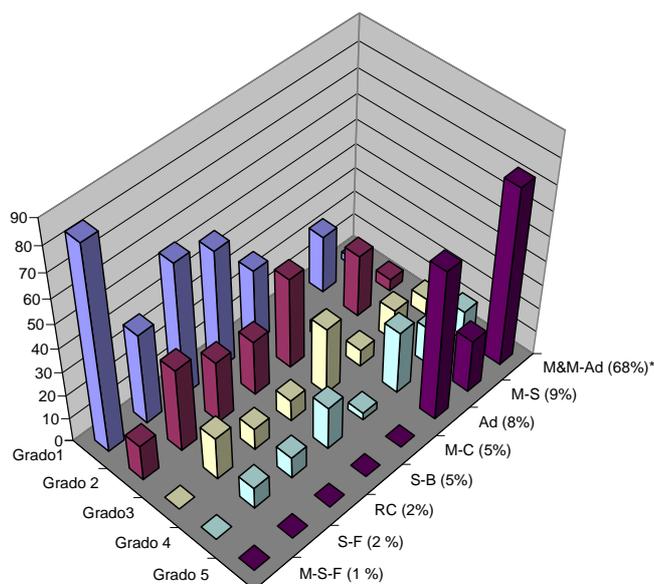


Figura 3.15. Distribución en porcentaje del daño para todos los tipos estructurales
(Datos tomados de Mostafaei y Kabeyasawa (2004))

VULNERABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO EN SISMO DE BAM
(Datos obtenidos de Mostafaei y Kabeyasawa, 2004)

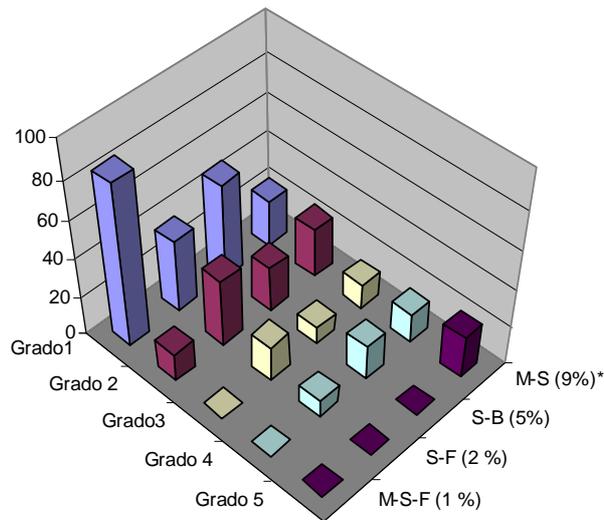


Figura 3.16. Distribución en porcentaje del daño para las estructuras de acero (Datos tomados de Mostafaei y Kabeyasawa (2004))

La estructura de acero del hotel Bam Azadi tampoco tuvo daño estructural significativo, como se muestra en la Figura 3.17. Con base en estas observaciones se estima que los efectos de los muros de mampostería de relleno pueden ser un importante factor en la respuesta casi lineal de esta clase de pórticos estructurales



Figura 3.17. Hotel Bam Azadi, con pórtico de acero, no mostró daño estructural (Tomada de Mostafaei y Kabeyasawa (2004))

El primer código iraní para el diseño sísmico de edificios se hizo de uso obligatorio a partir de 1990 y la segunda edición se publicó en 1999. Por lo tanto, los edificios investigados también se ordenaron según el año de construcción para identificar los efectos del código vigente. Se aplicaron las definiciones de daño de la EMS-98 para obtener las intensidades macrosísmicas en la región de Bam. Para estimar las intensidades macrosísmicas primero se ordenaron los edificios investigados según su tipo, de A a F, y según su tasa de daño, de 1 a 5, de acuerdo con la escala EMS-98. Entonces, para cada área seleccionada y para cada tipo de edificación, se calculó la tasa de daño para cada grado de daño. La tasa de daño, para el grado de daño i del tipo estructural seleccionado, se define como el número de edificios con daño i dividido por el número total de edificios en el área seleccionada. Debido a que las estructuras de mampostería eran el tipo más frecuente en la Ciudad de Bam y en los pueblos cercanos, casi el 70% de los edificios investigados, se hizo la estimación de la intensidad con base en la clase de vulnerabilidad B. Los resultados de la estimación de intensidad macrosísmica, se ilustran en la Figura 3.18.

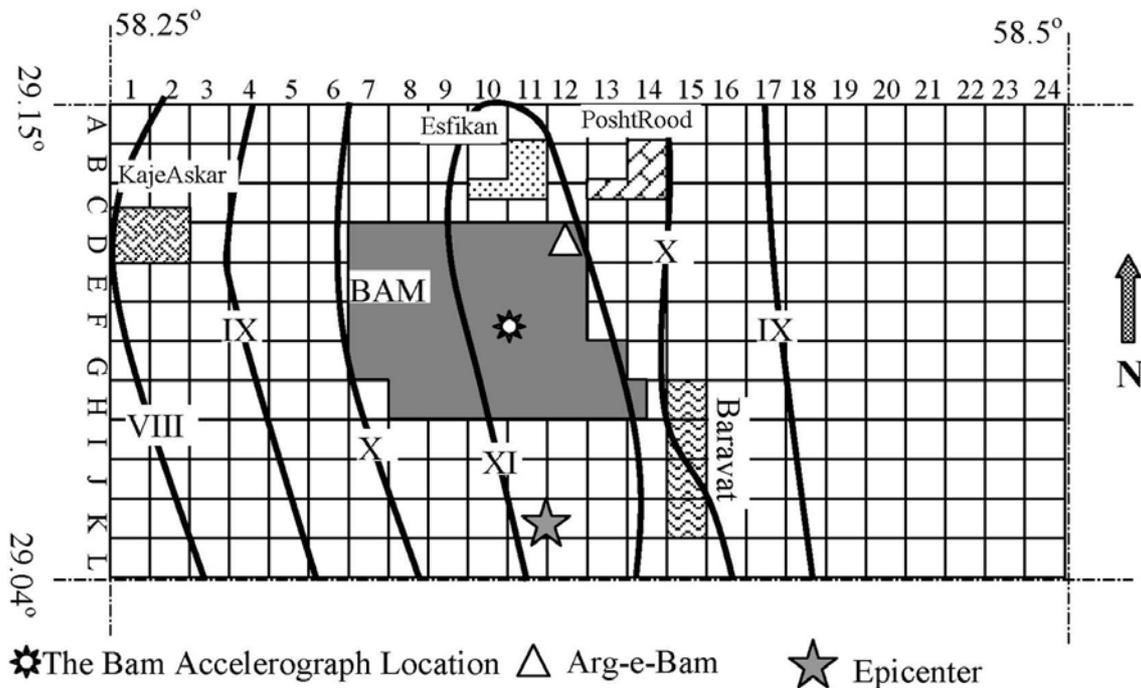


Figura 3.18. Contorno de intensidades MSK para el sismo de Bam aplicando la clase de vulnerabilidad B.
(Tomada de Mostafaei y Kabeyasawa (2004))

En la Figura 3.18 se delimitan zonas de macro intensidades sísmicas entre VIII y XI. No obstante, Mostafaei y Kabeyasawa (2004) no especifican la cantidad de estructuras de acero perteneciente a cada área para efectos de relacionar el daño con cada intensidad, de tal suerte que la distribución de daño de la Figura 3.16 se ha de entender como un promedio para las mencionadas intensidades.

Finalmente vale la pena resaltar las siguientes conclusiones de este estudio:

- Las bajas tasas de daño correspondientes a los edificios construidos después de entrar en vigor el código sísmico, muestran el progreso en reducir la vulnerabilidad sísmica de los edificios de la zona.
- Algunos de los edificios nuevos de hormigón armado y de pórticos de acero con diseño sísmico, presentaron tasas de daño significativamente bajas en zonas de alta intensidad, lo cual podría deberse a los efectos de los muros de relleno de mampostería.
- El rango de las aceleraciones convertidas a partir de los resultados de la estimación de la intensidad macrosísmica para la zona de Bam es casi el mismo que el del registro del movimiento sísmico fuerte.

Con base en el estudio de Mostafaei y Kabeyasawa puede afirmarse que, si bien hay tipos estructurales mucho más vulnerables, las construcciones de acero pueden llegar a tener valores de vulnerabilidad importantes que, en ciertos casos, pueden superar a los de las estructuras de hormigón armado. En la Figura 3.15 se aprecia que la suma de los porcentajes correspondientes a los daños 3 y 4 es un poco menor para las estructuras de hormigón armado, RC, que para los pórticos de acero, sin importar que sean arriostrados, S-B, o no, S-F. También se nota que es mucho mejor el comportamiento de la mampostería reforzada con hormigón armado, M-C, que la reforzada con perfiles de acero M-S. La Figura 3.16 indica que los pórticos de acero arriostrados, S-B, pueden tener un comportamiento más disperso que los pórticos no arriostrados, S-F. Esto puede estar relacionado con el hecho de que, si se experimenta pérdida súbita de rigidez por pandeo de las riostras o falla de sus conexiones, el daño en la edificación será muy severo.

3.5. Edificio prototipo

El edificio que ha sido estudiado en primera instancia y con todo el detalle en la tesis puede verse en la Figura 3.19. Dicho edificio, que se encuentra en Manizales, Colombia, es de acero de calidad ASTM A-36, tiene planta curva, con radio medio de 114,5 m y forjados de hormigón. Los cortes transversales se muestran en las Figuras 3.20 y 3.21. Las distancias entre los pórticos transversales varían entre 7,6 y 8,6 m. La Figura 3.22 muestra el edificio en etapa de construcción. En ella se aprecia la curvatura del conjunto pese a que los tramos son rectilíneos. En alzado se aprecian cuatro niveles estructurales, aunque el tercero de ellos tiene muy poca masa por no tener un forjado sino un entramado que da soporte a los elementos arquitectónicos de fachada. Su altura total es de 11,94 m (García y Bermúdez 2000).

Tanto los cerramientos exteriores del edificio como los interiores son livianos. Tienen en su interior un núcleo formado por perfiles de acero galvanizado doblado en frío conectados entre sí y sujetos al suelo y al techo de cada planta. Sobre este núcleo se atornillan por ambos lados láminas de yeso con recubrimiento de cartón para las divisiones interiores y de materiales impermeables para los cerramientos exteriores.

El forjado se ha vaciado sobre lámina de acero galvanizado de calibre 22 y 0,05 m de altura del acanalado que cumple con la doble función de encofrado y de refuerzo positivo de la placa maciza que queda armada en una dirección y con una altura máxima de 0.10 m. Esta placa queda ligada a las vigas de acero a través de conectores de

cortante de 16 mm de diámetro colocados cada 50 cm para asegurar comportamiento monolítico en la unión entre la viga de acero y el forjado de hormigón.

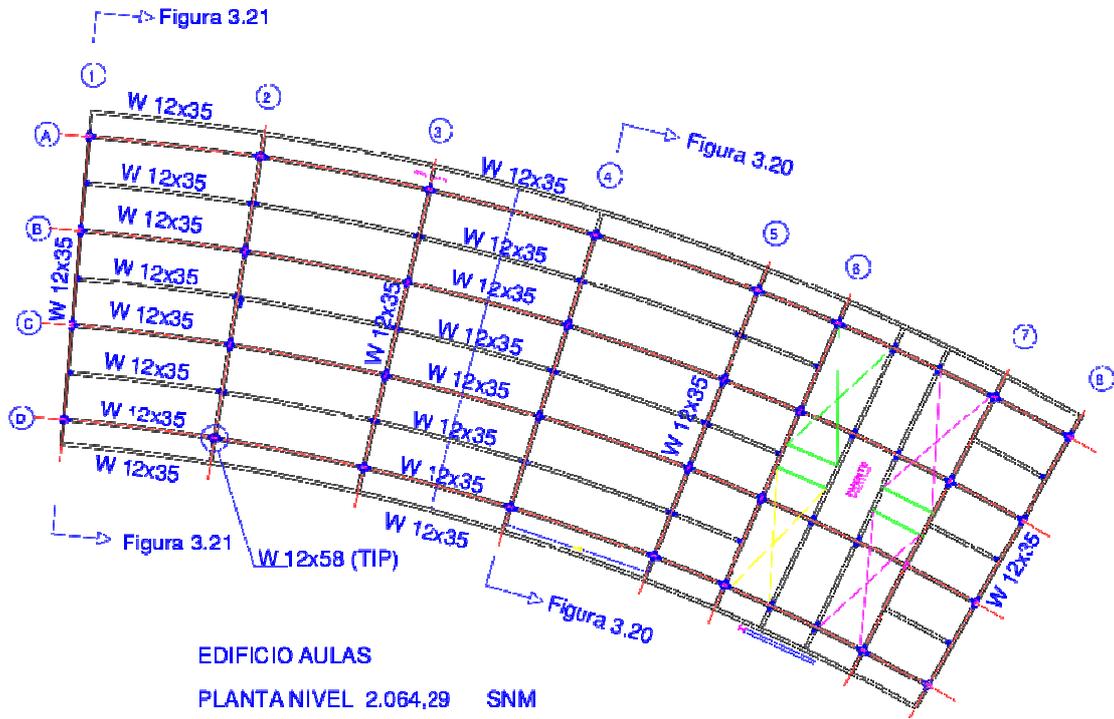


Figura 3.19. Planta estructural del edificio en estudio

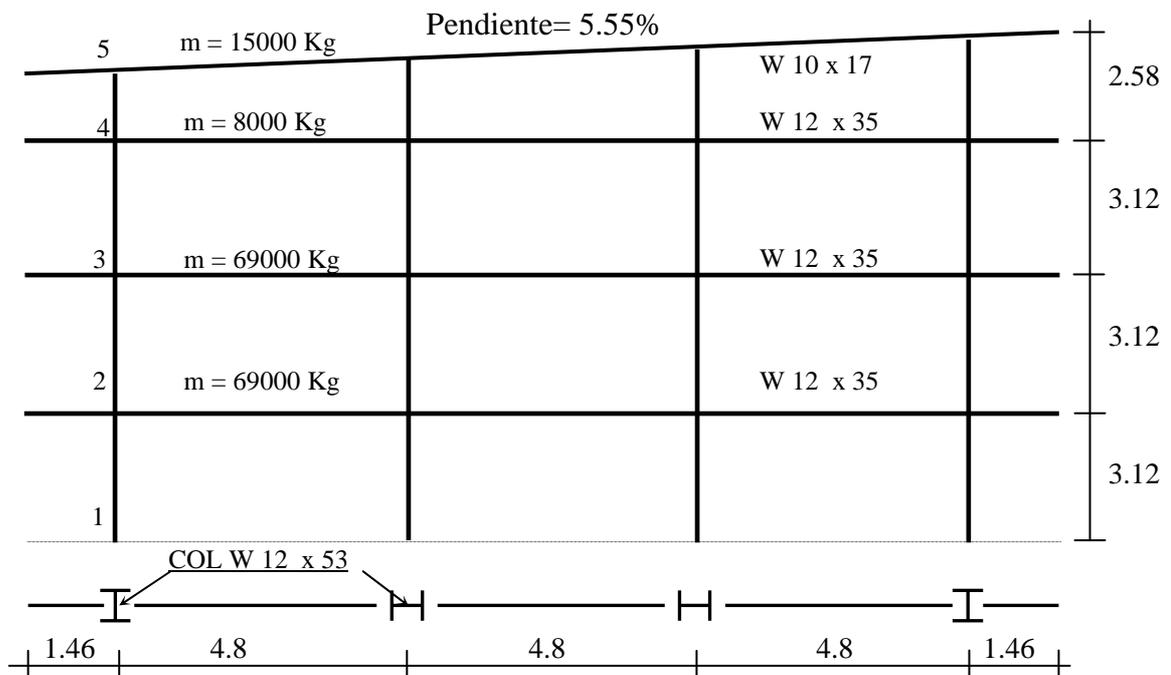


Figura 3.20. Pórtico de acero resistente a momentos. Ver Figura 3.19.

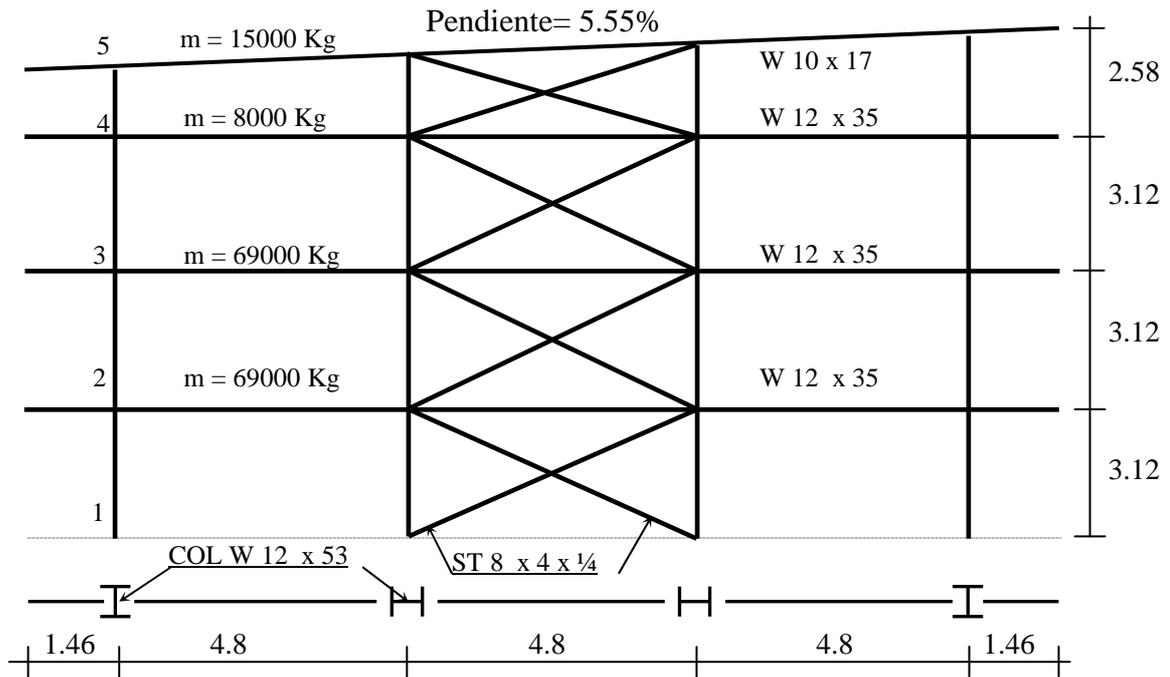


Figura 3.21 Pórtico de acero arriostrado. Ver Figura 3.19



Figura 3.22. Edificio en etapa de construcción

La Figura 3.23 permite observar que los pilares son prefabricados en el taller con brazos a los que se les ha soldado pletinas de extremo de gran espesor. Las vigas se conectan a éstas mediante ocho tornillos de alta resistencia una vez que se han hecho coincidir las perforaciones. Este sistema de montaje atornillado permite tener todas las ventajas de las soldaduras de taller: más fácil control de calidad, se evitan los efectos de las condiciones atmosféricas variables y, principalmente, se puede escoger la posición de aplicación de la soldadura más cómoda y eficiente. Las únicas soldaduras en la obra contempladas en este proyecto fueron las de las riostras a las cartelas de conexión. En la Figura 3.24 pueden observarse algunos detalles relativos a las conexiones mencionadas.



(a)

(b)

Figura 3.23. Aspecto del montaje del edificio y detalle de las columnas



Figura 3.24. Detalles de las conexiones

La sobrecarga permanente total por pórtico transversal es de 1569 kN. Su geometría, distribución de masas y secciones estructurales se pueden ver en las Figuras 3.20 y 3.21. La designación de los perfiles estructurales corresponde a la denominación comercial del *American Institute of Steel Construction* (AISC), de tal forma que el perfil W 12 x 35 es uno cuya sección transversal tiene aproximadamente 12" (0,3048 m) de altura y pesa 35 libras por pie (510,9 N/m). Por lo demás, todas las cantidades y cálculos se enmarcan dentro del sistema internacional de unidades. El peso propio de cada pórtico

arriostrado, incluyendo las viguetas y las pletinas de unión, es de 229 kN aproximadamente y, puesto que cubre un área útil de 420 m², el peso por área construida es de 545 N/m². El peso por unidad de volumen es de 143 N/m³.

Las cargas de gravedad consideradas son las siguientes:

	Permanentes [kN/m]	De ocupación [kN/m]	Aplicada [kN/m]
• Vigas de forjado	33.690	15.890	48.370
• Vigas de cubierta	1.247	3.973	3.483

La carga vertical aplicada para hallar la curva de capacidad se calculó multiplicando la carga permanente por un factor de 1.2 y la de ocupación por un factor de 0.5, pues estos son los coeficientes de la combinación de cargas con la que se pretende simular la condición de carga que bien pudiera estar presente en el momento de un sismo (AISC 1994):

$$1.2D \pm 1.0E + 0.5L$$

donde:

- D Carga permanente
- E Carga de sismo
- L Carga de ocupación

En la Figura 3.25 se puede ver una vista del edificio terminado. Es de anotar que el módulo de escaleras que se observa a la derecha es estructuralmente independiente de la estructura principal que se estudia en este capítulo.



Figura 3.25. Edificio de aulas de la Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales

Capítulo 4

Análisis estático no lineal

4.1. Introducción

En el estudio del comportamiento de las estructuras ante las cargas sísmicas un método que tiene un importante lugar es el análisis estático no lineal. Si bien es cierto que tiene limitaciones todavía se constituye en una herramienta eficaz a la hora de determinar las propiedades de sismorresistencia de los edificios. Sus limitaciones tienen que ver con la incertidumbre que puede surgir a la hora de determinar el método que se adoptará para la descarga de los miembros estructurales que han agotado su capacidad de deformación plástica y con el hecho de que sus resultados pueden no ser confiables cuando en la estructura juegan un papel muy importante los modos de vibración distintos del fundamental. Además en los edificios de múltiples pisos la forma de la distribución vertical de las fuerzas sísmicas también influirá en los resultados finales. A pesar de estas limitaciones es un método que puede proporcionar elementos importantísimos en la caracterización sísmica de las estructuras.

4.2. Metodología

De las varias técnicas existentes para evaluar el comportamiento sísmico de una estructura utilizando un análisis estático no lineal, como son, el Método del Espectro de Capacidad, que usa la intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda para estimar el desplazamiento máximo de la estructura; el Método del Coeficiente de Desplazamiento, que usa la curva de capacidad y una versión simplificada del Método de Desplazamientos Iguales para estimar el desplazamiento máximo; y el Método de la Secante, que usa una estructura sustituto y la rigidez secante (ATC 1996), en esta investigación se ha adoptado el primero de ellos y se ha aplicado el procedimiento expuesto en *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40* (ATC 1996). Los resultados se muestran en el presente capítulo. En primer lugar se hará el análisis estático no lineal detallado del edificio prototipo no rigidizado; posteriormente, en la sección *Pórtico arriostrado de baja altura*, se presentarán los resultados del edificio prototipo rigidizado con riostras y en la sección *Pórtico resistente a momentos de baja altura* se presentarán los resultados correspondientes al mismo edificio pero esta vez rigidizado mediante el aumento del

tamaño de las vigas y las columnas. En las secciones siguientes aparecen los análisis efectuados en pórticos representativos de las otras subclases de edificios en estudio, a saber: arriostrados y resistentes a momento de mediana y gran altura. Por último, se generalizan los resultados obtenidos con el objetivo de establecer parámetros que puedan ser aplicables a los edificios de acero en general.

4.3. Caracterización del comportamiento estructural en el edificio prototipo no rigidizado

Para su estudio no lineal, el edificio prototipo se ha modelado mediante los programas RUAMOKO (Carr 2002) y ETABS (CSI 2005), con el que se hizo el proyecto original (García y Bermúdez 2000). Es de principal interés para la aplicación de la presente metodología hallar, en primera instancia, la curva de capacidad del edificio. Para tal efecto, el comportamiento de las rótulas plásticas se ha modelado de acuerdo con los parámetros establecidos en *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356* (FEMA 2000c). En dicha norma se determina, en función de las relaciones ancho espesor de las aletas y el alma y de la carga axial, el recorrido que puede tener una rótula dentro del rango plástico antes de experimentar pérdida de resistencia. Asimismo, se incluyen los umbrales para los estados de prestaciones de “Ocupación Inmediata” (IO), “Defensa de la Vida” (LS) y “Prevención de Colapso” (CP). En la Figura 4.1 se indican los parámetros que definen el comportamiento plástico y en la Tabla 4.1 se encuentran los valores obtenidos para los miembros que componen el pórtico resistente a momento de la Figura 3.20. El símbolo θ_y representa la rotación de plastificación [rad] y el símbolo Δ_c representa la fuerza de compresión crítica.

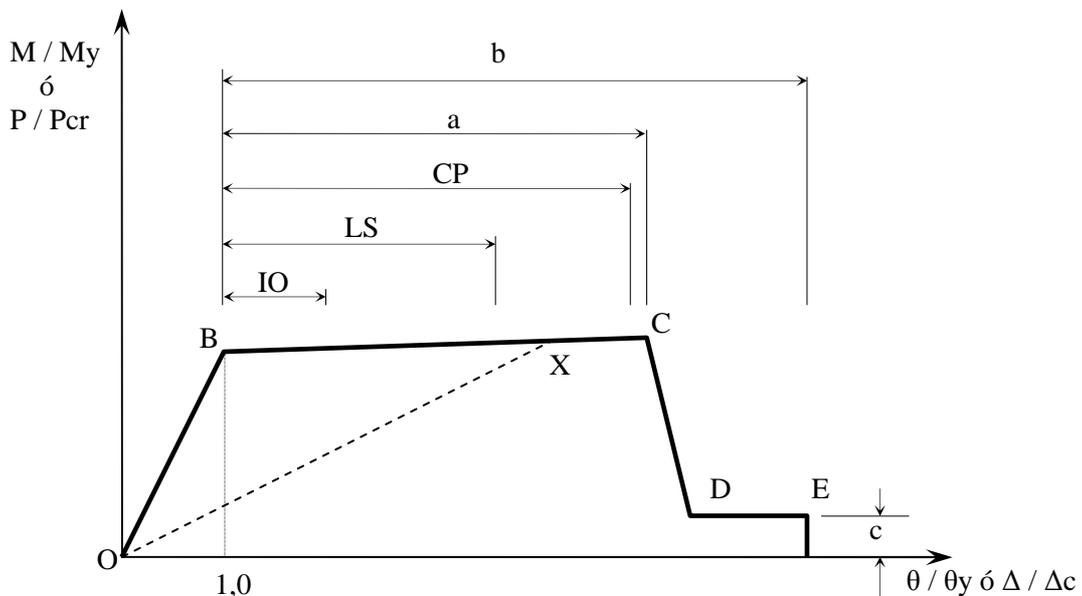


Figura 4.1. Esquema de relación momento-curvatura de una rótula

Perfil y eje de flexión	a [rad]	b [rad]	c [adim.]	IO [rad]	LS [rad]	CP [rad]
W 12x53, XX	1.34 θ_y	2.03 θ_y	0.20	0.25 θ_y	0.77 θ_y	1.16 θ_y
W 12x53, YY	1,48 θ_y	2,25 θ_y	0,20	0,25 θ_y	0,87 θ_y	1,30 θ_y
W 12x35, XX	9,00 θ_y	11,00 θ_y	0,60	1,00 θ_y	6,00 θ_y	8,00 θ_y

Tabla 4.1. Parámetros de modelación y umbrales para los estados de prestaciones (Ver Figura 4.1)

Es de anotar que ETABS (CSI 2005) incluye tres métodos para descargar el miembro en el que la rótula plástica formada ha agotado su capacidad de deformación y que los resultados que arrojan estos son considerablemente diferentes entre sí. Después de analizar los mecanismos de fallo asociados a cada método, se determinó que el que mejor refleja el comportamiento real ante carga lateral es el denominado *método de reinicio con la rigidez secante*. Dicho método consiste en que siempre que una rótula alcanza una porción de pendiente negativa, todas las rótulas que han entrado en el comportamiento no lineal son redefinidas de acuerdo con la rigidez secante y el análisis se reinicia. La rigidez secante para cada rótula se determina como la secante que va desde el punto O hasta el punto X en la curva tensión deformación, donde el punto O representa el estado de tensiones y deformaciones de la rótula al inicio del caso analizado (que frecuentemente incluye las tensiones debidas a las cargas verticales) y el punto X es el punto alcanzado en la curva tensión deformación si se halla en una zona de pendiente positiva o igual a cero, o el punto en la base del segmento de pendiente negativa en caso contrario (Figura 4.1). Cuando la carga es re-aplicada desde el principio del análisis, cada rótula avanza a lo largo de la rigidez secante hasta alcanzar el punto X, después de lo cual la rótula reasume la curva tensión deformación dada (CSI 2005). Este método es similar al sugerido en FEMA 356 (FEMA 2000c) y tiene sentido cuando el análisis de empuje incremental (*pushover analysis* (ATC 1996)) se mira como una carga cíclica de amplitud aumentante más bien que como un empuje monotónico estático (CSI 2005).

4.3.1. Curva de capacidad

Al aplicar un procedimiento de empuje incremental en el pórtico de la Figura 3.20 se obtiene la curva de capacidad de la Figura 4.2. El punto A indica el inicio del comportamiento plástico y el punto B la condición de colapso que se explicará más adelante. La distribución vertical de la carga fue proporcional a las ordenadas del vector de forma del modo fundamental de vibración. Esta curva se obtuvo con el programa de análisis no lineal RUAUMOKO (Carr 2002) y su postprocesador DYNAPLOT.

4.3.2. Espectro de capacidad

En la Figura 4.3 se muestra el espectro de capacidad para el pórtico considerado. En esta representación se puede apreciar que el espectro en su tramo inicial es rectilíneo y que coincide con la recta de período constante correspondiente a 0,73 s. En la figura se

han incluido otras líneas de período constante y la última de ellas, la correspondiente a un período de 1,93 s, se intercepta con el espectro de capacidad en el punto de colapso.

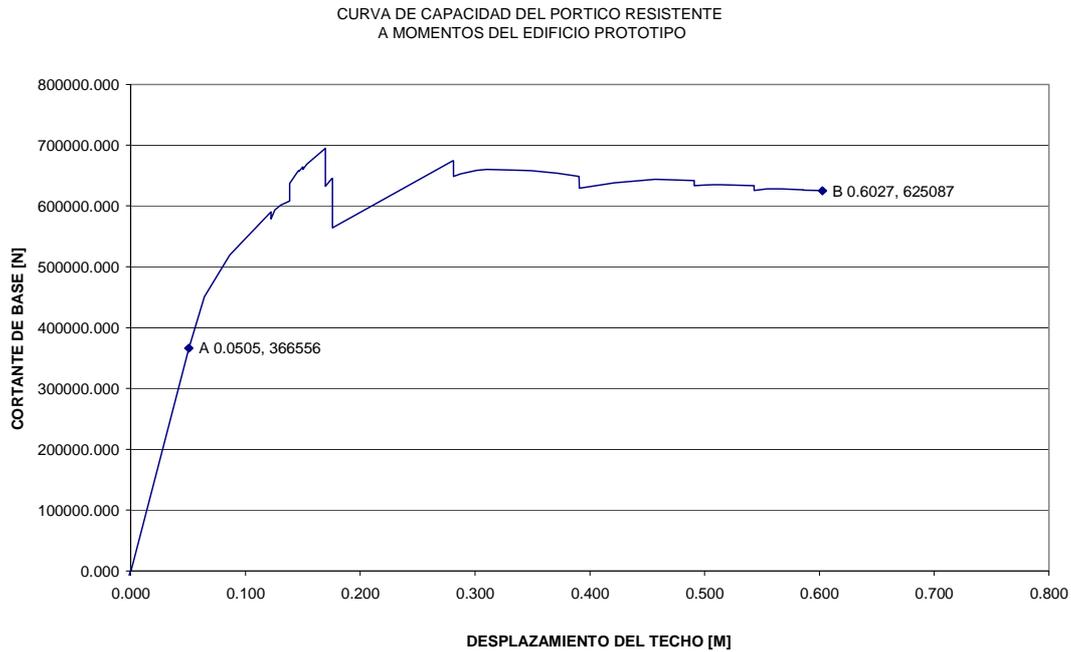


Figura 4.2. Curva de capacidad del pórtico resistente a momentos del edificio prototipo

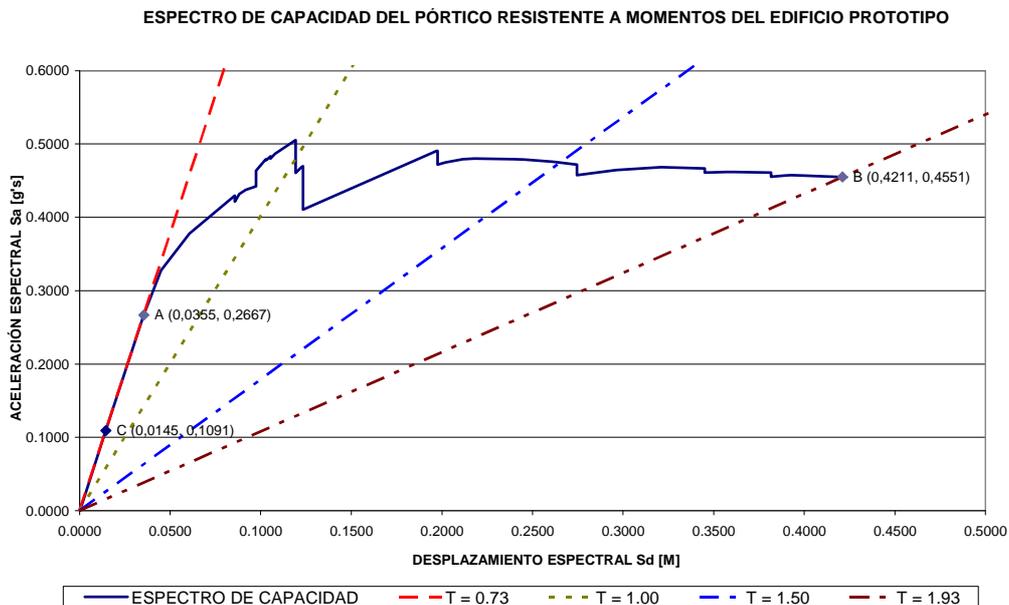


Figura 4.3. Espectro de capacidad del pórtico resistente a momentos del edificio prototipo

Algunas características físicas propias de la estructura considerada que se hacen evidentes en las Figuras 4.2 y 4.3 y que permiten hacer la conversión de la primera a la segunda son las siguientes:

$D_y = 0,0505$ m Desplazamiento de techo al inicio de la plastificación

$V_y = 366,6$ kN Cortante de base al inicio de la plastificación

$D_u = 0,5994 \text{ m}$	Desplazamiento de techo último
$V_u = 625,4 \text{ kN}$	Cortante de base último
$C_s = 0,1091$	Coefficiente sísmico del código de construcción vigente. Es el punto C de la Figura 4.3.
$V_d = 172,3 \text{ kN}$	Cortante basal de proyecto = $C_s \cdot W$
$T = 0,73 \text{ s}$	Período fundamental elástico del edificio. En la Figura 4.3 se aprecia que la línea correspondiente a $T = 0,73 \text{ s}$ coincide con el espectro de capacidad en su rango elástico.
$\lambda = 1,706$	Factor de sobre-resistencia que relaciona la resistencia última con la del inicio de la plastificación. (V_u / V_y)
$\mu = 6,957$	Factor de ductilidad que relaciona el desplazamiento último con el del inicio de la plastificación multiplicado por λ . ($D_u / (\lambda D_y)$)
$\gamma = 2,128$	Factor de sobre-resistencia que relaciona la resistencia del inicio de la plastificación con la resistencia de proyecto. (V_y / V_d)
$\alpha_1 = 0,8701$	Coefficiente de masa efectiva para el primer modo natural de vibración. Representa la relación entre la masa (M^*) de un sistema de un grado de libertad (SDOF) y la masa (M) de otro de múltiples grados de libertad (MDOF) que le es equivalente. La equivalencia implica que el primero al ser sometido a un sismo que le imprime una aceleración espectral S_a (expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, g) experimenta un cortante de base (V) que es igual al que experimenta bajo el mismo sismo el segundo. Es decir:

$$\alpha_1 = \frac{M^*}{M}$$

De donde:

$$\alpha_1 = \frac{M^* g}{W} = \frac{\frac{V}{S_a \cdot g} g}{W}$$

Y:

$$\alpha_1 = \frac{V}{W S_a} = \frac{V/W}{S_a} \quad (4.1)$$

Este parámetro se calcula con los componentes del vector de masas, (w_i , indicados en la Figura 3.20) y los componentes del vector de forma del primer modo de vibración (ϕ_{i1}), mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (4.2)$$

El vector de forma del primer modo de vibración para la estructura del ejemplo es:

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} 1.0000 \\ 0.9340 \\ 0.7476 \\ 0.3531 \end{bmatrix}$$

$PF_{R1} = 1,423$ Factor de participación modal para el modo fundamental a nivel de techo. Representa la relación entre el desplazamiento sísmico que ocurre a nivel de techo (δ_R) de un sistema MDOF y el desplazamiento espectral (S_d) que experimenta bajo el mismo sismo un sistema equivalente SDOF. Es decir:

$$PF_{R1} = \frac{\delta_R}{S_d} \quad (4.3)$$

Este parámetro se calcula con el vector de masas y el vector de forma del primer modo de vibración (ϕ_1), de acuerdo con las siguientes ecuaciones

$$PF_{R1} = PF_1 * \phi_{11} \quad (4.4)$$

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (4.5)$$

$\alpha_2 = 0.7027$ Es el inverso de PF_{R1} .

Ejemplo de conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad, con el punto de inicio de la plastificación (punto A):

- Abscisa: de la Ecuación 4.3: $S_d = \frac{Dy}{PF_{R1}} = \frac{0,0505}{1,423} = 0.0355 \text{ m}$
- Ordenada: de la Ecuación 4.1: $S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} = \frac{366,6/1579}{0.8701} = 0.2667 \text{ [g's]}$

4.3.3. Espectro de capacidad bilineal

Con el propósito de obtener parámetros que permitan establecer patrones de comportamiento se ha obtenido la representación bilineal del espectro de capacidad de la Figura 4.3. Esta nueva representación cumple tres condiciones con respecto a la

anterior, como son, tener la misma pendiente en el rango elástico, el mismo punto final o de resistencia última e igual área bajo la curva, como se observa en la Figura 4.4. Estas tres condiciones se consiguen determinando matemáticamente la correcta localización del punto de plastificación (punto D en la Figura 4.4)

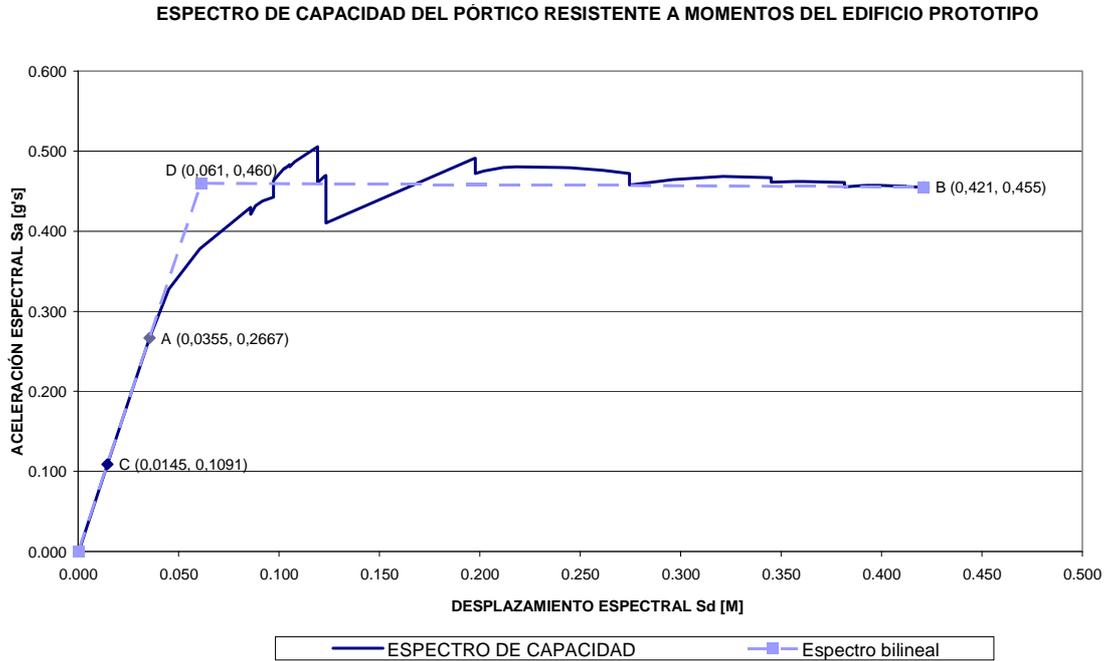


Figura 4.4. Espectro de capacidad del pórtico resistente a momentos del edificio prototipo y su representación bilineal

La identificación de los puntos del espectro bilineal permite calcular la ductilidad que puede atribuirse a este edificio: $\mu = \delta_u / \delta_y = 0,421 / 0,061 = 6,90$ donde δ_y y δ_u son, respectivamente, los desplazamientos espectrales de plastificación y de capacidad última (Barbat y Canet 1994). Es interesante observar que la ductilidad que se ha calculado es similar al coeficiente de capacidad de disipación de energía considerado en el proyecto, $R = 6,3$, el cual suele asociarse con la ductilidad en estructuras en que, como en este caso, el período fundamental ($T = 0,73$ s) es mayor que el correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño y la parte descendiente del mismo ($T_c = 0,72$ s).

4.3.4. Umbrales de daño

Los umbrales de daño son los valores de un parámetro de cuantificación de la demanda sísmica que, en este caso, será el desplazamiento espectral, que están asociados al inicio de determinados estados de daño. Para su determinación se procederá a hacer un seguimiento del proceso de plastificación que experimenta la estructura a medida que va aplicándose la carga lateral aumentante.

4.3.4.1. Estado de daño leve

La Figura 4.5 presenta la primera rótula plástica que aparece en el proceso de carga. Se produce para un desplome total de 0.0505 m, un desplazamiento espectral de 0.0355 m

y un desplome relativo local máximo de 0.66%, en la planta baja. Puesto que el comportamiento lineal se mantiene hasta este punto, se adopta como umbral para el estado de daño leve $Sd_L = 0.0355$ m.

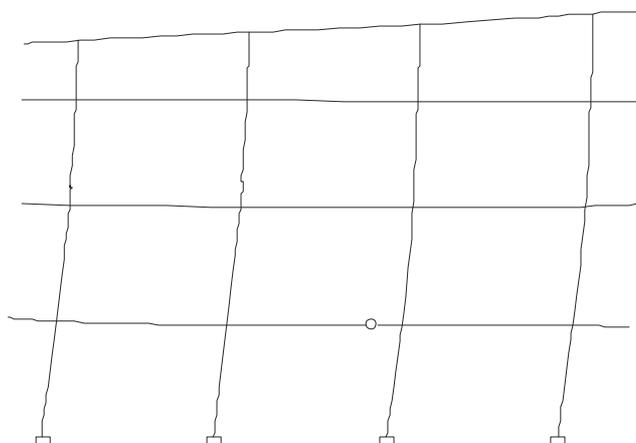


Figura 4.5. Primera rótula plástica que aparece en el proceso de carga

De acuerdo con la Figura 4.4, el desplazamiento espectral de plastificación es $Sd_Y = 0.061$ m y, por lo tanto, se puede expresar Sd_L en términos de Sd_Y como $Sd_L = 0,58 Sd_Y$. Esta expresión puede contrastarse con la que para este umbral de daño se da en Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003) que es, con simbología modificada, $Sd_L = 0,7 Sd_Y$ y es aplicable principalmente a edificios de mampostería y hormigón armado. Dado que de acuerdo con *Earthquake Loss Estimation Methodology HAZUS 99* (FEMA, NIBS 1999) la deformación de plastificación de los edificios de hormigón de baja altura es aproximadamente el 65 % de la correspondiente en los de acero, el inicio del daño se produce con una menor deformación en los edificios de hormigón ($0,65 \times 0,7 < 0,58$). Adicionalmente el hecho de que en términos del desplazamiento espectral de plastificación se inicie primero el daño en los edificios de acero permite concluir que en estos ocurrirá una mayor deformación desde el inicio del daño estructural, es decir, desde que entra en plastificación el primer elemento hasta que la estructura como conjunto plastifica.

Por otra parte, diversas normativas sísmicas, como la *Building Standard Law in Japan BSL* (MOC 1981) y el *Uniform Building Code UBC-85* (ICBO 1985) establecen un límite de desplome relativo local de 0,5 % para regular el daño no estructural en sismos moderados (Bruneau et al. 1998), lo que indica que cuando ocurra el daño en los elementos no estructurales sensibles al desplome, el daño estructural aún no habrá empezado.

4.3.4.2. Estado de daño moderado

Se ha fijado para el umbral del estado de daño moderado la condición representada en la Figura 4.6 en razón de que se ha formado un número significativo de rótulas. De hecho, todas las columnas de la planta baja han plastificado en su base, a la vez que ninguna de ellas ha avanzado hasta la pérdida de resistencia. Esta situación se presenta cuando el desplome total es de 0,086 m, el desplazamiento espectral es de 0,0606 m y el desplome relativo local máximo, presente en la planta baja, es de 1,24 %.

En términos del desplazamiento espectral de plastificación, Sd_Y , puede expresarse el umbral para el estado de daño moderado Sd_M como $Sd_M = 0,993 Sd_Y$, fórmula muy similar a la del proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003), que sencillamente iguala los dos desplazamientos espectrales. Cabe anotar que la condición estructural descrita encaja bien con la descripción que se hace en *Earthquake Loss Estimation Methodology HAZUS 99* (FEMA, NIBS 1999) del estado de daño moderado en los pórticos resistentes a momento, es decir

- Algunos miembros de acero han plastificado y se observan rotaciones permanentes en las conexiones.
- Pocas conexiones soldadas podrían presentar grietas importantes en sus soldaduras.
- Pocas conexiones atornilladas podrían presentar tornillos rotos o huecos alargados.

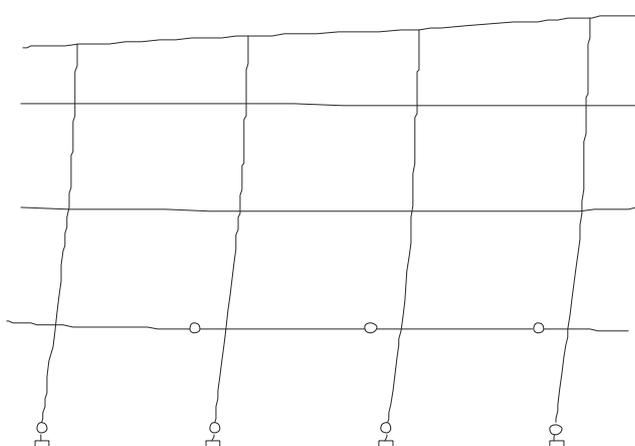


Figura 4.6. Condición estructural en el umbral del estado de daño moderado

Por otra parte, la norma *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings* (BSSC 1995) limita el desplome inelástico relativo local a 1 % para instalaciones esenciales que se requieren en la recuperación posterior a un sismo (Bruneau et al. 1998). Esta prescripción indica que este grado de deformación produce un nivel de daño que no le quita funcionalidad al edificio. En este caso, puesto que se ha producido un desplome relativo local de 1.24 %, es de esperar que la funcionalidad del edificio se vea comprometida. Los elementos no estructurales sensibles al desplome se habrán visto ampliamente afectados.

4.3.4.3. Estado de daño severo

Al analizar el espectro de capacidad de la Figura 4.3, se encuentra que, si bien es cierto que después del inicio de la plastificación la pendiente de la curva empieza a disminuir, la estructura todavía mantiene su capacidad de resistir carga y esta capacidad se hace mayor a medida que aumenta la deformación. Sin embargo, esta situación cambia cuando se llega a un punto en el que ocurre una pérdida de resistencia importante y la pendiente de la línea que ajusta la curva se hace negativa. Evidentemente, se ha llegado a una etapa crítica en la respuesta del edificio. Aunque todavía tiene una gran capacidad de deformación antes del colapso, ciertamente su sistema estructural ha sufrido un gran deterioro. Por esta razón se considera que ese punto constituye el umbral del estado de

daño severo. Su estado de plastificaciones se muestra en la Figura 4.7. Los parámetros de deformación para el umbral del estado de daño severo son los siguientes: desplome total 0,170 m, desplazamiento espectral 0,119 m y desplome relativo local máximo (en la planta baja) 2,67 %.

En términos de los desplazamientos espectrales de plastificación, Sd_Y , y último, Sd_U , puede expresarse el umbral para el estado de daño severo Sd_S como $Sd_S = Sd_Y + 0,161 (Sd_U - Sd_Y)$. En aras de comparación, se anota que en el proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003) el coeficiente del término $(Sd_U - Sd_Y)$ es de 0,25. El menor coeficiente encontrado aquí puede obedecer a la mayor ductilidad que presentan las estructuras de acero, lo que conlleva que el término $(Sd_U - Sd_Y)$ sea mayor.

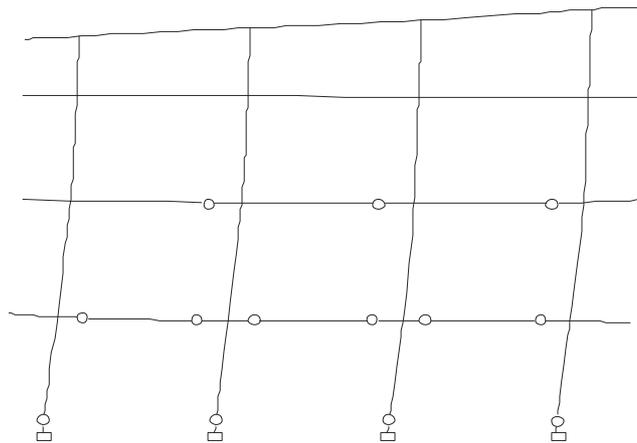


Figura 4.7. Condición estructural en el umbral del estado de daño severo

El valor encontrado del desplome relativo local máximo es comparable al límite de 2% para el desplome relativo local que establece la norma *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings* (BSSC 1995) para garantizar la defensa de la vida, concepto que implica que la estructura puede sufrir un daño significativo pero no el colapso estructural total o parcial (ATC 1996b).

4.3.4.4. Estado de colapso

Se ha encontrado que este estado se alcanza con un desplome total de 0,60 m, un desplazamiento espectral de 0,421 m y un desplome relativo local de 9,19%. El estado de plastificación se muestra en la Figura 4.8. Se observa que el mecanismo de fallo se forma en la planta baja cuando aparecen rótulas plásticas en los extremos superiores de las columnas, con lo que estas se desplazan permaneciendo paralelas entre sí pero con pérdida de perpendicularidad.

En resumen, los umbrales encontrados para los diferentes estados de daño se consignan en la Tabla 4.2 y en la Figura 4.9, junto con las expresiones del proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003). Además en la Figura 4.9 se incluyen los umbrales de *Earthquake Loss Estimation Methodology HAZUS 99* (FEMA, NIBS 1999) para los pórticos de acero resistentes a momento de baja altura (tipo S1L) registrados en la Tabla 2.7.

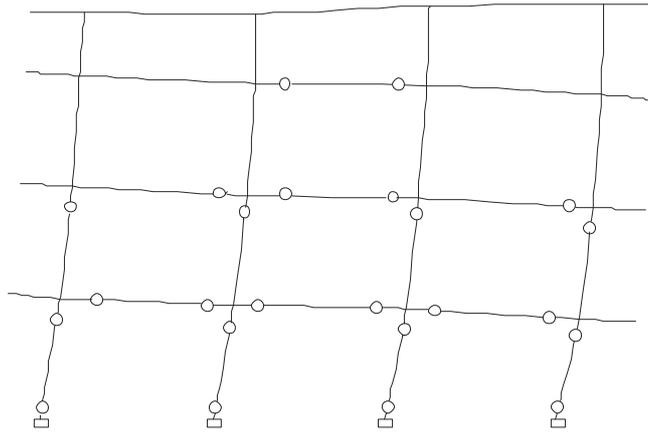


Figura 4.8. Condición estructural en el umbral del estado de daño de colapso

Estado de daño	Desplome total [m]	Desplazam./espectral Sd [m]	Expresiones genéricas para Sd		Desplome rel. local máx [%]
			(Este estudio)	(Risk-UE)	
Leve	0,051	0,036	$Sd_L = 0.58 Sd_Y$	$Sd_L = 0.7 Sd_Y$	0,66
Moderado	0,086	0,061	$Sd_M = 0,993 Sd_Y$	$Sd_M = Sd_Y$	1,24
Severo	0,170	0,119	$Sd_S = Sd_Y + 0,161 (Sd_U - Sd_Y)$	$Sd_S = Sd_Y + 0,25 (Sd_U - Sd_Y)$	2,67
Colapso	0,600	0,421	$Sd_C = Sd_U$	$Sd_C = Sd_U$	9,19

Tabla 4.2. Umbrales de daño

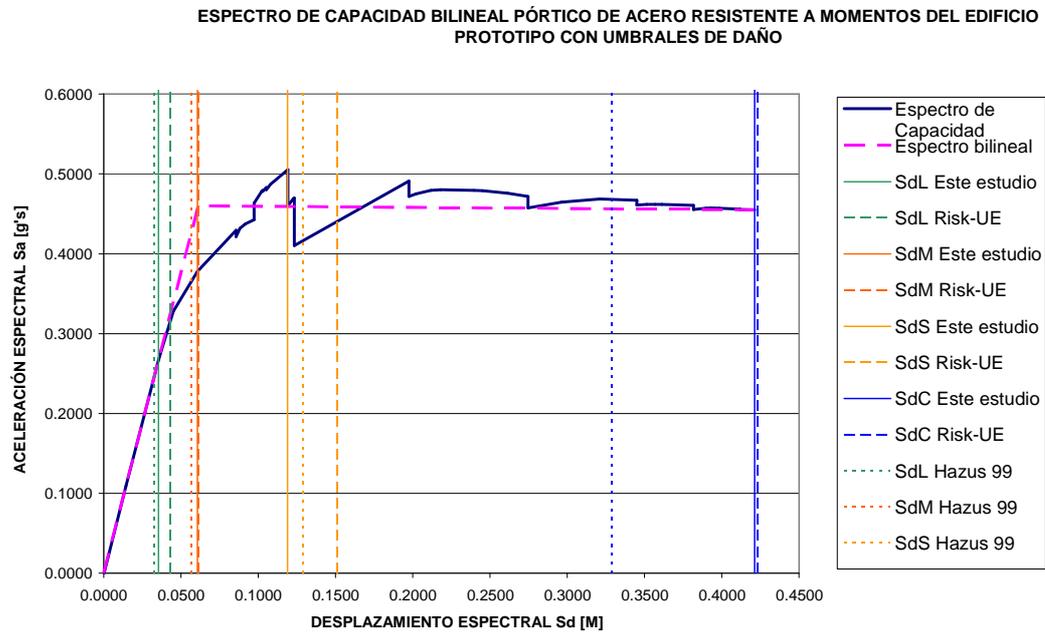


Figura 4.9. Espectro de capacidad bilineal con umbrales de daño

4.3.5. Variabilidad de los estados de daño

Una vez definidos los umbrales para cada estado de daño se procede a determinar la desviación estándar lognormal para cada uno de ellos. Se parte de la premisa de que el daño sigue una distribución de tipo binomial (ver Ecuaciones 2.1). Se busca, de forma iterativa, el valor del parámetro de daño d para el cual cada estado de daño tiene una probabilidad de 50 % de ser alcanzado o excedido, como se muestra en la Tabla 4.3, que también contiene el valor del estado de daño más probable simbolizado como d^* y calculado mediante la ecuación:

$$d^* = (N-1)d \quad (4.7)$$

VALORES DE P_k											
d	k:	0	1	2	3	4	Σ	d^*	1+2+3+4	2+3+4	3+4
		NULO (0)	LEVE (1)	MOD (2)	EXT (3)	COL (4)					
0,1591	Sd1	0,5	0,3784	0,1074	0,0135	0,0006	1	0,636	0,5		
0,3857	Sd2	0,1424	0,3576	0,3369	0,141	0,0221	1	1,543		0,5	
0,6143	Sd3	0,0221	0,141	0,3369	0,3576	0,1424	1	2,457			0,5
0,8409	Sd4	0,0006	0,0135	0,1074	0,3784	0,5	1	3,364			

Tabla 4.3. Probabilidades de ocurrencia de los estados de daño

Al hacer la hipótesis de que la probabilidad acumulada de daño obedece a una distribución lognormal se pueden hallar, con un procedimiento de ajuste por mínimos cuadrados y a partir de los resultados obtenidos, los valores de las desviaciones estándar lognormal (β) para los diversos estados de daño. Dichos valores se dan en la Tabla 4.4.

Estado de daño	Desplazamiento espectral Sd [m]	β
Leve	0,036	0.500
Moderado	0,061	0.550
Severo	0,119	0.745
Colapso	0,421	1.105

Tabla 4.4. Umbrales y desviaciones estándar lognormal para los estados de daño

4.3.6. Curvas de fragilidad

La información obtenida en los dos subapartados anteriores permite graficar las curvas de fragilidad de la Figura 4.10 (Barbat et al. 2006, Moreno et al. 2004). Estas se comparan con las de *Earthquake Loss Estimation Methodology HAZUS 99* (FEMA, NIBS 1999) para edificios de acero proyectados con una normativa de nivel medio, constituidos por pórticos resistentes a momento de baja altura, clase S1L, cuyos parámetros se encuentran en la Tabla 4.5.

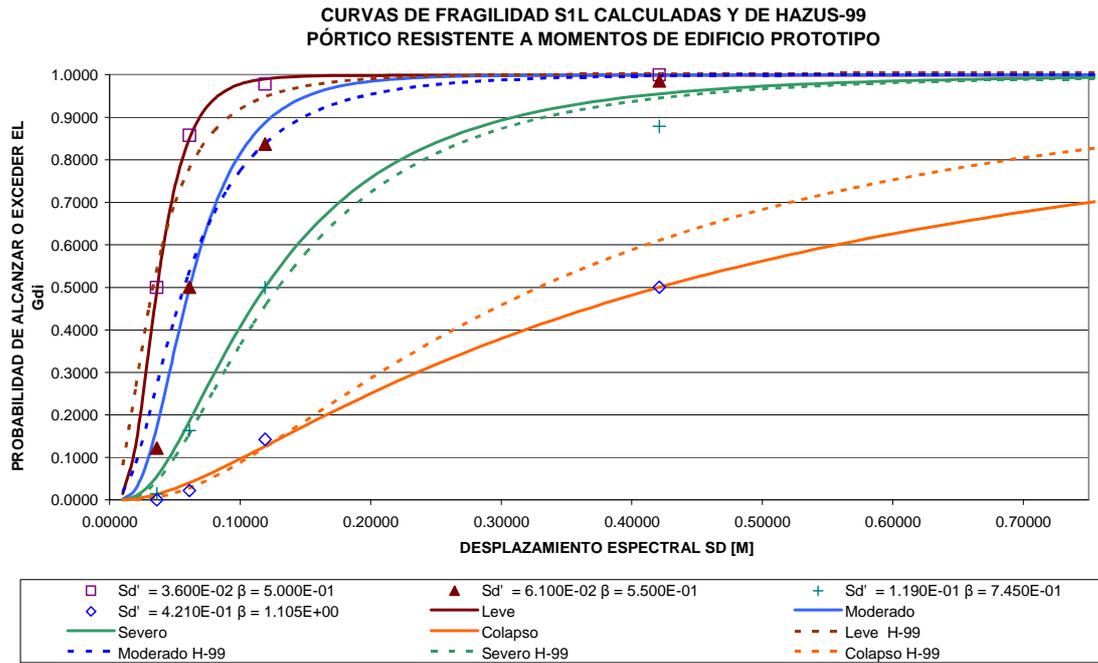


Figura 4.10. Comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para pórticos de acero resistentes a momentos con las de HAZUS 99 (FEMA, NIBS 1999)

Tipo estr.	Desplazamiento espectral [m]							
	Ligero		Moderado		Extenso		Completo	
	Media	Beta	Media	Beta	Media	Beta	Media	Beta
S1L	0,033	0,80	0,057	0,75	0,129	0,74	0,329	0,88
S1M	0,055	0,65	0,095	0,68	0,215	0,69	0,549	0,87
S1H	0,086	0,64	0,148	0,64	0,336	0,71	0,856	0,83

Tabla 4.5. Umbrales y desviaciones estándar lognormal según HAZUS 99

De la Figura 4.10 y las Tablas 4.4 y 4.5 puede concluirse que los umbrales de daño para los estados leve, moderado y severo calculados en este estudio no difieren en más de 10% de los correspondientes a *Earthquake Loss Estimation Methodology HAZUS 99* (FEMA, NIBS 1999), mientras que para el estado de daño de colapso la diferencia es de 28 %. Esta importante diferencia podría obedecer al criterio de colapso que se haya aplicado en HAZUS 99. En este caso se ha comprobado que, para el desplazamiento espectral de colapso que plantea HAZUS 99, que es de 0,329 m, el desplome relativo local máximo es de 5,0 %, valor para el cual el daño estructural es muy considerable. En este estudio, no obstante, se ha preferido dejar como desplazamiento de colapso aquel en el que la estructura pierde definitivamente su resistencia que, de acuerdo con la Tabla 4.4, es de 0,421 m. A pesar de las diferencias indicadas, la coincidencia de las curvas de fragilidad para los tres primeros estados de daño es notable. Para el estado de daño de colapso en cambio las probabilidades acumuladas de alcanzarlo para un mismo valor de desplazamiento espectral pueden variar hasta en un 20%, siendo conservadora la propuesta de Hazus'99.

4.3.7. Espectros de demanda

Se han usado dos espectros de demanda diferentes para evaluar la respuesta sísmica del edificio bajo estudio. El primero de ellos es tomado de las *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98* (AIS 1998), que es el código de construcciones vigente, y, el segundo, es tomado del estudio de microzonificación de la Ciudad de Manizales.

4.3.7.1. Según las NSR-98

En las *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98* (AIS 1998), los movimientos sísmicos de diseño se definen para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, en función de la aceleración pico efectiva A_a , lo que corresponde a un período de retorno de 475 años. El espectro de demanda para la ciudad de Manizales que establecen las NSR-98, de acuerdo con las especificaciones hechas para el edificio en estudio, aparece en la Figura 4.11, expresado en formato ADRS.

4.3.7.2. Según el SISMan

El *Sistema de Información Sísmica para Manizales SISMan* (ITEC 2004) es una herramienta desarrollada para la consulta de los espectros de respuesta en superficie y de los espectros de diseño calculados con base en los resultados del estudio *Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales* (CIMOC 2002). El espectro de diseño que proporciona este programa para el sitio donde está emplazado el edificio en estudio, incrementado por el coeficiente de importancia $I = 1.1$ y expresado en formato ADRS, se muestra en la Figura 4.11, la cual también incluye el espectro de demanda de las NSR-98 (AIS 1998) para efectos de comparación.

4.3.8. Punto de capacidad por demanda

El cruce del espectro de capacidad con los espectros de demanda debidamente reducidos para tener en cuenta su amortiguamiento histerético permite encontrar el punto de capacidad por demanda. Se han empleado en este estudio dos métodos distintos para tal efecto que se explicarán brevemente a continuación. El primero es el llamado procedimiento A de *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ATC-40* (ATC 1996b), en el que de una manera iterativa se prueban varios posibles puntos de cruce hasta encontrar aquel para el cual el avance dentro del rango inelástico de la estructura se corresponde con los factores de reducción por amortiguamiento histerético del espectro de demanda elástico. En este método se contemplan tres tipos diferentes de comportamiento histerético: Tipo A, para estructuras proyectadas de acuerdo con códigos de construcción recientes cuando son sometidas a sismos de corta duración (escenario de fuente cercana); Tipo B, para las mencionadas estructuras cuando son sometidas a sismos de larga duración (escenario de fuente lejana) y para estructuras menos recientes sometidas a sismos de corta duración; y, Tipo C, para las estructuras más antiguas en las cuales se espera muy bajo comportamiento histerético. En el caso de la estructura en estudio, proyectada de acuerdo con la NSR-98 (AIS 1998), que se basa en el método LRFD del AISC de 1994 (AISC 1994), se espera un comportamiento histerético tipo B. Al aplicar el método se obtiene un amortiguamiento viscoso

equivalente efectivo es de 9,92 %, como puede verse en la Figura 4.12, que también indica que el punto de capacidad por demanda se halla en $S_d = 0,055$ m. El segundo método es el presentado en el proyecto RISK-UE (MILUTINOVIC Y TRENDAFILOSKI 2003) que parte de la representación bilineal del espectro de capacidad y cuya aplicación se explica a continuación para el caso del espectro de diseño proporcionado por el programa SISMan (ITEC 2004).

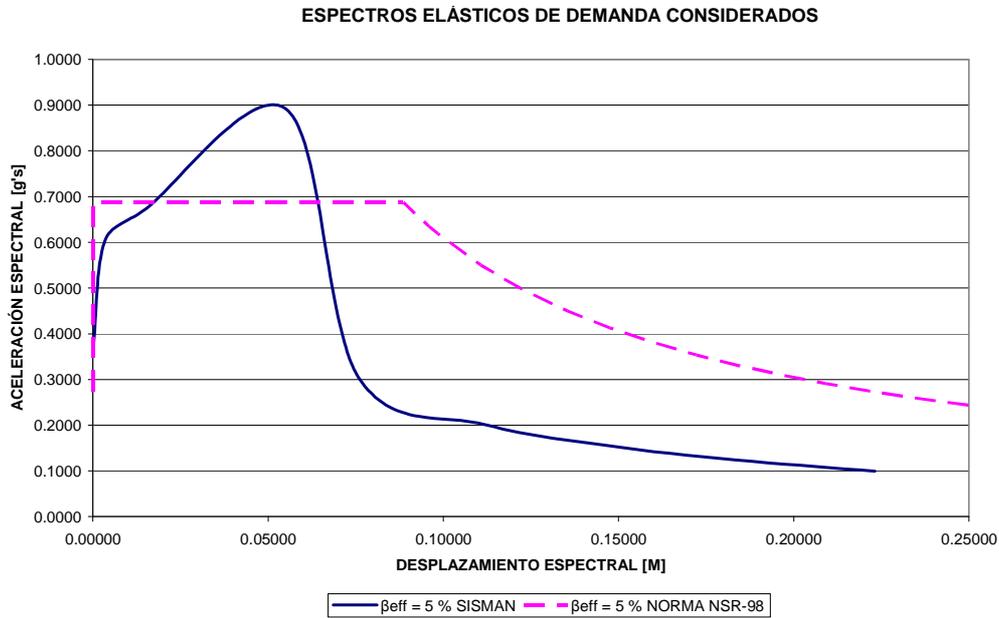


Figura 4.11. Espectros de demanda considerados

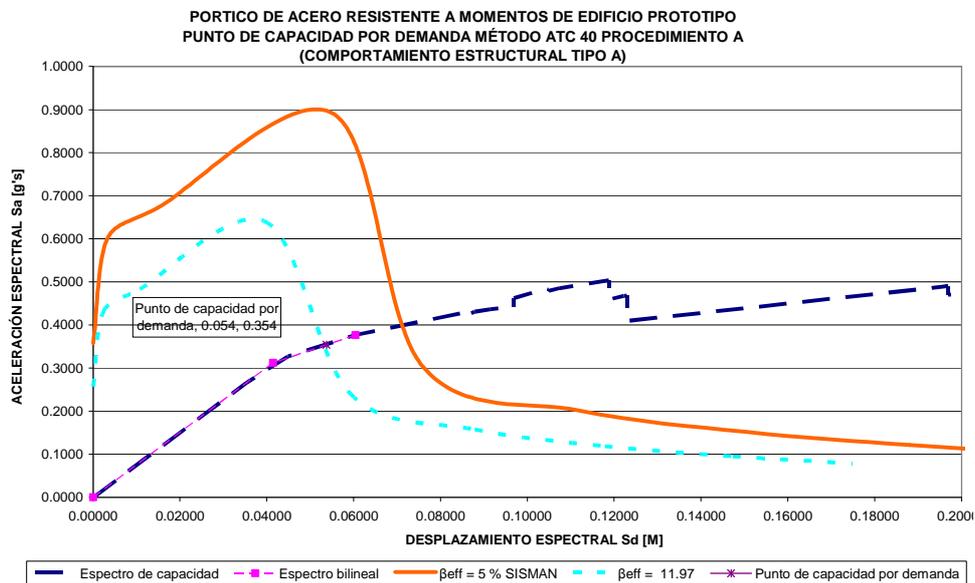


Figura 4.12. Obtención punto de capacidad por demanda del pórtico resistente a momento del edificio prototipo, procedimiento A, ATC-40

El método se ha desarrollado para espectros de capacidad representados de forma bilineal, en los cuales, como se indicó en el apartado 4.3.3, la localización del punto de plastificación depende entre otras cosas del punto final del espectro real, punto que a su vez depende en la práctica del espectro de la demanda sísmica. Dado que el espectro de

demanda es distinto para cada nivel de amortiguamiento histerético y que este a su vez depende del grado de plastificación de la estructura la determinación exacta del fenómeno exigiría un arduo proceso de ensayo y error. Por esta razón, para efectos de simplificación, se asume que la localización del punto de plastificación del espectro bilineal es constante, así como la pendiente del tramo plástico. Para minimizar el error inducido por esta simplificación se parte del espectro bilineal cuyo punto final es el obtenido con la aproximación de desplazamientos iguales. A partir del punto de plastificación encontrado, de coordenadas S_{dY}, S_{aY} , (0,044 y 0,334 en la Figura 4.13), se escogen otros valores $S_{d,i}$, mayores que S_{dY} y, para cada uno de ellos, se calcula la ductilidad (μ_i , Ecuación 4.8a), la demanda de aceleración espectral elástica ($S_{ae,i}$), el período (T_i , Ecuación 4.8b), el coeficiente de capacidad de disipación de energía ($R_{\mu,i}$, Ecuación 4.8c) y la aceleración espectral reducida ($S_{a,i}$, Ecuación 4.8d). La intersección de la línea de conexión de los puntos de coordenadas ($S_{d,i}, S_{a,i}$), que en la Figura 4.13 va del punto A al H, con el espectro de capacidad es el punto de capacidad por demanda buscado. En este ejemplo, dicho punto tiene coordenadas (0.0664 m; 0.385 g) (véanse los resultados parciales en la Tabla 4.6).

$$\mu_i = \frac{S_{d,i}}{S_{dY}} \quad (a)$$

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d,i}}{S_{ae,i} \cdot g}} \quad (b)$$

$$\left. \begin{aligned} R_{\mu,i} &= (\mu_i - 1) \frac{T_i}{T_s} + 1 && \text{Para } T < T_s \\ R_{\mu,i} &= \mu_i && \text{Para } T \geq T_s \end{aligned} \right\} (c)$$

$$S_{a,i} = \frac{S_{ae,i}}{R_{\mu,i}} \quad (d)$$

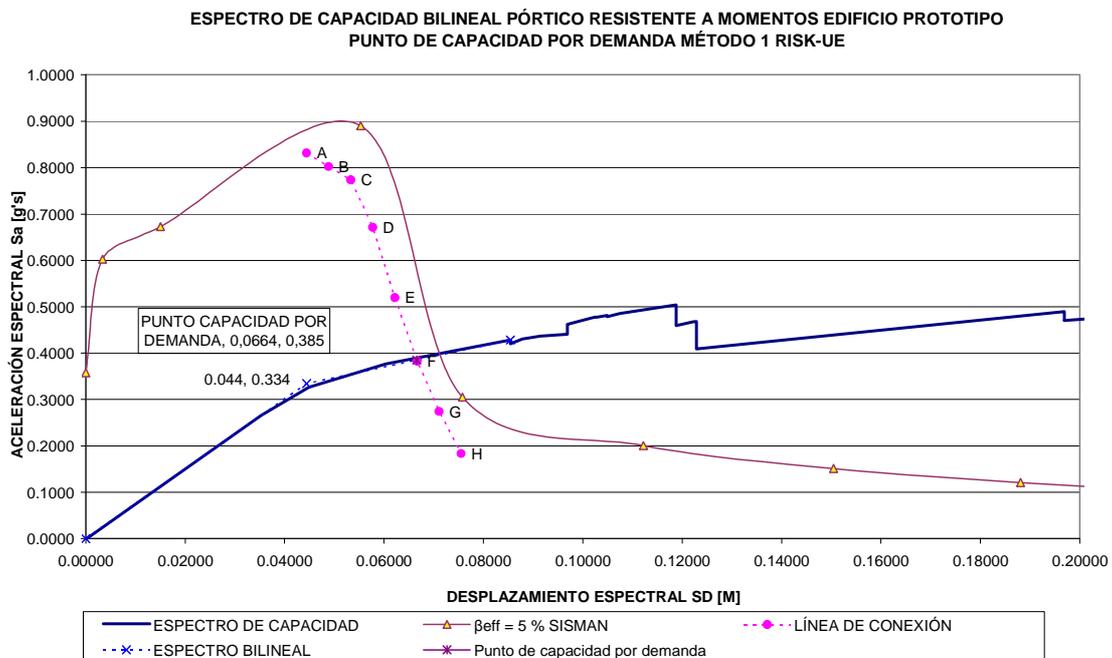


Figura 4.13. Obtención punto de capacidad por demanda del pórtico resistente a momento del edificio prototipo, método 1 Risk UE

Punto	Sd _i [m]	μ _i []	Sae _i [g's]	T _i [s]	T _i :T _s []	R _{μi} []	Sa _i [g's]
A	0,04444	1,000	0,8316	0,4637	Menor	1,000	0,8316
B	0,04888	1,100	0,8556	0,4795	Menor	1,100	0,7779
C	0,05332	1,200	0,8796	0,4939	Mayor	1,200	0,7330
D	0,05777	1,300	0,8200	0,5325	Mayor	1,300	0,6308
E	0,06221	1,400	0,6930	0,6011	Mayor	1,400	0,4950
F	0,06666	1,500	0,5660	0,6884	Mayor	1,500	0,3773
G	0,07110	1,600	0,4390	0,8073	Mayor	1,600	0,2744
H	0,07554	1,700	0,3120	0,9871	Mayor	1,700	0,1835

Tabla 4.6. Aplicación método RISK-UE para obtención del punto de capacidad por demanda

La Tabla 4.7 resume los desplazamientos espectrales de los puntos de capacidad por demanda hallados por los diferentes métodos y con los dos espectros de demanda considerados.

DESPLAZAMIENTO ESPECTRAL DE LOS PUNTOS DE CAPACIDAD POR DEMANDA [M]		
MÉTODO DE CÁLCULO	ESPECTRO DE DEMANDA	
	NSR-98	SISMAN
ATC-40/ Procedimiento A Comportamiento estructural tipo A	0,070	0,054
ATC-40/ Procedimiento A Comportamiento estructural tipo B	0,078	0,055
ATC-40/ Procedimiento A Comportamiento estructural tipo C	0,091	0,060
RISK-UE/ Representación espectro capacidad bilineal	0,078	0,066

Tabla 4.7. Desplazamientos espectrales de puntos de capacidad por demanda

4.3.9. Matriz de probabilidad de daño

A partir de las curvas de fragilidad calculadas se puede obtener la distribución del daño para cualquier valor de desplazamiento espectral del punto de capacidad por demanda de tal forma que se puede construir una matriz de probabilidad de daño como la mostrada en la Tabla 4.8 (Barbat et al 1996 y 2006). Aceptando que para la amenaza sísmica de diseño el desplazamiento espectral será de 0,07 m (Tabla 4.7), el vector de probabilidad de daño que se obtiene de la Tabla 4.8 es (0,12 0,33 0,34 0,17 0,04); dicho vector está representado mediante el histograma de la Figura 4.14.

MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO EN FUNCION DEL DESPLAZAMIENTO ESPECTRAL DEL PUNTO DE CAPACIDAD POR DEMANDA					
SD	ESTADO DE DAÑO				
[m]	Nulo	Leve	Moderado	Severo	Colapso
0,04	0,45	0,35	0,14	0,05	0,01
0,07	0,12	0,33	0,34	0,17	0,04
0,10	0,03	0,20	0,40	0,28	0,09
0,13	0,01	0,11	0,38	0,37	0,13
0,16	0,00	0,06	0,33	0,43	0,17
0,19	0,00	0,03	0,28	0,47	0,22
0,22	0,00	0,02	0,23	0,49	0,26
0,25	0,00	0,01	0,19	0,50	0,30
0,28	0,00	0,01	0,15	0,50	0,34
0,31	0,00	0,00	0,13	0,50	0,37
0,34	0,00	0,00	0,10	0,49	0,41
0,37	0,00	0,00	0,09	0,47	0,44
0,40	0,00	0,00	0,07	0,46	0,47
0,44	0,00	0,00	0,06	0,44	0,50

Tabla 4.8. Matriz de probabilidad de daño

PROBABILIDAD DE ESTADOS DE DAÑO ESTRUCTURAL PARA SD=0,07 M

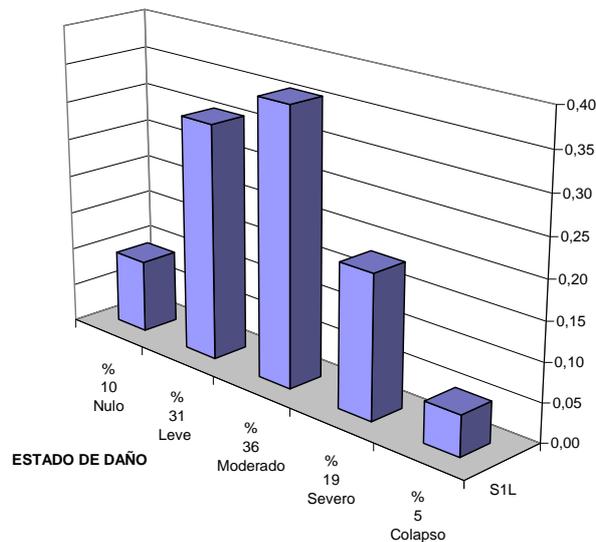


Figura 4.14. Histograma de probabilidad de daño para Sd = 0.07 m

4.3.10. Análisis de resultados

El vector de probabilidad de daño obtenido muestra que la probabilidad de que bajo la acción de diseño el pórtico sufra un daño moderado o mayor es de 55 %, valor que es inaceptable dado que, como se explicó arriba, el alcanzar dicho estado de daño implica que todos los pilares de la planta baja se han plastificado en su base. El punto de capacidad por demanda encontrado para el pórtico resistente a momento implica que la

estructura tendría un desplome relativo local de 1.36 % en su planta baja con lo cual se produciría un daño extenso en los sistemas no estructurales sensibles al desplome. Este análisis indica, por lo tanto, que, para la peligrosidad sísmica considerada, este pódico debe ser rigidizado.

Cabe anotar que el EUROCODE 8-1 (CEN 2004) expresa los máximos permitidos para el desplome relativo local en función del tipo de elementos no estructurales y de su conexión a la estructura. Al aplicar el valor sugerido en dicho código para el factor de reducción que toma en cuenta el menor período de retorno de la acción sísmica asociada al requisito de límite de daño, $v = 0,4$, se obtiene que el desplome relativo local máximo permitido será de 1,25% si se tienen elementos no estructurales de materiales frágiles conectados a la estructura. Si los elementos no estructurales fueran de materiales dúctiles, se aceptaría un desplome relativo local máximo de 1,87% y, si los elementos no estructurales estuvieran conectados de tal forma que no interfirieran con las deformaciones de la estructura, se aceptaría un desplome relativo local máximo de 2,5%. En la construcción convencional los elementos no estructurales son de materiales frágiles conectados a la estructura, por lo cual el límite para el desplome relativo local que aplica es 1,25%. Como se mencionó en el párrafo anterior en el pódico del edificio prototipo sin rigidizar es de esperar un desplome relativo local de 1,36%, lo que significaría gran daño en los elementos no estructurales a menos que se aumentara la rigidez del entramado.

Para aumentar la rigidez del entramado se contemplan dos opciones. La primera es introducir miembros de arriostramiento diagonales que por su disposición transmiten las fuerzas de inercia desde los distintos pisos hasta la cimentación trabajando en compresión y tracción, constituyéndose así un pódico arriostrado. Su análisis estático no lineal se presenta en la sección siguiente denominada *Pódico arriostrado de baja altura*. La otra opción es mantener el sistema estructural de pódico resistente a momentos pero aumentar el tamaño de vigas y columnas. Su análisis estático no lineal se presenta en la sección *Pódico resistente a momentos de baja altura*.

La estructura estudiada fue dimensionada según las especificaciones del *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC 1992) y, por lo tanto, la relación entre las resistencias de las columnas y de las vigas que llegan a un nudo, y que garantiza el principio de columna fuerte, viga débil, es relativamente baja. La versión más reciente de dichas especificaciones (AISC 2002) es mucho más exigente en este aspecto. Las relaciones que se deben satisfacer según estas dos normas son respectivamente:

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g)}{\sum Z_b F_{yb}} \geq 1.0 \quad (a)$$

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g)}{\sum (1.1 \cdot R_y F_{yb} Z_b + M_v)} \geq 1.0 \quad (b)$$

(4.9)

donde:

A_g	Sección transversal de la columna
F_{yc}	Resistencia mínima especificada a la plastificación de la columna
F_{yb}	Resistencia mínima especificada a la plastificación de la viga

P _{uc}	Resistencia requerida en la columna sometida a compresión
M _v	Momento adicional debido al cortante amplificado actuando desde la localización de la articulación plástica hasta el centro de la columna
R _y	Relación entre la resistencia a la plastificación esperada y la especificada
Z _b	Módulo de sección plástico de la viga
Z _c	Módulo de sección plástico de la columna

Una comparación de las dos expresiones permite concluir que las nuevas recomendaciones son mucho más exigentes al incorporar un factor de 1,1 además del factor R_y, que puede tomar valores de 1,1 a 1,5, dependiendo del tipo de acero, y del término M_v. Esto conducirá a columnas mucho más robustas, con las que posiblemente se cumpla con el requisito de desplome relativo local máximo.

4.4. Pórtico arriostrado de baja altura

En esta sección se presentan los resultados de aplicar al pórtico de la Figura 3.21 el procedimiento de análisis estático no lineal seguido en la sección 4.3. Los valores que se usaron para la modelación del comportamiento plástico de los miembros de este pórtico arriostrado aparecen en la Tabla 4.9, cuyos términos se explican con la Figura 4.1, y representan los parámetros que usa el *FEMA 356* (FEMA 2000). Es de destacar en esta tabla que la sollicitación que gobierna en las columnas centrales (W 12x53, XX) es la de compresión y de acuerdo con ello se aplican los parámetros correspondientes. Nótese también que las riostras (ST 8x4x1/4) tienen comportamiento plástico muy distinto dependiendo del tipo de la solicitud axial.

Perfil y eje de flexión	Solicitación principal	a	b	c	IO	LS	CP
W 12x53, XX	Compresión	0,50	8,00	0,20	0,25	5,00	7,00
W 12x53, YY	Flexión	1,48	2,25	0,20	0,25	0,87	1,30
W 12x35, XX	Flexión	9,00	11,00	0,60	1,00	6,00	8,00
ST 8x4x1/4	Compresión	0,50	3,64	0,23	0,25	1,48	2,64
ST 8x4x1/4	Tracción	11,00	14,00	0,80	0,25	7,00	9,00

Tabla 4.9. Comportamiento plástico pórtico arriostrado de baja altura

4.4.1. Curva de capacidad

La Figura 4.15 contiene la curva de capacidad obtenida como resultado del empuje incremental sobre la estructura. La carga lateral se distribuyó verticalmente de manera proporcional al vector de forma del modo fundamental de vibración. Los dos pequeños retrocesos en el valor del cortante de base que aparecen al inicio de la curva corresponden a la pérdida de resistencia que experimentan las riostras de los pisos 1 y 2 sometidas a compresión cuando se agota totalmente su capacidad de deformación plástica. Lo anterior da lugar a que trabajen las riostras sometidas a tracción; cuando falla la del primer piso se presenta la gran caída del cortante de base que se observa para un desplazamiento de techo de 5,54E-02m. En esa condición la resistencia de la estructura depende enteramente de las vigas y columnas y su comportamiento se asemeja al pórtico resistente a momentos no arriostrado.

CURVA DE CAPACIDAD PÓRICO ARRIOSTRADO BAJO

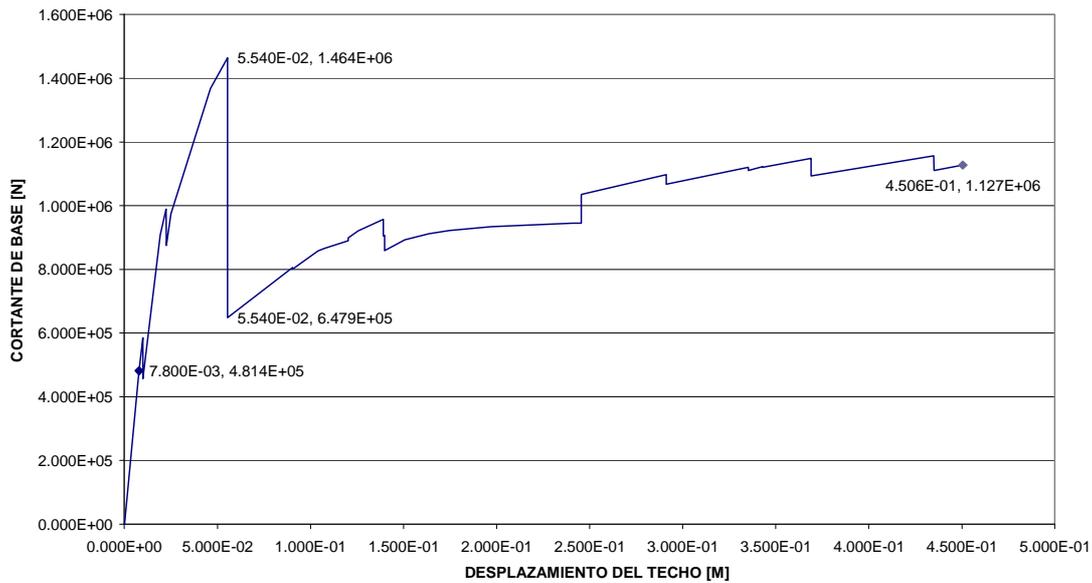


Figura 4.15. Curva de capacidad de pórtico arriostrado de baja altura

4.4.2. Espectro de capacidad y umbrales de daño

El coeficiente de masa efectiva para este edificio es $\alpha_1 = 0,85$ y el factor de participación modal para el modo fundamental a nivel de techo es $PF_{R1} = 1,61$. Con estos parámetros se calcula el espectro de capacidad de la Figura 4.16, que contiene también la representación bilineal del mismo y los umbrales de los distintos estados de daño. Los estados de plastificaciones de estos últimos se ilustran en la Figura 4-17 y los parámetros de deformación de cada uno aparecen en la Tabla 4.10. Los criterios empleados para la determinación de estos umbrales de daño son los siguientes:

- Estado de daño leve: inicio del comportamiento plástico del pórtico.
- Estado de daño moderado: las riostras a compresión de los primeros niveles han agotado su capacidad de resistencia debido a su alta deformación plástica y la riostra a tracción del primer nivel está próxima a llegar al mismo punto. Se ha iniciado la plastificación en la base de la mayoría de las columnas.
- Estado de daño severo: hay plastificaciones en numerosas columnas y vigas. En las bases de algunas columnas se ha agotado la capacidad de deformación plástica. La curva de capacidad ha experimentado una fuerte reducción de su pendiente.
- Estado de daño de colapso: se ha formado un mecanismo de falla que involucra un panel de deformación de los dos primeros niveles cuyos miembros verticales se han plastificado en ambos extremos.

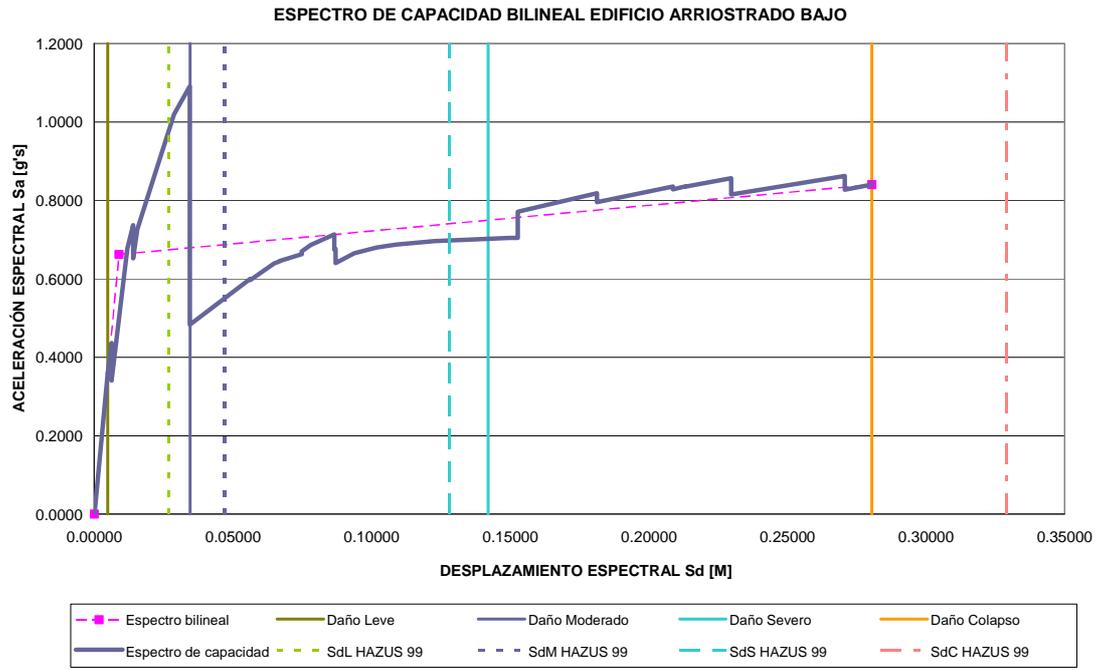


Figura 4.16. Espectro de capacidad de pórtico arriostrado de baja altura con umbrales de daño

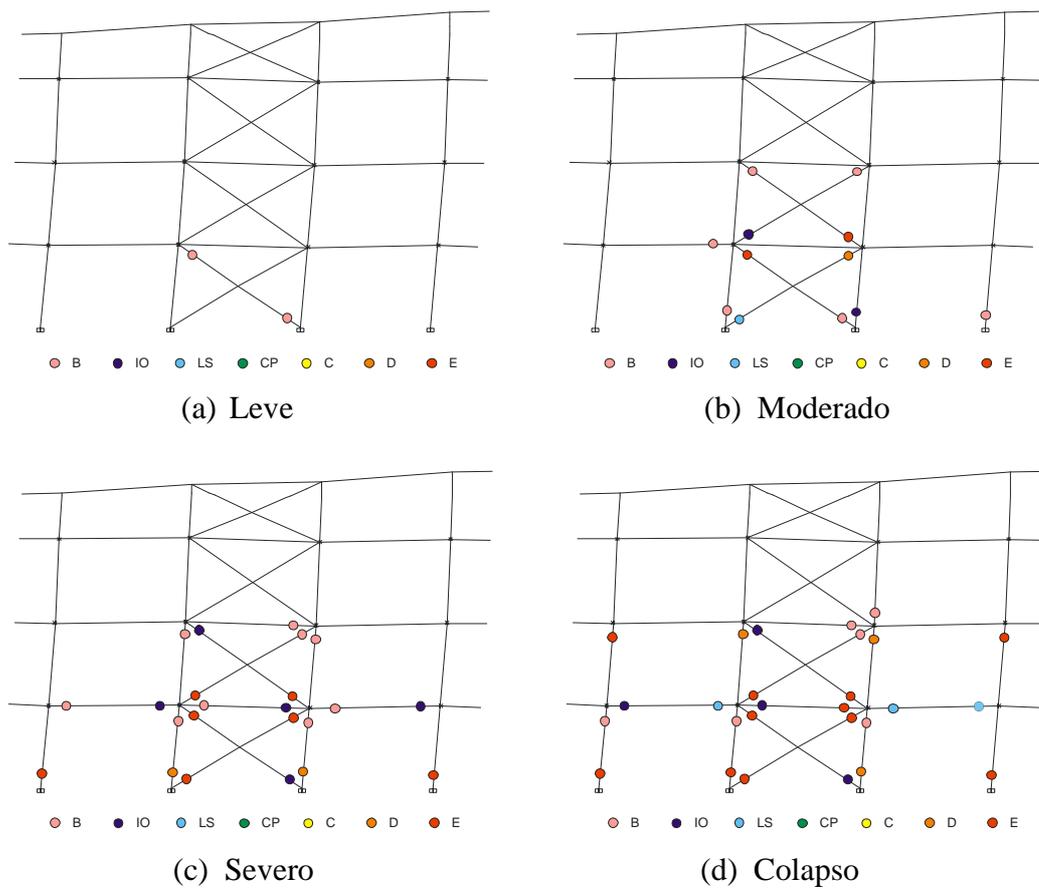


Figura 4.17. Condición estructural en los umbrales de los estados de daño

Los desplazamientos espectrales para cada estado de daño se pueden expresar en función de los puntos del espectro de capacidad bilineal en la forma:

$$Sd_L = A * Sd_Y \quad (4.10)$$

$$Sd_M = B * Sd_Y \quad (4.11)$$

$$Sd_S = Sd_Y + C (Sd_U - Sd_Y) \quad (4.12)$$

$$Sd_C = Sd_U \quad (4.13)$$

donde:

Sd_L	Umbral del estado de daño leve
Sd_M	Umbral del estado de daño moderado
Sd_S	Umbral del estado de daño severo
Sd_C	Umbral del estado de daño de colapso
Sd_Y	Desplazamiento espectral de plastificación
Sd_U	Desplazamiento espectral último
A, B, C	Coefficientes a determinar en cada caso

Los coeficientes A, B y C de las ecuaciones (4.10) a (4.12) se incluyen en la Tabla 4.10.

Umbral	Desplazamiento de techo [m]	Desplazamiento espectral S_d [m]	Desplome máx. relativo local [%]	Factores A / B / C
Leve	0,008	0,005	0,09	0,54
Moderado	0,055	0,035	1,03	3,85
Severo	0,228	0,142	4,34	0,49
Colapso	0,451	0,281	7,39	

Tabla 4.10. Parámetros de deformación en umbrales de daño del pórtico arriostrado de baja altura

4.4.3. Variabilidad de los estados de daño y curvas de fragilidad

Al aplicar los procedimientos matemáticos expuestos en la sección 4.3.5, bajo las premisas de que la distribución estadística de los estados de daño es de tipo binomial y que la probabilidad acumulada de cada uno obedece a una distribución lognormal, se hallan, mediante un ajuste por mínimos cuadrados, los valores de las desviaciones estándar lognormal (β) de la Tabla 4.11. Las curvas ajustadas se presentan en la Figura 4.18 junto con las que proporciona HAZUS 99 (FEMA, NIBS 1999) para este tipo de edificios, cuyos parámetros aparecen en la Tabla 2.7.

Estado de daño	Desplazamiento espectral S_d [m]	β
Leve	0,005	1,78
Moderado	0,035	1,40
Severo	0,142	0,81
Colapso	0,281	0,64

Tabla 4.11. Umbrales y desviaciones estándar lognormal para los estados de daño

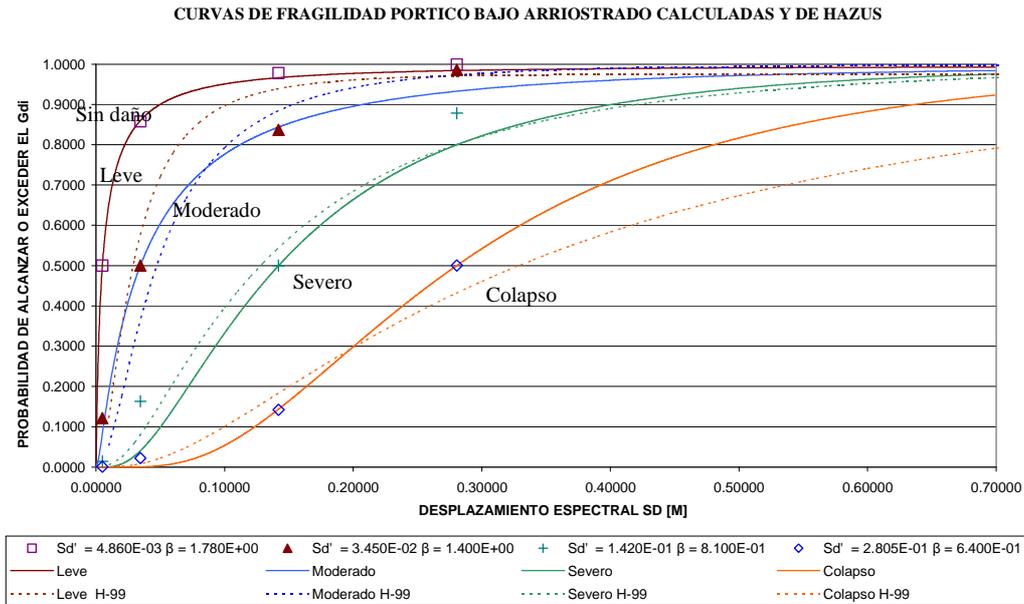


Figura 4.18. Comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para el pórtico bajo arriostrado con las que presenta HAZUS-99

4.4.4. Punto de capacidad por demanda y vector de probabilidad de daño

Con el espectro de demanda de Manizales establecido en las NSR-98 (AIS 1998) y el procedimiento especificado en la sección 4.3.8 se determina que el punto de capacidad por demanda tiene las siguientes coordenadas S_d, S_a : (0,01m 0,54g). El vector de probabilidad de daño resultante es (0,35 0,46 0,19 0,00 0,00), representado mediante el histograma en la Figura 4.19

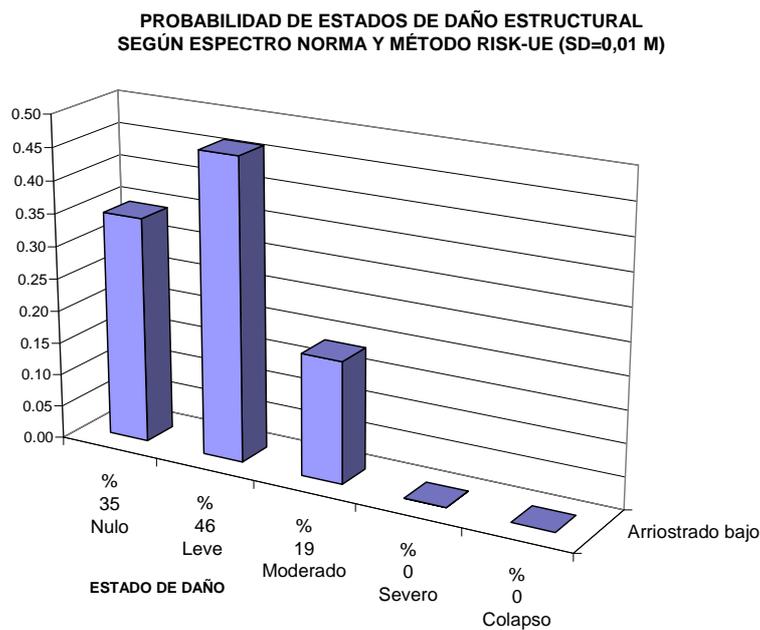


Figura 4.19. Histograma de probabilidad de daño para $S_d = 0.01$ m

4.4.5. Análisis de resultados

La comparación entre los histogramas de probabilidad de daño de las Figuras 4.14 y 4.19 indica que el rigidizar mediante riostras la estructura significa un aumento de la resistencia sísmica del edificio. Mientras que en el pórtico sin rigidizar la probabilidad de que se alcance o se exceda el estado de daño moderado es 60 %, en el rigidizado es de 19%. Por otra parte, el hacer más rígido a un edificio implica un aumento en la aceleración correspondiente al punto de capacidad de demanda. En este caso se pasa de $S_a = 0,4g$, para el pórtico sin rigidizar, a $S_a = 0,54g$, para el pórtico arriostrado bajo. Este cambio implica una mayor probabilidad de daño en los elementos no estructurales sensibles a la aceleración. El espectro de capacidad de la Figura 4.16 predice que una vez vencida la resistencia de las riostras se reducirá drásticamente el cortante de base y se dará lugar a un comportamiento similar al del edificio no rigidizado.

4.5. Pórtico resistente a momentos de baja altura

Como se indicó en la sección 4.3.10, el pórtico no rigidizado del edificio prototipo, de rigidez insuficiente, puede ser rigidizado de dos maneras diferentes: convirtiéndolo en un pórtico arriostrado, como el estudiado en la sección anterior, o, aumentando la rigidez de sus vigas y columnas a la vez que se mantiene la concepción estructural de pórtico resistente a momentos, opción que se estudia a continuación. En la Figura 4.20 se indican los nuevos perfiles asignados a las vigas y columnas. La Tabla 4.12 contiene los parámetros de su comportamiento plástico, en los términos de la Figura 4.1. Su espectro de capacidad, producto del análisis estático no lineal, aparece en la Figura 4.21, que incluye los umbrales de los estados de daño cuyos estados de plastificaciones se ilustran en la Figura 4.22. Se ha buscado poder expresar estos umbrales en función de los puntos característicos de espectro bilineal y para ello se presentan en la Tabla 4.13 los parámetros de deformación y los factores A, B y C de las ecuaciones (4.10) a (4.12). Las curvas de fragilidad encontradas se muestran en la Figura 4.23 junto con el valor del desplazamiento espectral del umbral de cada estado de daño y su correspondiente desviación estándar lognormal (β). Con el espectro de demanda de Manizales establecido en las NSR-98 (AIS 1998) se determinó que el punto de capacidad por demanda tiene las siguientes coordenadas S_d, S_a : (0,058m 0,575g). El vector de probabilidad de daño resultante es (0,22 0,38 0,37 0,03 0,00), representado mediante el histograma en la Figura 4.24.

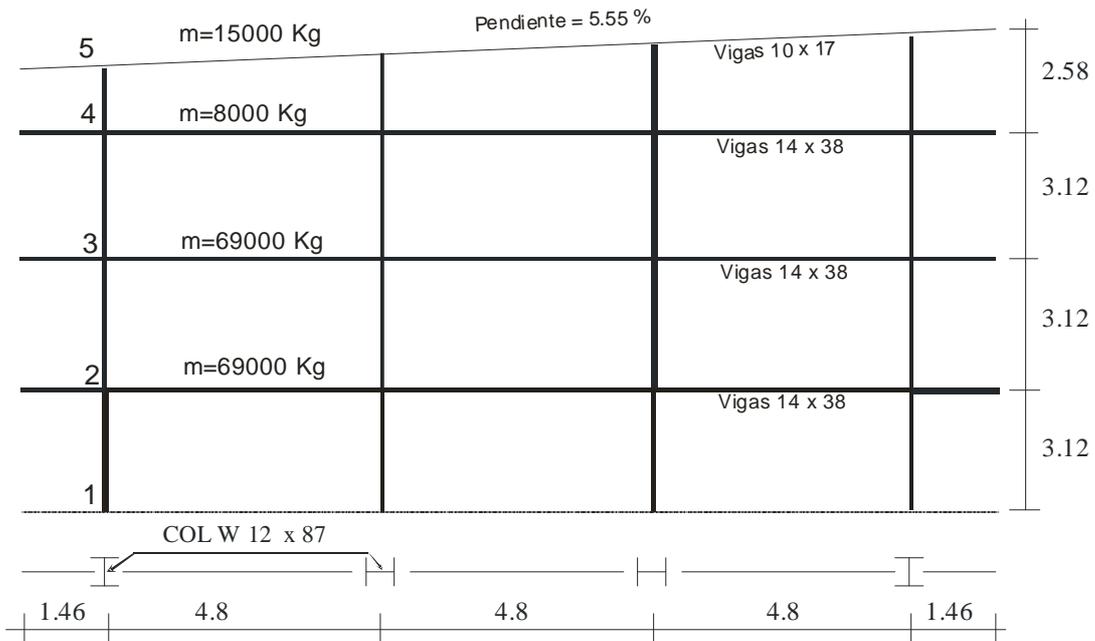


Figura 4.20. Pórtico resistente a momentos de baja altura

Perfil	Solicitación principal	a	b	c	IO	LS	CP
W 12x87	Flexión	4.89	7.54	0,20	0,25	3,50	4,84
W 14x38	Flexión	9,00	11,00	0,60	1,00	6,00	8,00

Tabla 4.12. Comportamiento plástico pórtico resistente a momentos de baja altura

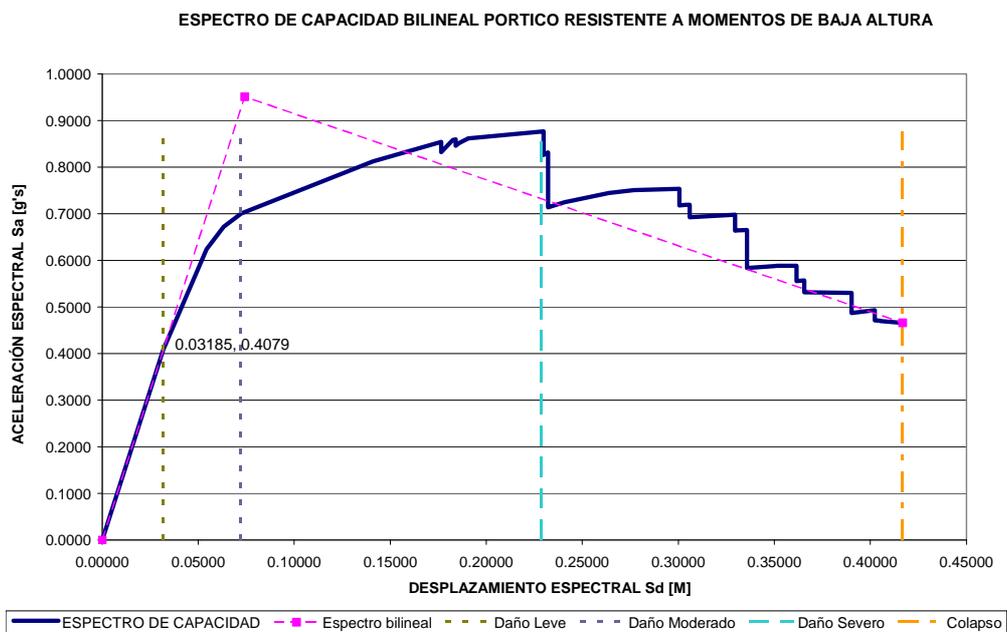


Figura 4.21. Espectro de capacidad pórtico resistente a momentos de baja altura

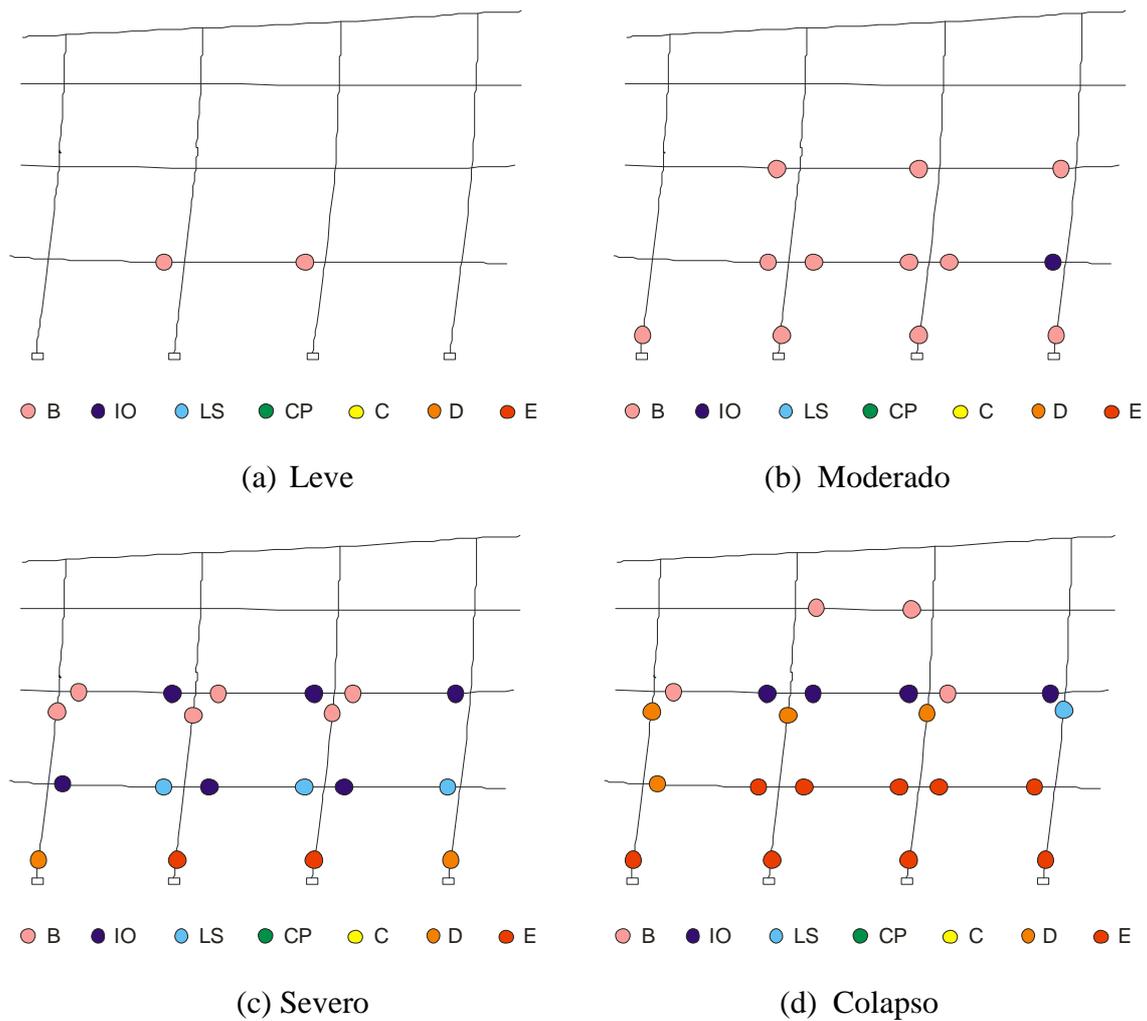


Figura 4.22. Condición estructural en los umbrales de los estados de daño en el pórtico resistente a momentos de baja altura

Umbral	Desplazamiento de techo [m]	Desplazamiento espectral S_d [m]	Desplome máx. relativo local [%]	Factores A / B / C
Leve	0,047	0,032	0,57	0,43
Moderado	0,106	0,072	1,40	0,97
Severo	0,337	0,230	5,15	0,45
Colapso	0,611	0,417	9,56	

Tabla 4.13. Parámetros de deformación en umbrales de daño del pórtico resistente a momentos de baja altura

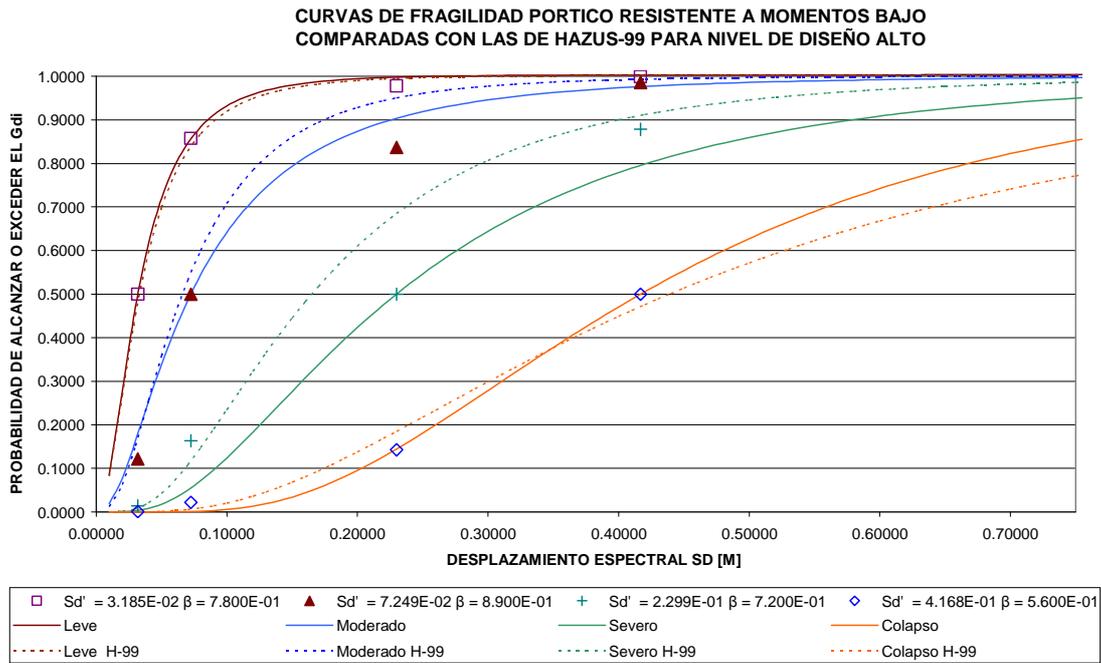


Figura 4.23. Comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para el pórtico resistente a momentos de baja altura con las que presenta HAZUS-99

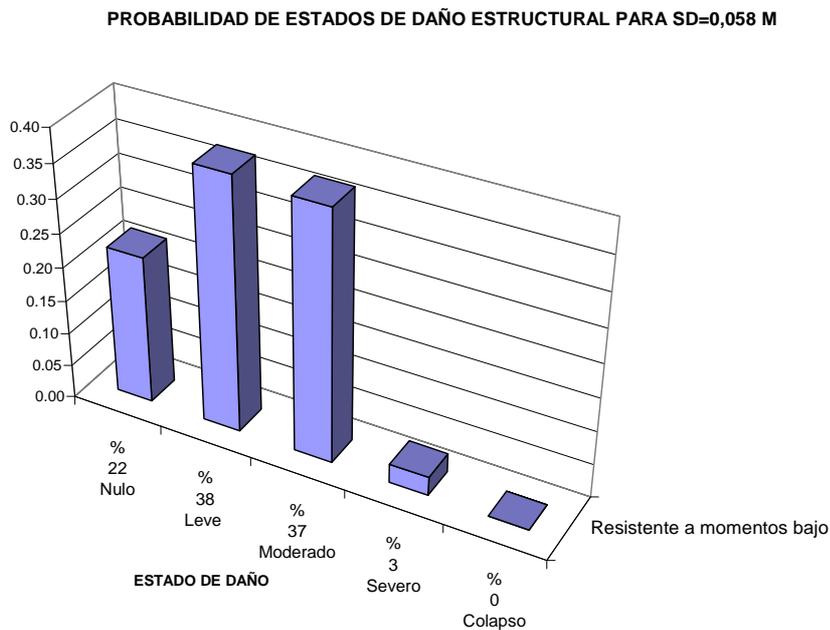


Figura 4.24. Histograma de probabilidad de daño para $S_d = 0.058$ m

4.6. Pórtico arriostrado de altura media

En esta sección se estudia el pórtico arriostrado de altura media mostrado en la Figura 4.25. El comportamiento plástico de los perfiles asignados a las vigas y columnas está definido mediante los parámetros de la Tabla 4.14 cuyos términos se explican en la

Figura 4.1. Su espectro de capacidad, aparece en la Figura 4.26, que incluye los umbrales de los estados de daño. La condición estructural en cada uno de estos se ilustra en la Figura 4.27. La Tabla 4.15 contiene las deformaciones propias de cada umbral de daño y los factores A, B y C de las ecuaciones (4.10) a (4.12), que permiten expresarlos en función de los puntos característicos de espectro bilineal. Las curvas de fragilidad encontradas se muestran en la Figura 4.28, junto con el valor del desplazamiento espectral del umbral de cada estado de daño y su correspondiente desviación estándar lognormal (β), y se comparan con las de HAZUS-99. Las razones para las grandes diferencias que se hacen evidentes en esta comparación, especialmente para los estados de daño severo y colapso, se darán en la sección 4.11. Con el espectro de demanda de Manizales de las NSR-98 (AIS 1998) se determinó que el punto de capacidad por demanda tiene las siguientes coordenadas S_d, S_a : (0,059m 0,448g). El vector de probabilidad de daño resultante es (0,03 0,68 0,25 0,03 0,00), representado en la Figura 4.29.

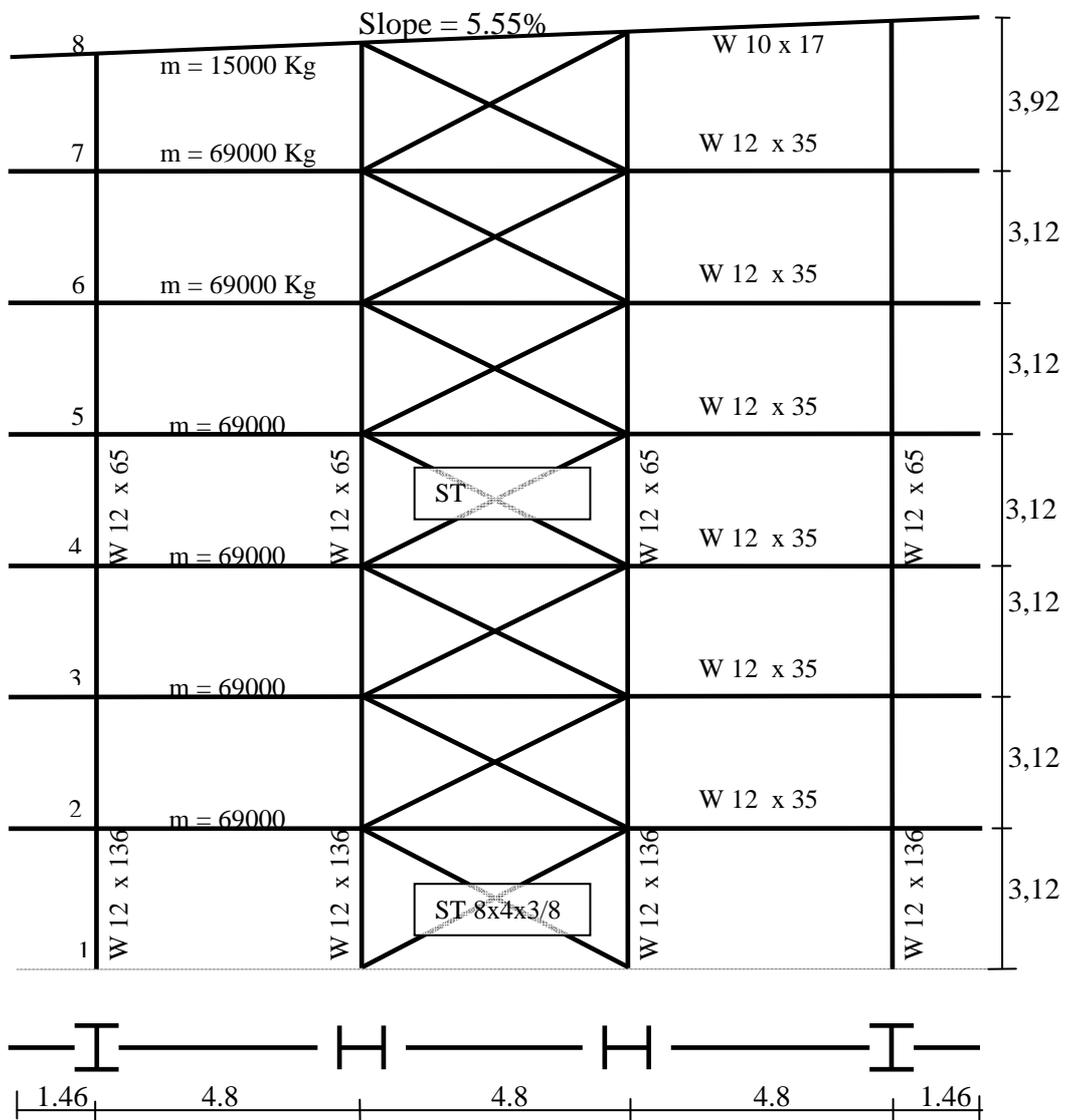


Figura 4.25. Pórtico arriostrado de altura media

Perfil y eje de flexión	Solicitación principal	a	b	c	IO	LS	CP
W 12x136, XX	Compresión	0,50	8,00	0,20	0,25	5,00	7,00
W 12x136, YY	Flexión	1,65	2,55	0,20	0,25	1,2	1,65
W 12x65, XX	Flexión	1,00	1,50	0,20	0,25	0,5	0,80
W 12x65, YY	Flexión	1,00	1,50	0,20	0,25	0,5	0,80
W 12x35, XX	Flexión	9,00	11,0	0,60	1,00	6,00	8,00
ST 8x4x3/8	Compresión	0,5	6,20	0,36	0,25	3,40	5,20
ST 8x4x3/8	Tracción	11,0	14,0	0,8	0,25	7,00	9,00
ST 8x4x5/16	Compresión	0,5	5,18	0,31	0,25	2,63	4,18
ST 8x4x5/16	Tracción	11,0	14,0	0,8	0,25	7,00	9,00

Tabla 4.14. Comportamiento plástico pórtico arriostrado de altura media

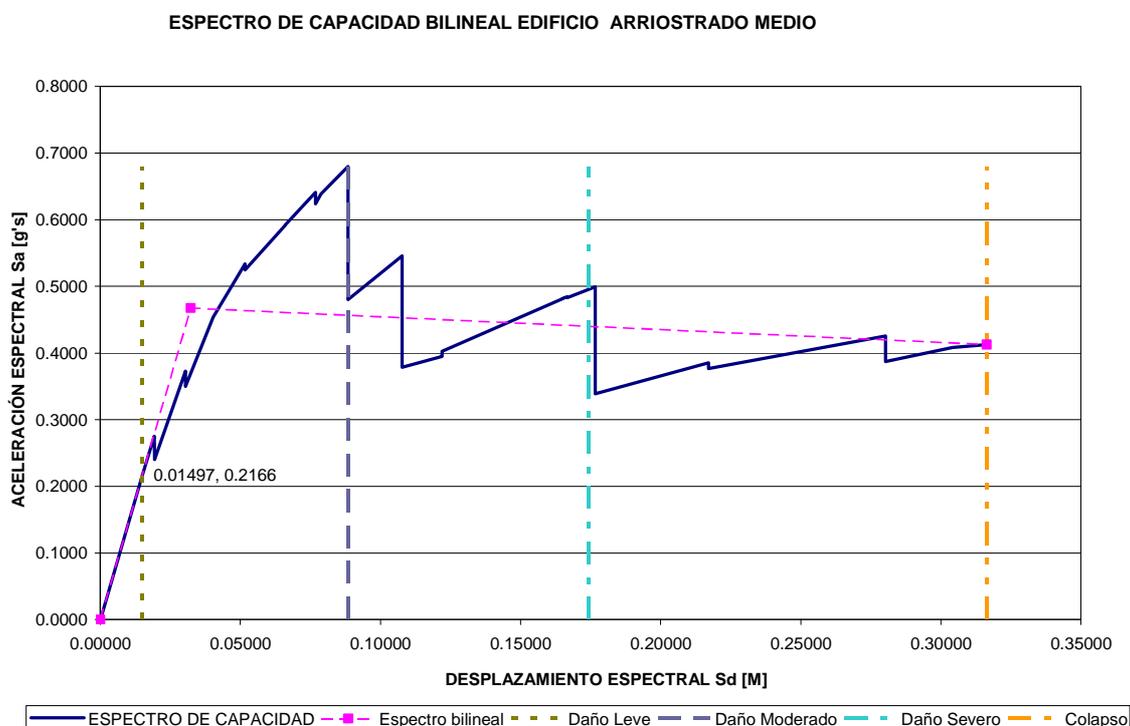


Figura 4.26. Espectro de capacidad pórtico arriostrado de altura media

Umbral	Desplazamiento de techo [m]	Desplazamiento espectral S_d [m]	Desplome máx. relativo local [%]	Factores A / B / C
Leve	0,023	0,015	0,12	0,46
Moderado	0,137	0,088	1,71	2,74
Severo	0,273	0,174	3,14	0,50
Colapso	0,488	0,316	5,09	

Tabla 4.15. Parámetros de deformación en umbrales de daño del pórtico arriostrado de altura media

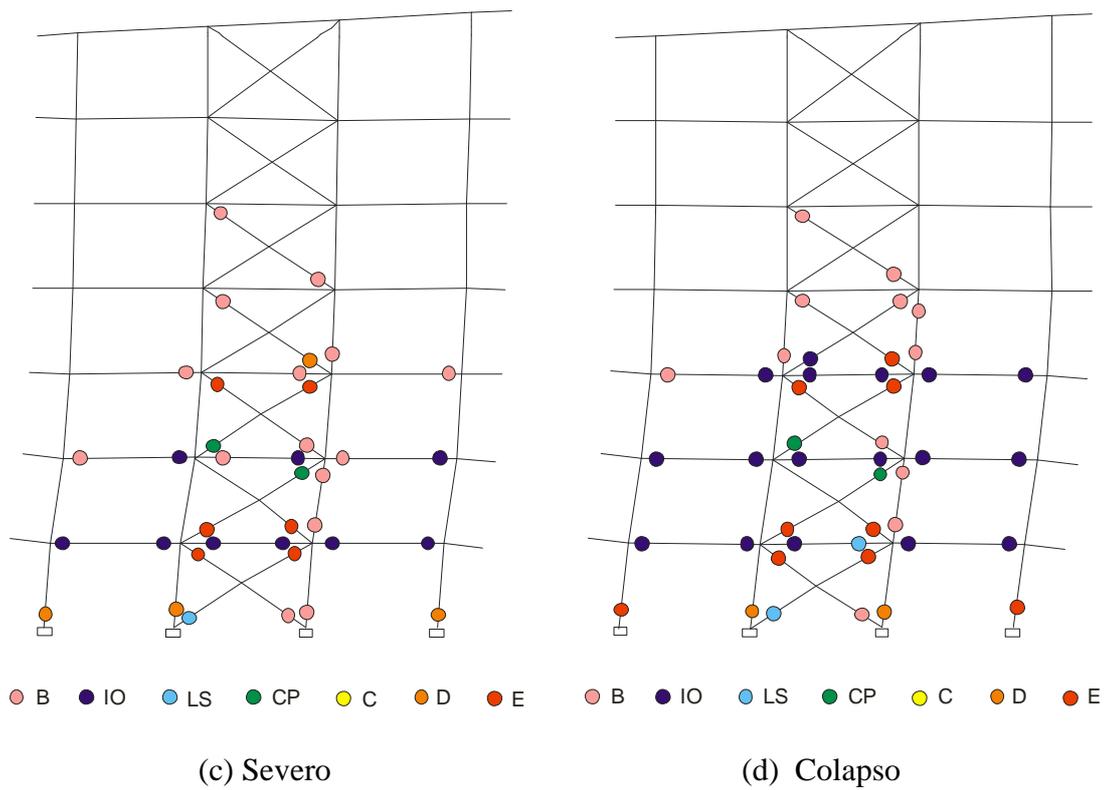
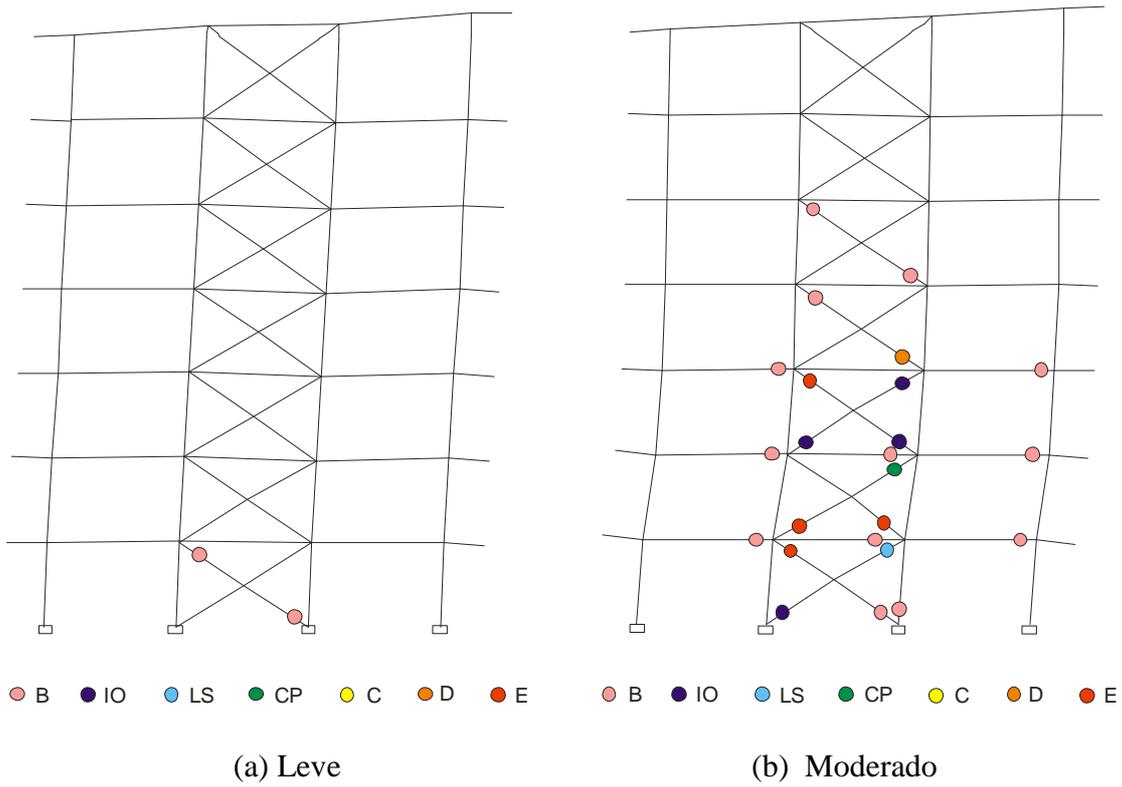


Figura 4.27. Condición estructural en los umbrales de los estados de daño en el pórtico arriostrado de altura media

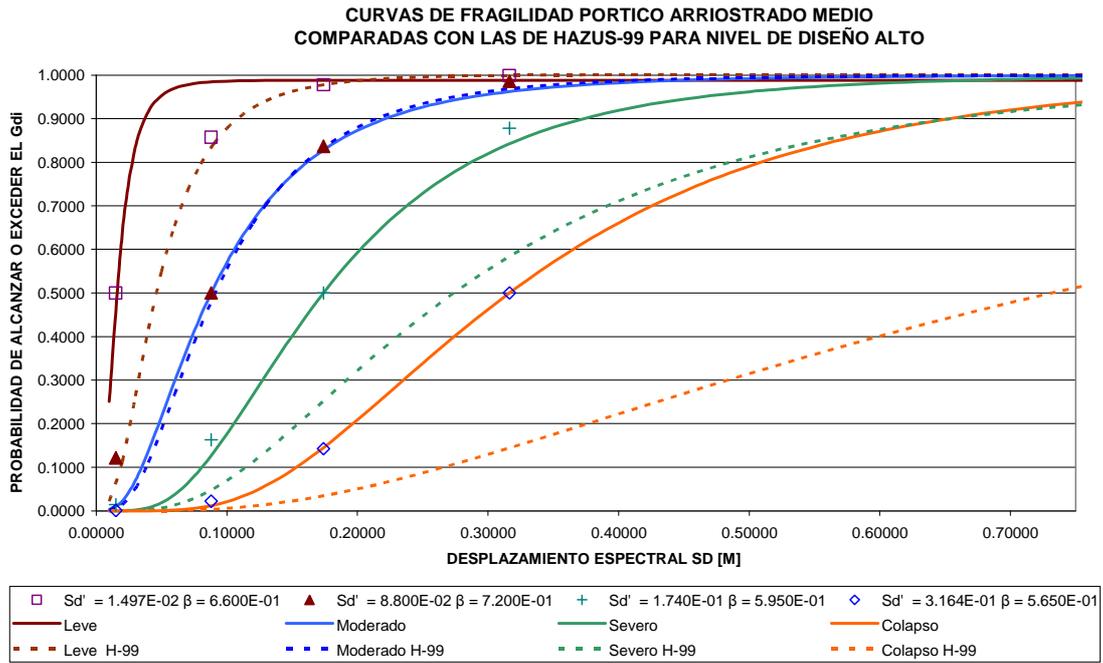


Figura 4.28. Comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para el pórtico arriostrado de altura media con las que presenta HAZUS-99

PROBABILIDAD DE ESTADOS DE DAÑO ESTRUCTURAL PARA $S_d=0,059M$

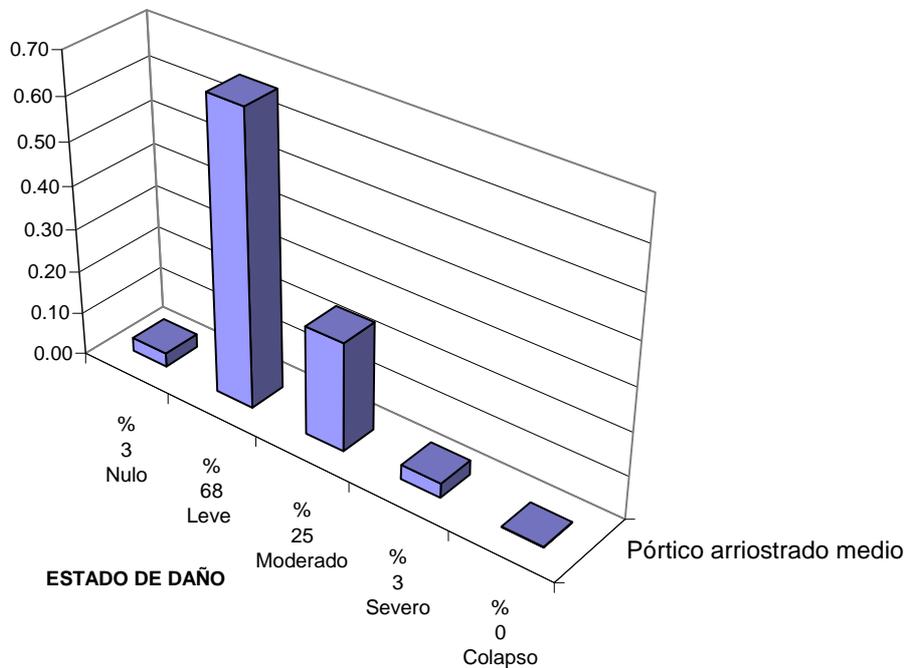


Figura 4.29. Histograma de probabilidad de daño para $S_d = 0.059 m$

4.7. Pórtico resistente a momentos de altura media

En esta sección se estudia el pórtico resistente a momentos de altura media de la Figura 4.30. El comportamiento plástico de los perfiles asignados a las vigas y columnas está definido mediante los parámetros de la Tabla 4.16 cuyos términos se explican en la Figura 4.1. Su espectro de capacidad, aparece en la Figura 4.31, junto con los umbrales de los estados de daño. La condición estructural en cada uno de estos se ilustra en la Figura 4.32. La Tabla 4.17 contiene las deformaciones propias de cada umbral de daño y los factores A, B y C de las ecuaciones (4.10) a (4.12), que permiten expresarlos en función de los puntos característicos del espectro bilineal. Las curvas de fragilidad se muestran en la Figura 4.33 junto con el valor del desplazamiento espectral del umbral de cada estado de daño y su correspondiente desviación estándar lognormal (β). Con el espectro de demanda de Manizales se determinó que el punto de capacidad por demanda tiene las siguientes coordenadas S_d, S_a : (0,103m 0,536g). El vector de probabilidad de daño resultante es (0,36 0,39 0,22 0,03 0,00), representado en la Figura 4.34.

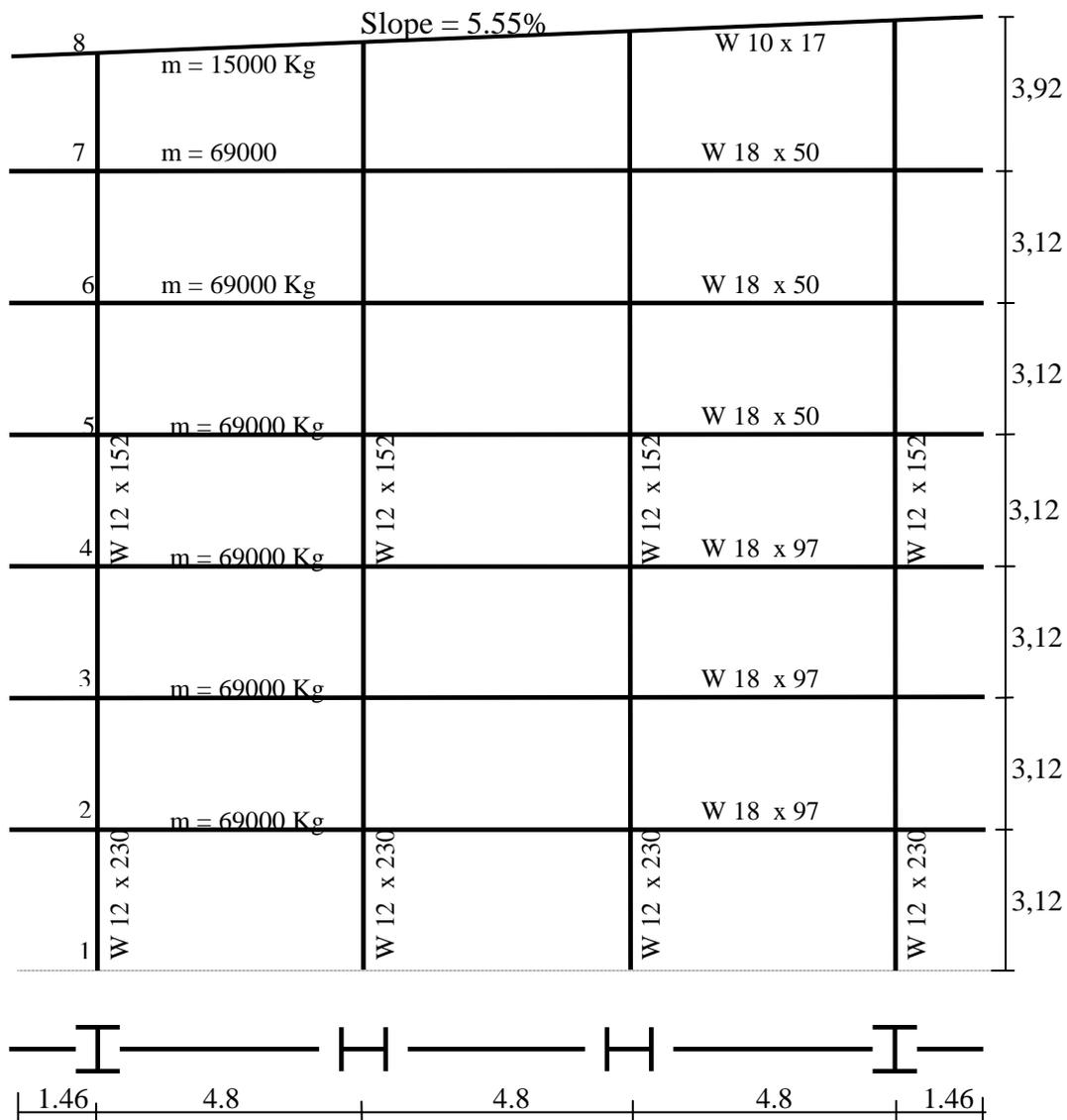


Figura 4.30. Pórtico resistente a momentos de altura media

Perfil	Solicitación principal	a	b	c	IO	LS	CP
W 12x230	Flexión	1,65	2,55	0,20	0,25	1,20	1,65
W 12x152	Flexión	1,65	2,55	0,20	0,25	1,20	1,65
W 18x97	Flexión	9,00	11,0	0,60	1,00	6,00	8,00
W 18x50	Flexión	9,00	11,0	0,60	1,00	7,00	9,00

Tabla 4.16. Comportamiento plástico pórtico resistente a momentos de altura media

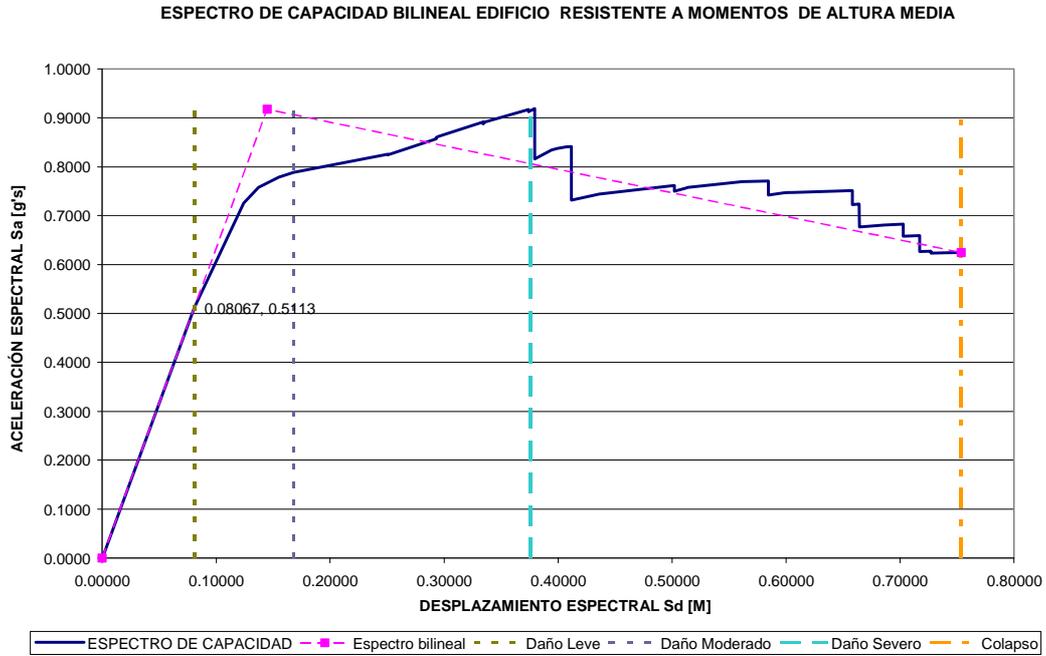
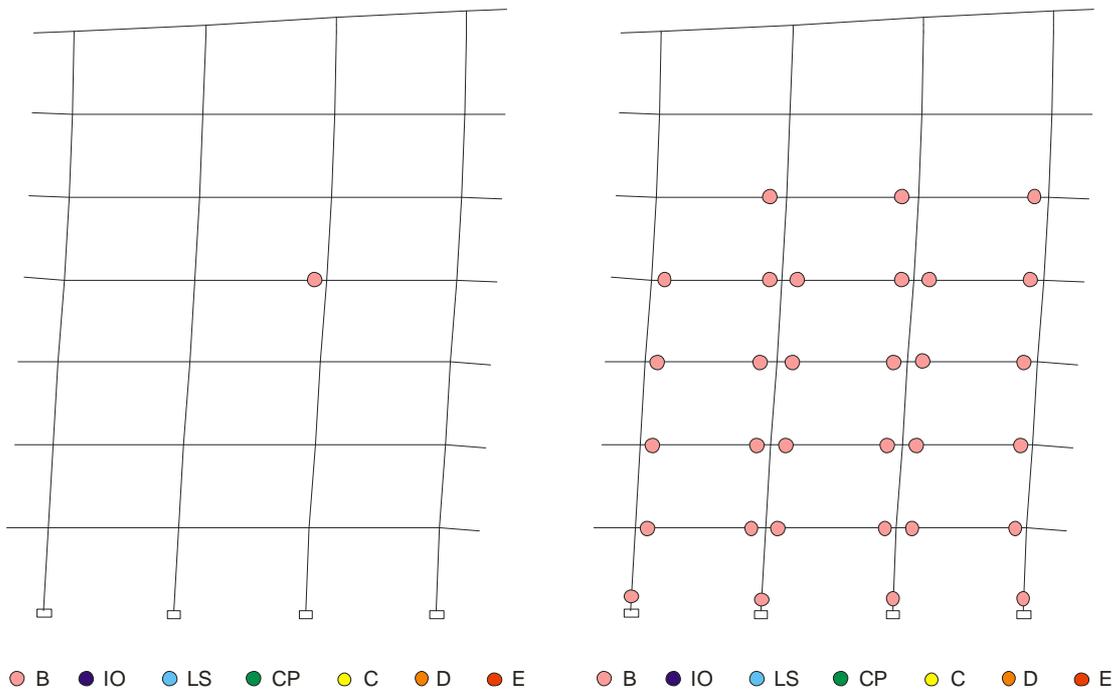


Figura 4.31. Espectro de capacidad pórtico resistente a momentos de altura media



(a) Leve

(b) Moderado

(continúa)

(viene)

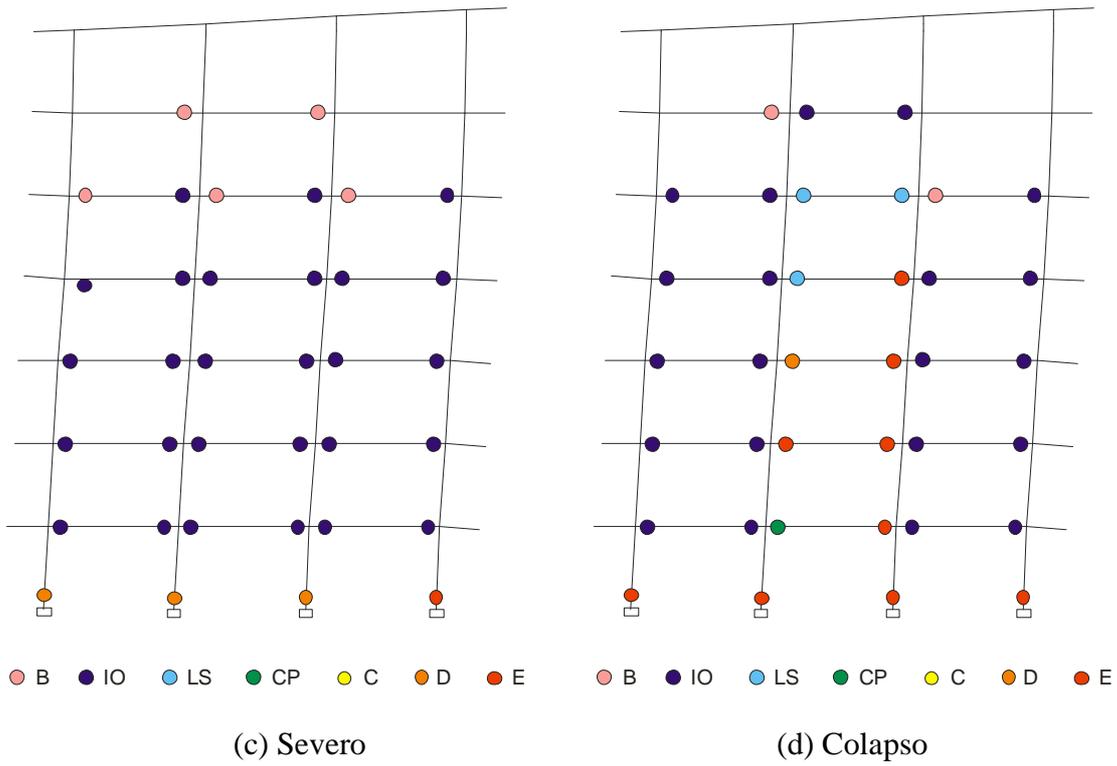


Figura 4.32. Condición estructural en los umbrales de los estados de daño en el pórtico resistente a momentos de altura media

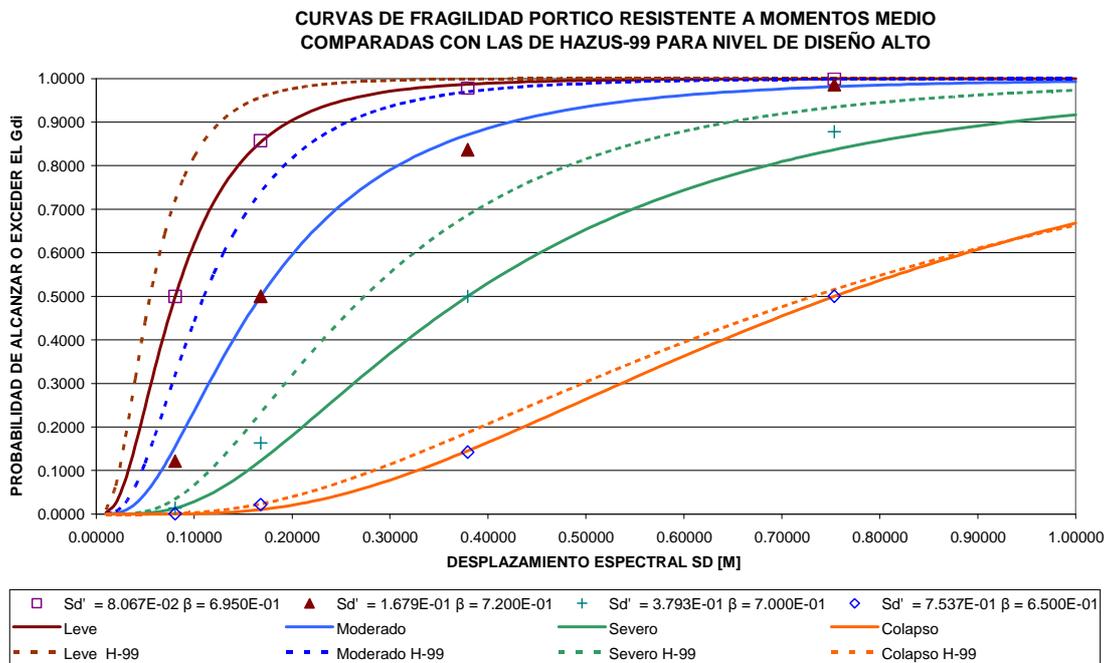


Figura 4.33. Comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para el pórtico resistente a momentos de altura media con las que presenta HAZUS-99

Umbral	Desplazamiento de techo [m]	Desplazamiento espectral S_d [m]	Desplome máx. relativo local [%]	Factores A / B / C
Leve	0,116	0,081	0,69	0,56
Moderado	0,241	0,168	1,57	1,16
Severo	0,544	0,379	3,56	0,38
Colapso	1,081	0,754	6,04	

Tabla 4.17. Parámetros de deformación en umbrales de daño del pórtico resistente a momentos de altura media

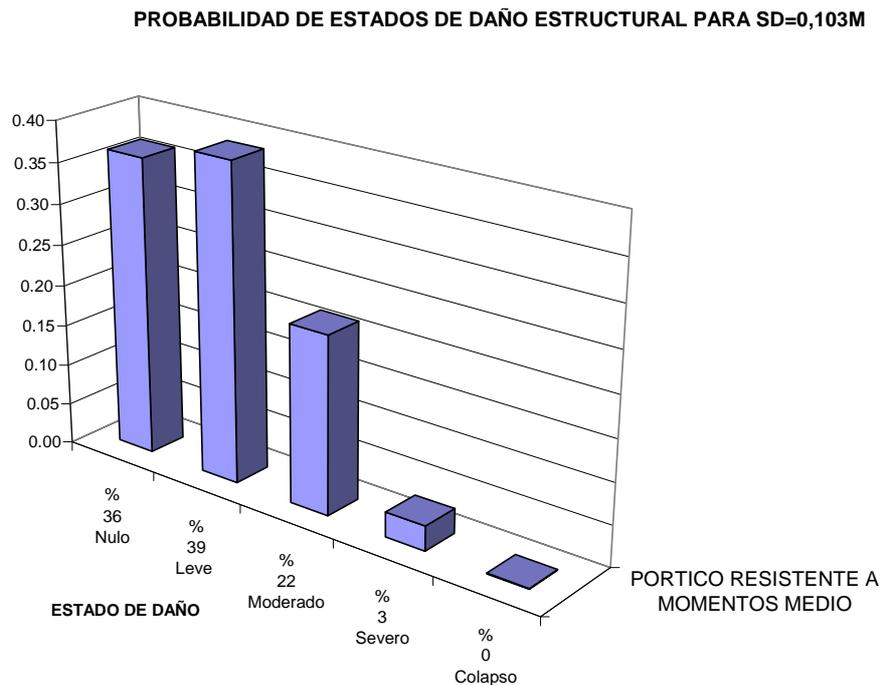


Figura 4.34. Histograma de probabilidad de daño para $S_d = 0.103 m$

4.8. Pórtico arriostrado de gran altura

En esta sección se estudia el pórtico resistente a momentos de altura media mostrado en la Figura 4.35. El comportamiento plástico de los perfiles asignados a las vigas y columnas está definido mediante los parámetros de la Tabla 4.18 cuyos términos se explican en la Figura, 4.1. Su espectro de capacidad, aparece en la Figura 4.36, que incluye los umbrales de los estados de daño. La condición estructural en cada uno de estos se ilustra en la Figura 4.37 La Tabla 4.19 contiene las deformaciones propias de cada umbral de daño y los factores A, B y C de las Ecuaciones (4.10) a (4.12), que permiten expresarlos en función de los puntos característicos de espectro bilineal. Las curvas de fragilidad encontradas se muestran en la Figura 4.38 junto con el valor del desplazamiento espectral del umbral de cada estado de daño y su correspondiente desviación estándar lognormal (β), y se comparan con las de HAZUS-99. En esta caso nuevamente se encuentra una discrepancia considerable entre las curvas encontradas en esta investigación y las que proporciona HAZUS-99; en la sección 4.11 se discutirán sus posibles causas. Con el espectro de demanda de Manizales establecido en las NSR-

98 (AIS 1998) se determinó que el punto de capacidad por demanda tiene las siguientes coordenadas S_d, S_a : (0,121m 0,257g). El vector de probabilidad de daño resultante es (0,21 0,79 0,00 0,00 0,00), representado mediante el histograma en la Figura 4.39.

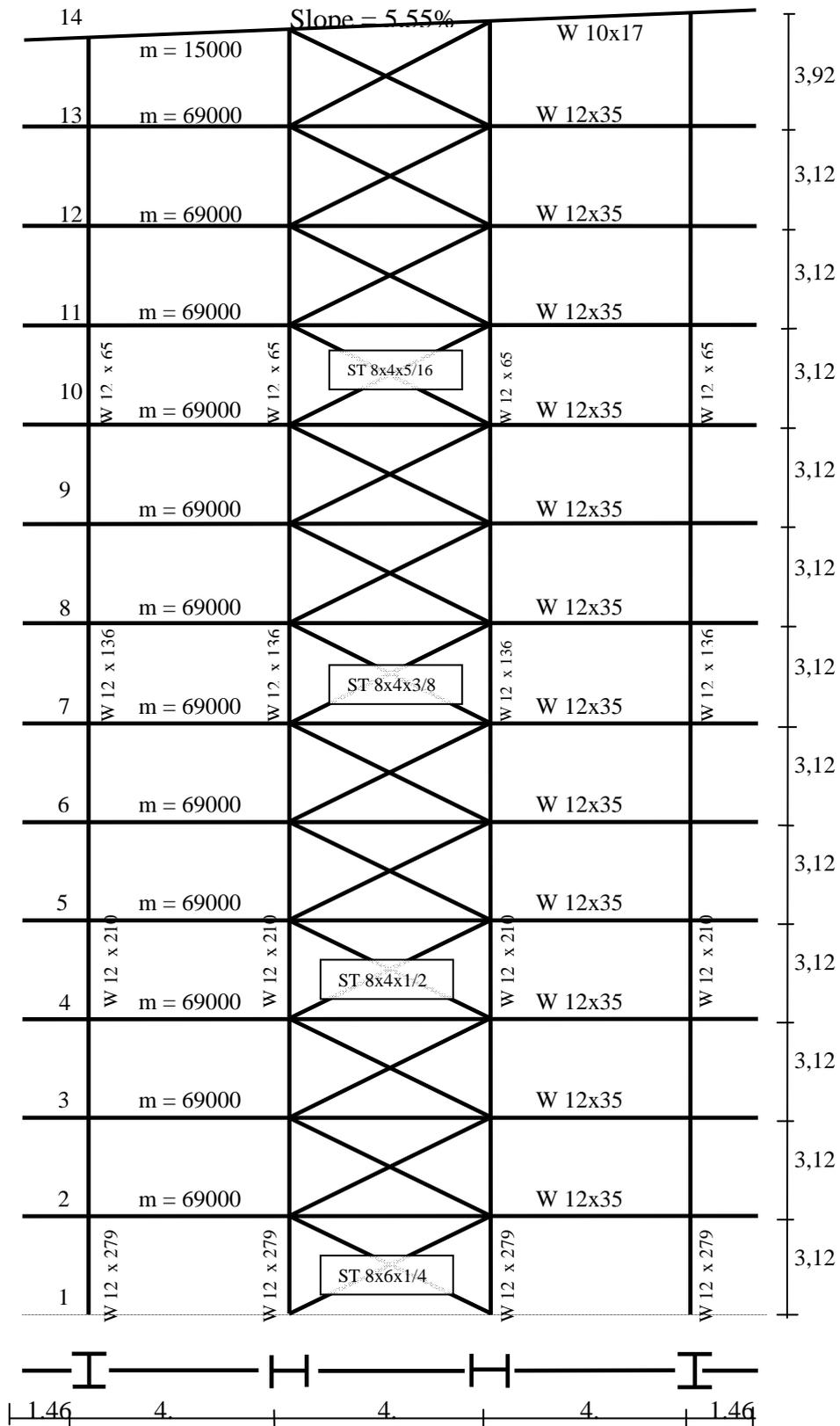


Figura 4.35. Pórtico arriostrado de gran altura

Perfil y eje de flexión	Solicitación principal	a	b	c	IO	LS	CP
W 12x279, XX	Flexión	1,65	2,55	0,20	0,25	1,20	1,65
W 12x279, YY	Flexión	1,65	2,55	0,20	0,25	1,20	1,65
W 12x210 XX	Flexión	1,65	2,55	0,20	0,25	1,20	1,65
W 12x210, YY	Flexión	1,65	2,55	0,20	0,25	1,20	1,65
W 12x136, XX	Compresión	0,50	8,00	0,20	0,25	5,00	7,00
W 12x136, YY	Flexión	1,65	2,55	0,20	0,25	1,20	1,65
W 12x65, XX	Flexión	1,00	1,50	0,20	0,25	0,50	0,80
W 12x65, YY	Flexión	1,00	1,50	0,20	0,25	0,50	0,80
W 12x35, XX	Flexión	9,00	11,0	0,60	1,00	6,00	8,00
ST 8x6x1/4	Compresión	0,5	3,64	0,23	0,25	1,48	2,64
ST 8x6x1/4	Tracción	11,0	14,0	0,8	0,25	7,00	9,00
ST 8x4x1/2	Compresión	0,5	7,48	0,42	0,25	4,00	6,00
ST 8x4x1/2	Tracción	11,0	14,0	0,8	0,25	7,00	9,00
ST 8x4x3/8	Compresión	0,5	6,20	0,36	0,25	3,40	5,20
ST 8x4x3/8	Tracción	11,0	14,0	0,8	0,25	7,00	9,00
ST 8x4x5/16	Compresión	0,5	5,18	0,31	0,25	2,63	4,18
ST 8x4x5/16	Tracción	11,0	14,0	0,8	0,25	7,00	9,00

Tabla 4.18. Comportamiento plástico pórtico arriostrado de gran altura

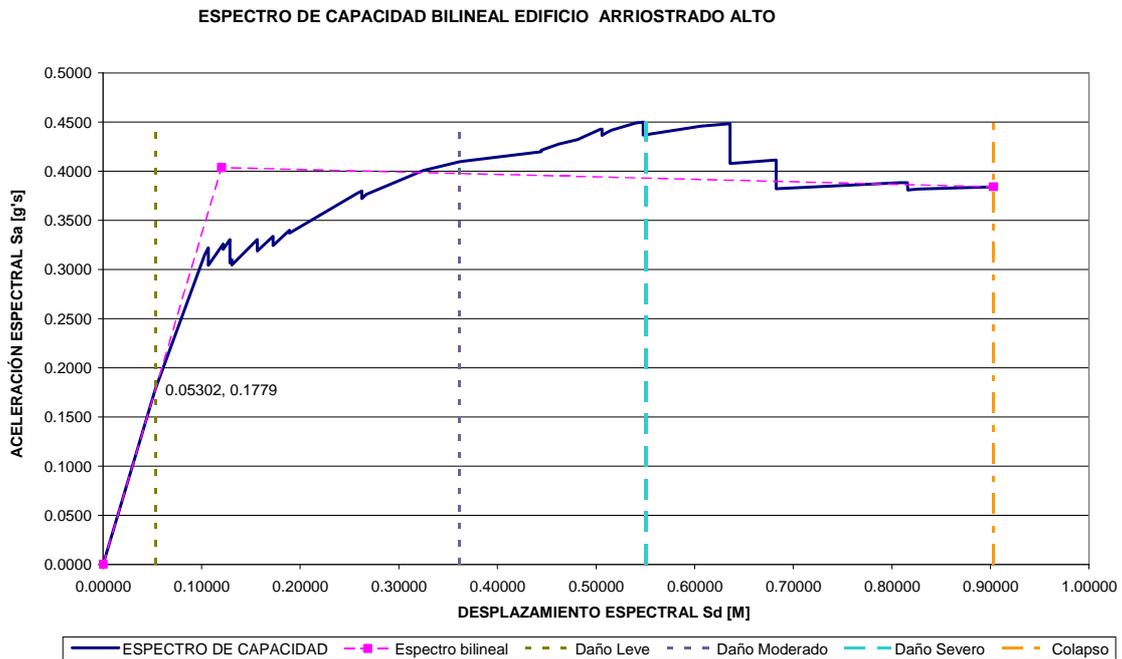
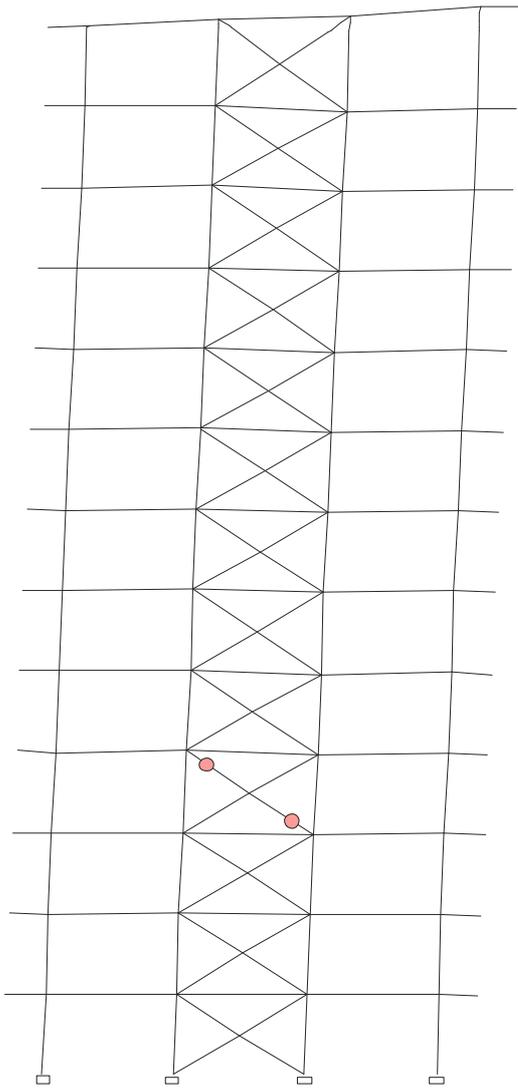
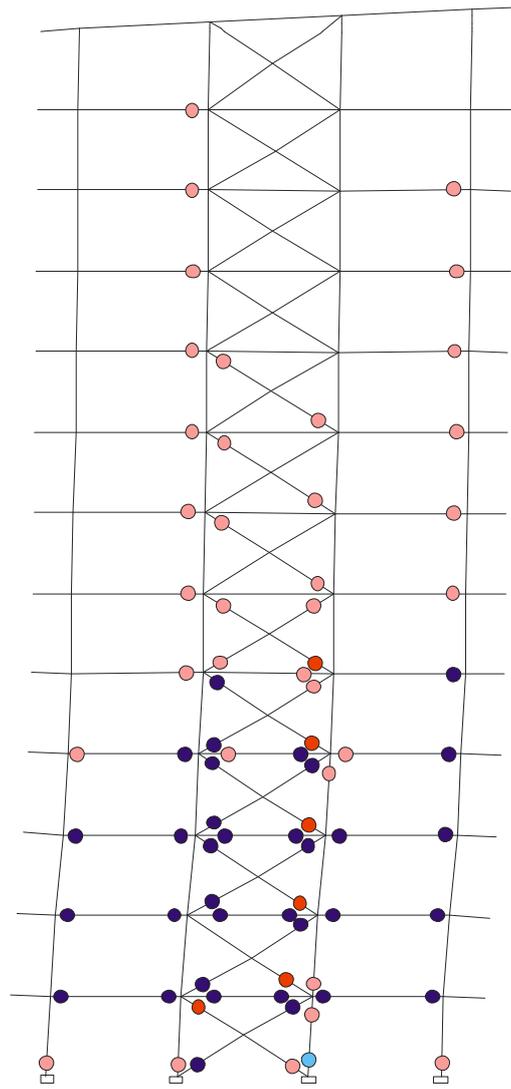


Figura 4.36. Espectro de capacidad arriostrado de gran altura



● B ● IO ● LS ● CP ● C ● D ● E

(a) Leve



● B ● IO ● LS ● CP ● C ● D ● E

(b) Moderado

(continúa)

(viene)

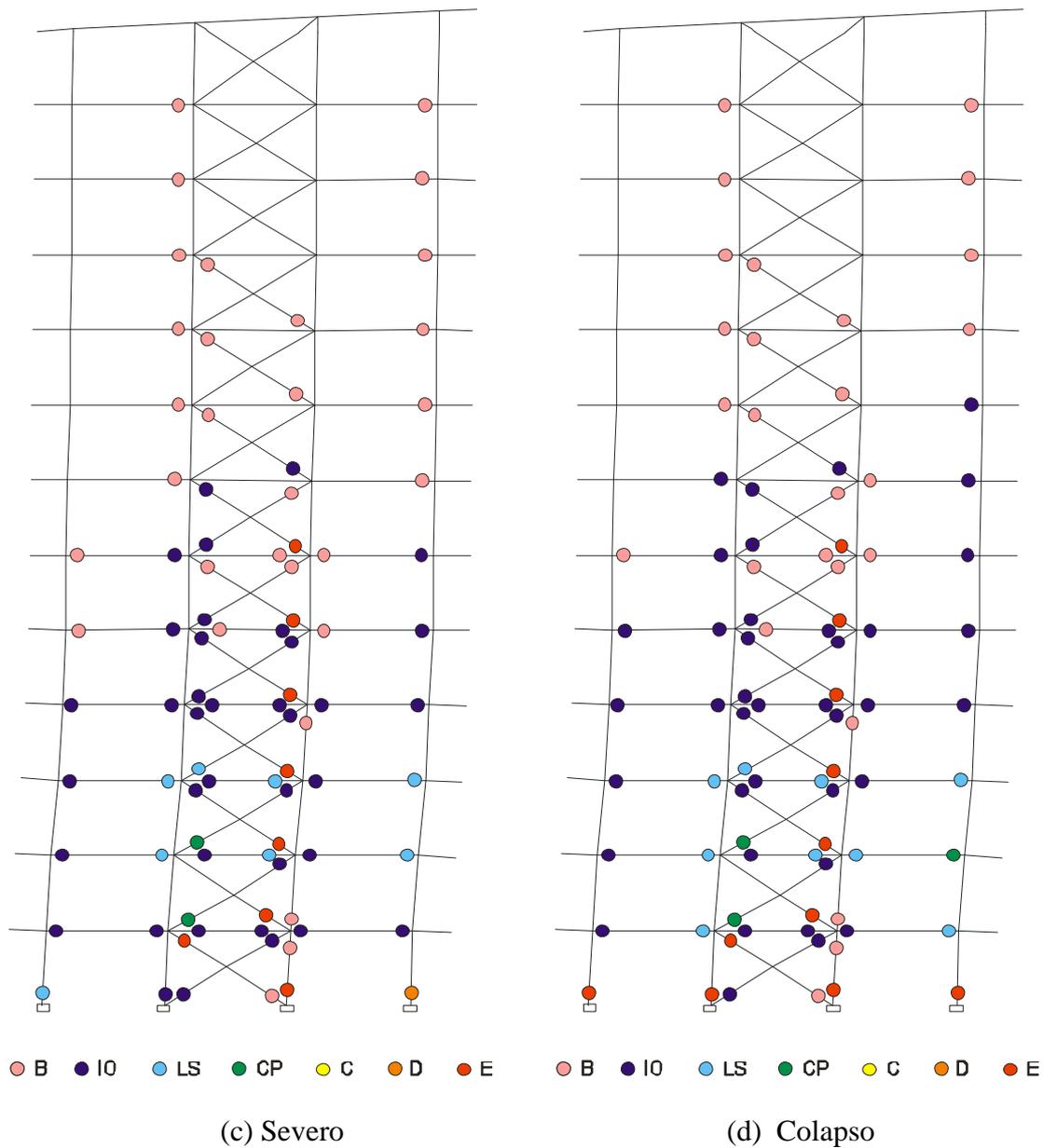


Figura 4.37. Condición estructural en los umbrales de los estados de daño en el pórtico arriostrado de gran altura

Umbral	Desplazamiento de techo [m]	Desplazamiento espectral S_d [m]	Desplome máx. relativo local [%]	Factores A / B / C
Leve	0,083	0,053	0,23	0,44
Moderado	0,562	0,362	3,72	3,01
Severo	0,854	0,548	5,33	0,55
Colapso	1,407	0,903	6,50	

Tabla 4.19. Parámetros de deformación en umbrales de daño del pórtico arriostrado de gran altura

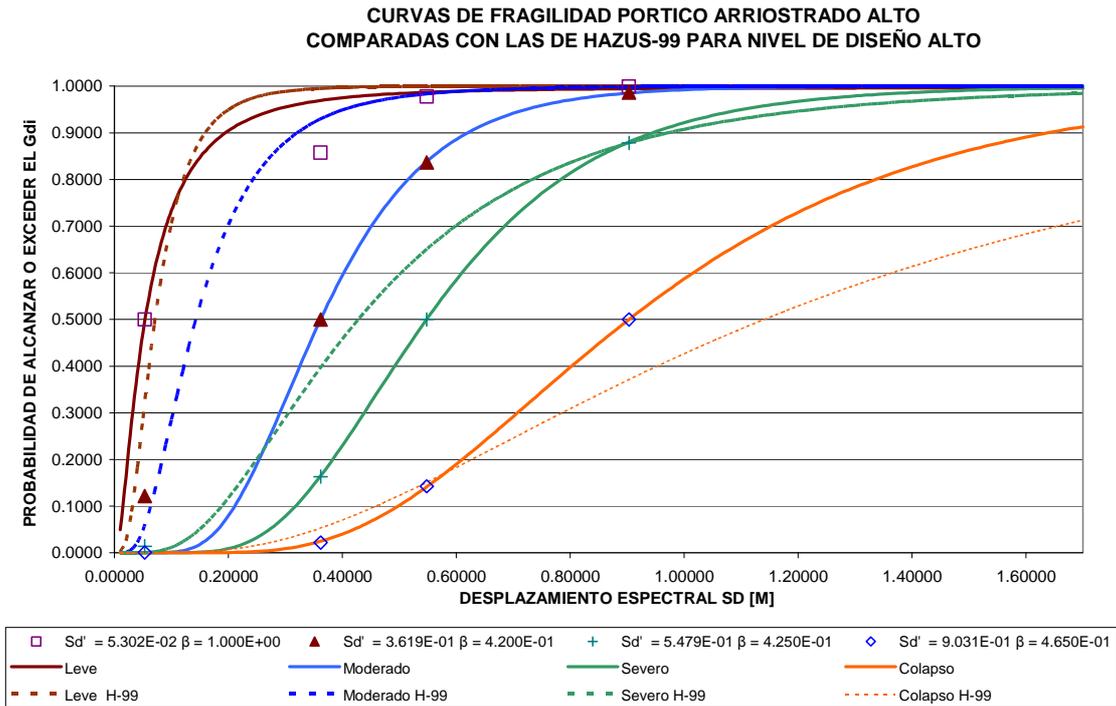


Figura 4.38. Comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para el pórtico arriostrado de gran altura con las que presenta HAZUS-99

PROBABILIDAD DE ESTADOS DE DAÑO ESTRUCTURAL PARA $S_d=0,121$ M

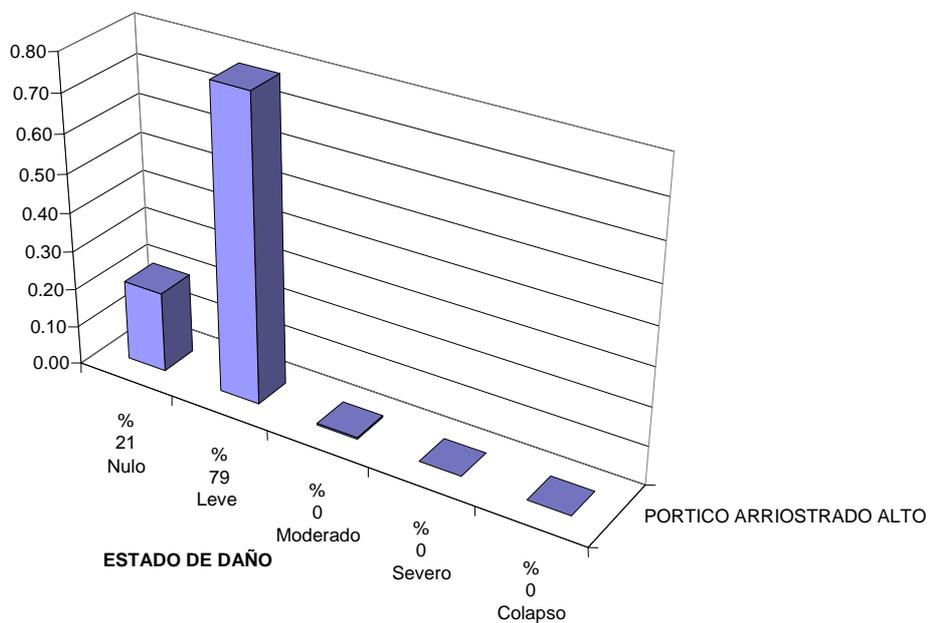


Figura 4.39. Histograma de probabilidad de daño para $S_d = 0.121$ m

4.9. Pórtico resistente a momentos de gran altura

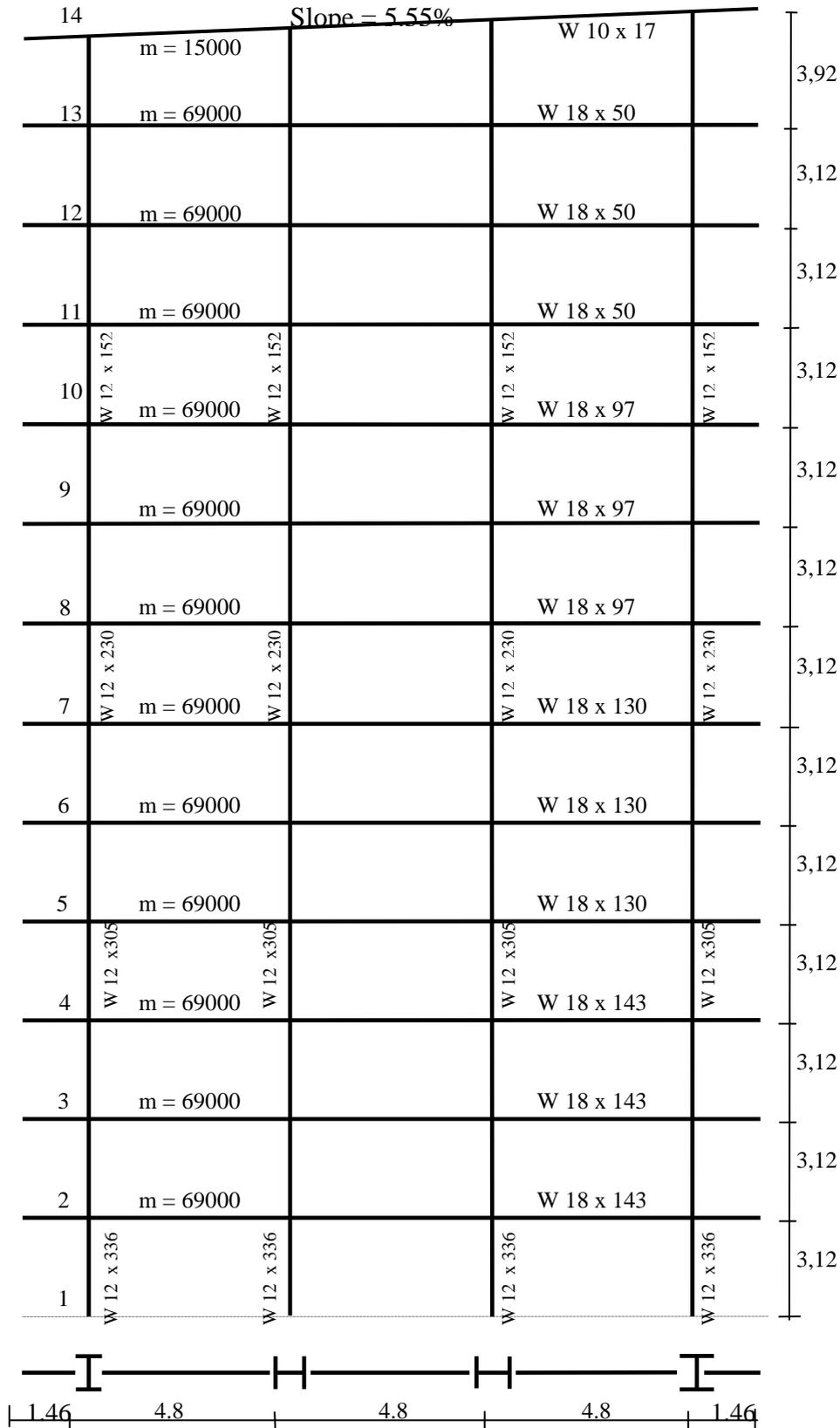


Figura 4.40. Pórtico resistente a momentos de gran altura

En esta sección se estudia el pórtico resistente a momentos de altura media mostrado en la Figura 4.40. El comportamiento plástico de los perfiles asignados a las vigas y columnas está definido mediante los parámetros de la Tabla 4.20 cuyos términos se explican en la Figura, 4.1. Su espectro de capacidad, aparece en la Figura 4.41, que incluye los umbrales de los estados de daño. La condición estructural en cada uno de estos se ilustra en la Figura 4.42 La Tabla 4.21 contiene las deformaciones propias de cada umbral de daño y los factores A, B y C de las Ecuaciones (4.10) a (4.12), que permiten expresarlos en función de los puntos característicos de espectro bilineal. Las curvas de fragilidad encontradas se muestran en la Figura 4.43 junto con el valor del desplazamiento espectral del umbral de cada estado de daño y su correspondiente desviación estándar lognormal (β), así como las curvas proporcionadas por HAZUS-99, para efectos de comparación. Sus diferencias se analizan en la sección 4.11. Con el espectro de demanda de Manizales establecido en las NSR-98 (AIS 1998) se determinó que el punto de capacidad por demanda tiene las siguientes coordenadas S_d, S_a : (0,169m 0,361g). El vector de probabilidad de daño resultante es (0,52 0,35 0,11 0,02 0,00), representado mediante el histograma en la Figura 4.44.

Perfil y eje de flexión	Solicitación principal	a	b	c	IO	LS	CP
W 12x336	Flexión	1,65	2,55	0,20	0,25	1,20	1,65
W 12x305	Flexión	1,65	2,55	0,20	0,25	1,20	1,65
W 12x230	Flexión	1,65	2,55	0,20	0,25	1,20 <td 1,65	
W 12x152	Flexión	1,65	2,55	0,20	0,25	1,20	1,65
W 18x143	Flexión	9,00	11,0	0,60	1,00	6,00	8,00
W 18x130	Flexión	9,00	11,0	0,60	1,00	6,00	8,00
W 18x97	Flexión	9,00	11,0	0,60	1,00	6,00	8,00
W 18x50	Flexión	9,00	11,0	0,60	1,00	6,00	8,00

Tabla 4.20. Comportamiento plástico pórtico resistente a momentos de gran altura

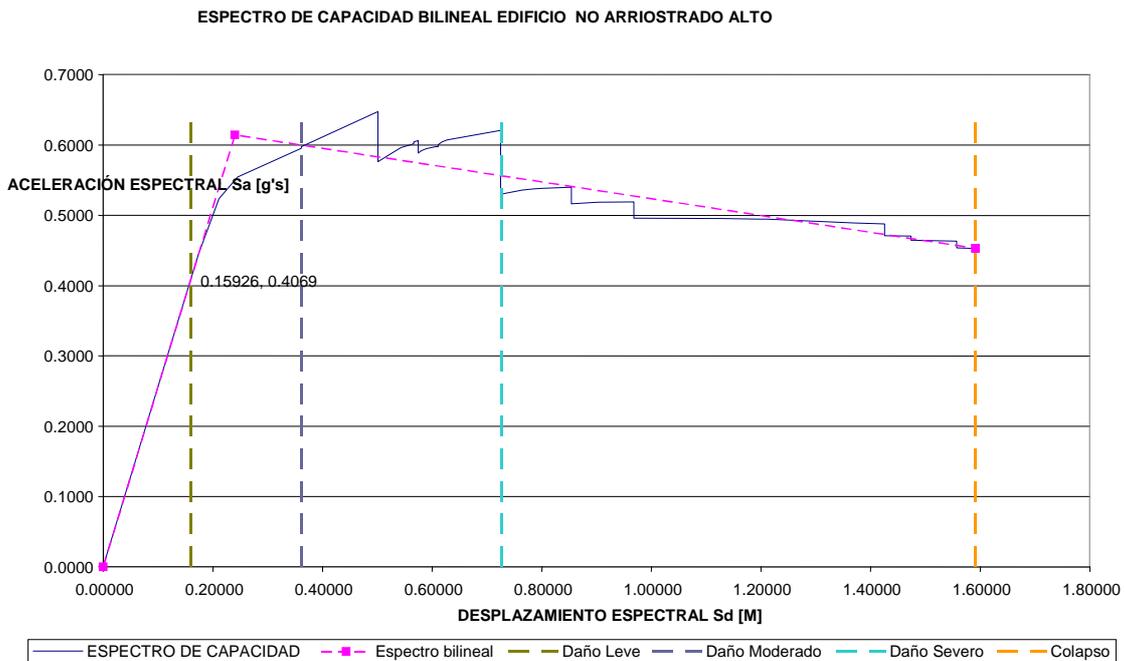
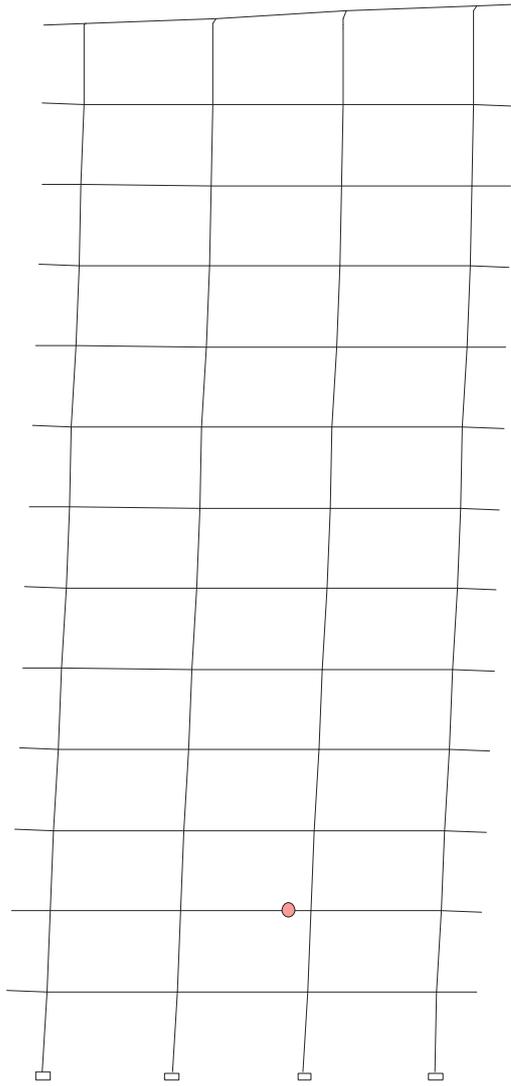
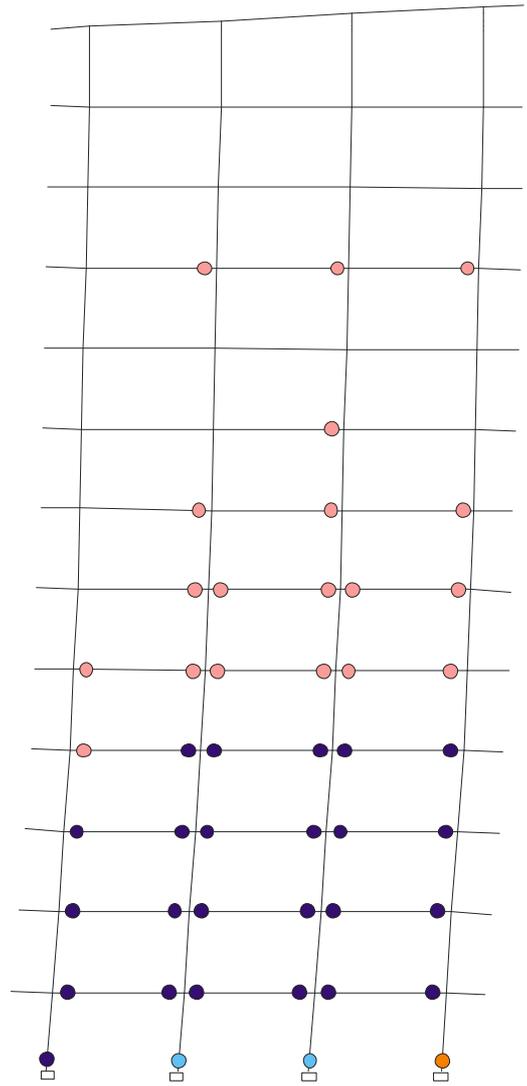


Figura 4.41. Espectro de capacidad resistente a momentos de gran altura



● B ● IO ● LS ● CP ● C ● D ● E

(a) Leve



● B ● IO ● LS ● CP ● C ● D ● E

(b) Moderado

(continúa)

(viene)

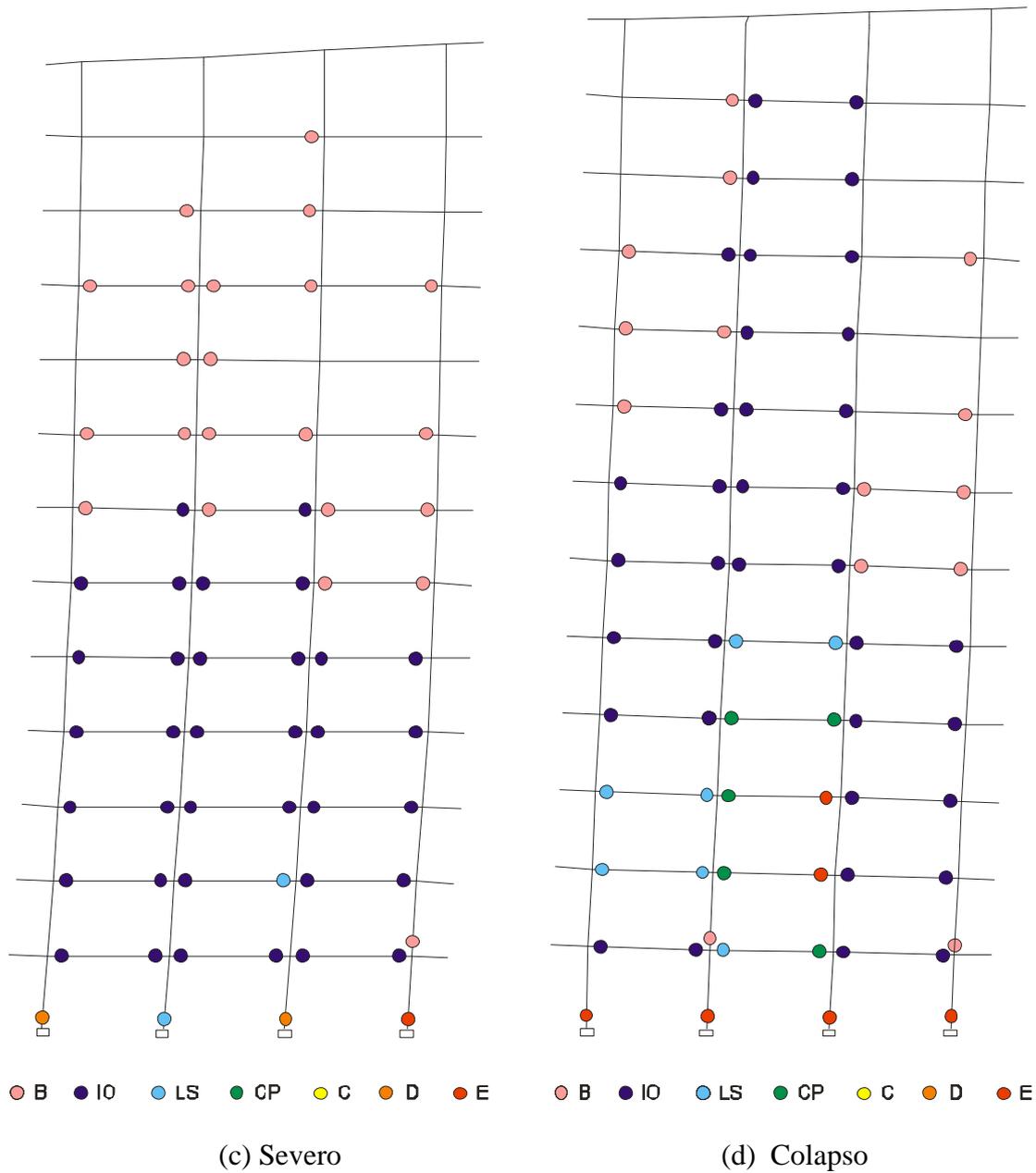


Figura 4.42. Condición estructural en los umbrales de los estados de daño en el pórtico resistente a momentos de gran altura

Umbral	Desplazamiento de techo [m]	Desplazamiento espectral S_a [m]	Desplome máx. relativo local [%]	Factores A / B / C
Leve	0,251	0,174	0,82	0,66
Moderado	0,522	0,361	2,47	1,50
Severo	1,048	0,725	3,99	0,36
Colapso	2,300	1,591	7,40	

Tabla 4.21. Parámetros de deformación en umbrales de daño del pórtico resistente a momentos de gran altura

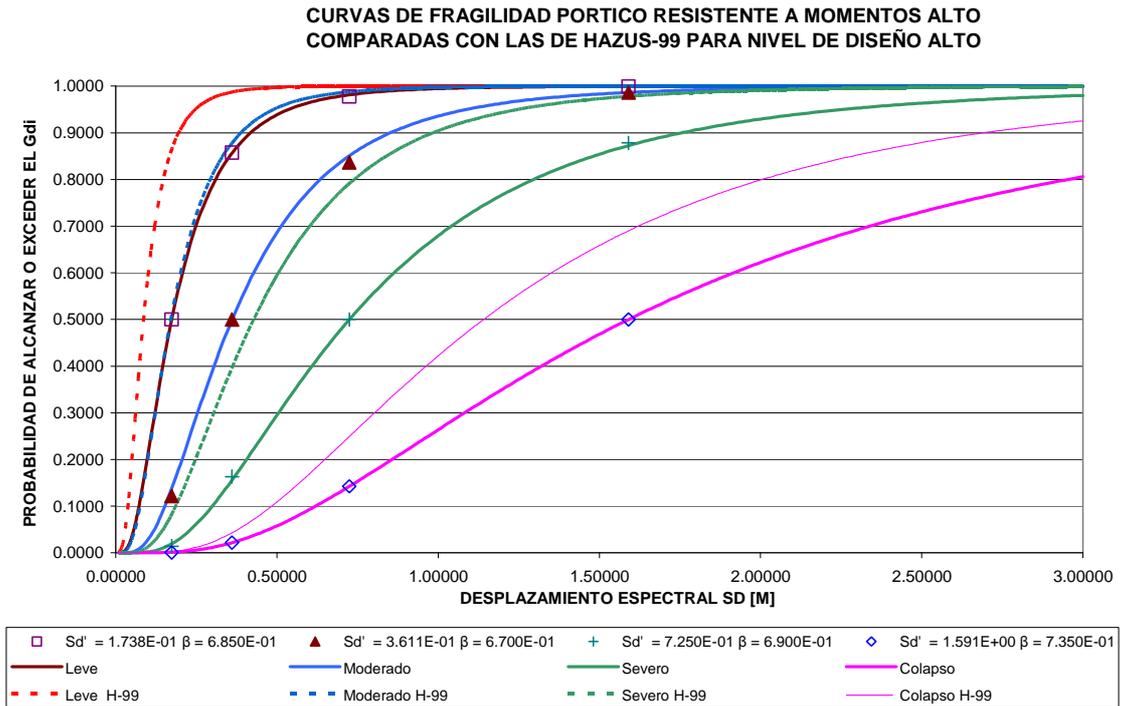


Figura 4.43. Comparación de las curvas de fragilidad obtenidas para el pórtico resistente a momentos de gran altura con las que presenta HAZUS-99

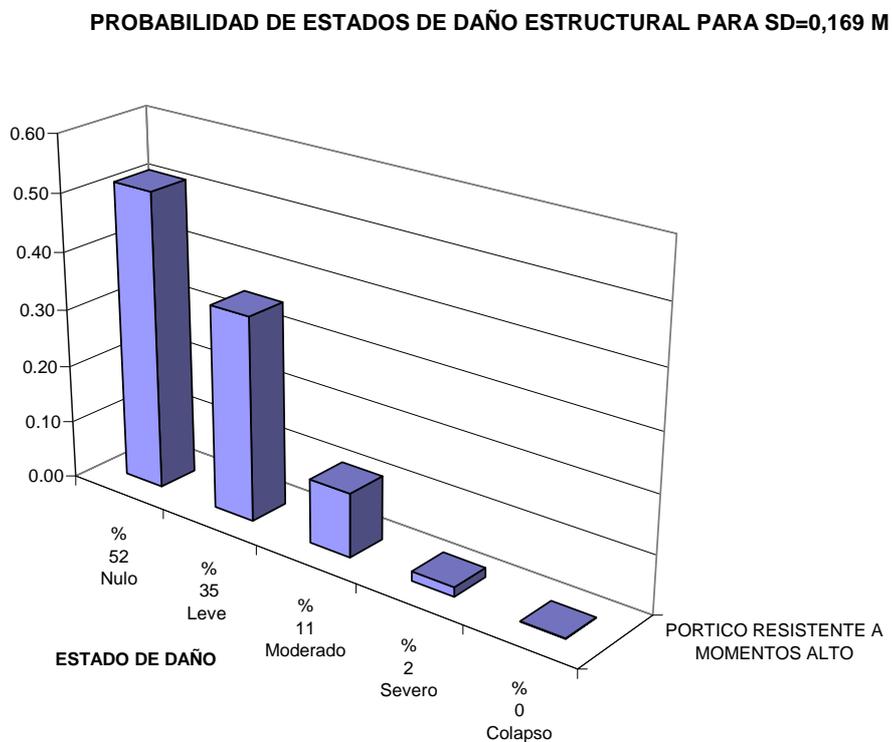


Figura 4.44. Histograma de probabilidad de daño para $S_d = 0.169$ m

4.10. Resumen de resultados

En este capítulo se han analizado seis diferentes edificios cuya rigidez y resistencia satisfacen los requerimientos de la NSR-98 (AIS 1998), para una zona de peligrosidad sísmica alta, con un PGA de 0,25g, un factor de importancia de 1,1 y un factor de sitio de 1,5. Las alturas seleccionadas para cada tipo de edificio, los pesos de la estructura y los períodos obtenidos se muestran en la Tabla 4.22. Como resultado del análisis estático no lineal se obtuvieron las curvas de capacidad mostradas en la Figura 4.45 y los espectros de capacidad de la Figura 4.46, mostrados parcialmente en la Figura 4.47 en una mayor escala. Los coeficientes A, B y C de las Ecuaciones (4.10) a (4.12) hallados para los diferentes pórticos aparecen en la Tabla 4.23. Los puntos de capacidad por demanda encontrados para la peligrosidad sísmica de proyecto y sus correspondientes desplomes relativos de piso máximos aparecen en la Tabla 4.24. Los histogramas de daño respectivos se compendian en la Figura 4.48 y sus valores se muestran en la Tabla 4.25. A partir de estos se han estimado los valores del estado de daño medio (d^*), que se incluyen en la Tabla 4.25, asumiendo que la distribución de daño obedece a la función binomial (Ecuaciones 2.1 y 2.2). Para el pórtico resistente a momentos alto, por ejemplo, se ha calculado que el valor de d^* , para el cual se cumple que los porcentajes correspondientes a los estados de daño desde leve hasta colapso suman 0,48, es $d^* = 0,603$. En la Figura 4.49 se ilustra el valor del estado de daño medio para cada edificio.

Tipo de edificio	Peso por área	Peso por volumen	Altura		Período
	[N/m ²]	[N/m ³]	Pisos	[m]	[s]
Resistente a momentos bajo	581	152	3	12	0,64
Resistente a momentos medio	736	232	7	23	0,97
Resistente a momentos alto	936	297	13	41	1,55
Arriostrado bajo	545	143	3	12	0,25
Arriostrado medio	527	166	7	23	0,62
Arriostrado alto	629	200	13	41	1,30

Tabla 4.22. Dimensiones, pesos de la estructura y períodos de los edificios estudiados

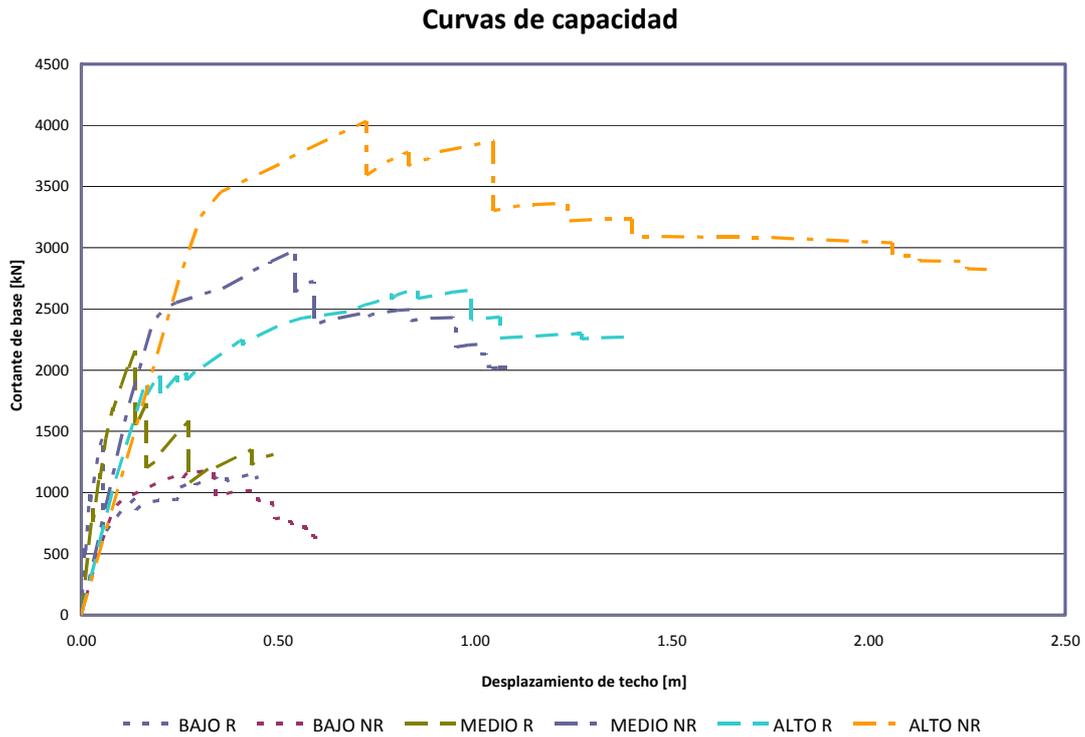


Figura 4.45. Curvas de capacidad de los edificios bajo estudio

ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DE DEMANDA ELASTICO

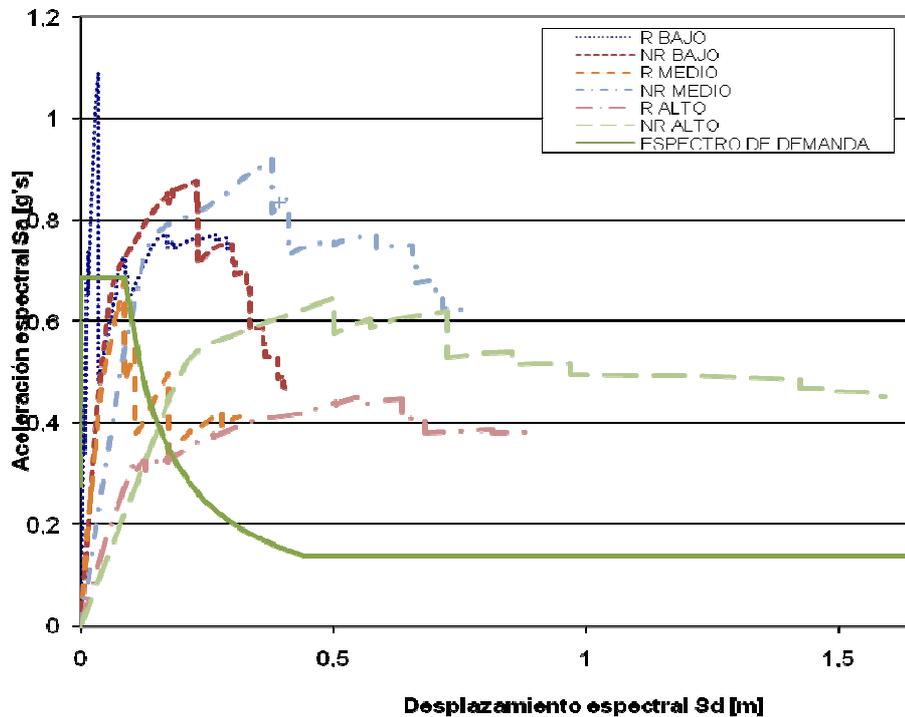


Figura 4.46. Espectros de capacidad de los edificios bajo estudio y espectro de demanda elástico de las NSR-98

ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DE DEMANDA ELASTICO

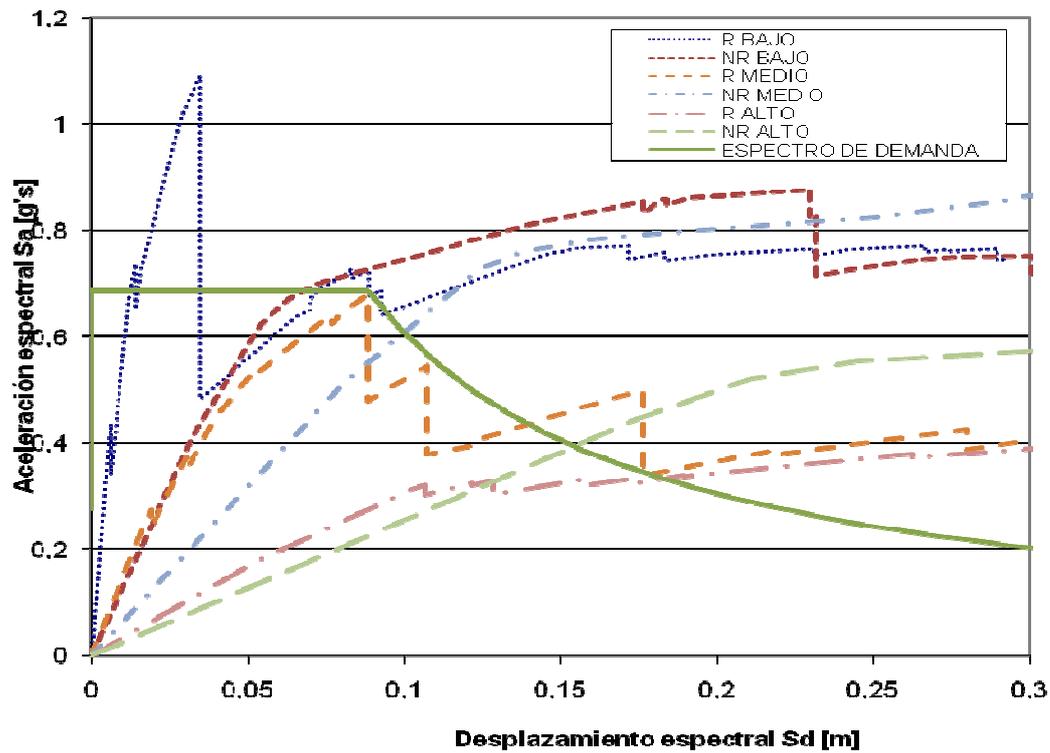


Figura 4.47. Espectros de capacidad de los edificios bajo estudio y de demanda: corresponde a la Figura 4.46 en el rango entre 0 y 0,3 s.

Tipo de edificio	A	B	C
Arriostrado bajo	0,54	3,85	0,49
Arriostrado medio	0,46	2,74	0,50
Arriostrado alto	0,44	3,01	0,55
Resistente a momentos bajo	0,43	0,97	0,45
Resistente a momentos medio	0,56	1,16	0,38
Resistente a momentos alto	0,66	1,50	0,36

Tabla 4.23. Coeficientes A, B y C para expresar los umbrales de daño en función de los puntos del espectro bilineal (Ecuaciones (4.10) a (4.13))

Tipo de edificio	Sa	Sd	Desplome [%]
Arriostrado bajo	0,540	0,100	0,23
Resistente a momentos bajo	0,575	0,058	1,00
Arriostrado medio	0,448	0,059	0,57
Resistente a momentos medio	0,536	0,103	0,86
Arriostrado alto	0,257	0,121	0,78
Resistente a momentos alto	0,361	0,169	0,77

Tabla 4.24. Puntos de capacidad por demanda y sus correspondientes desplomes relativos de piso máximos

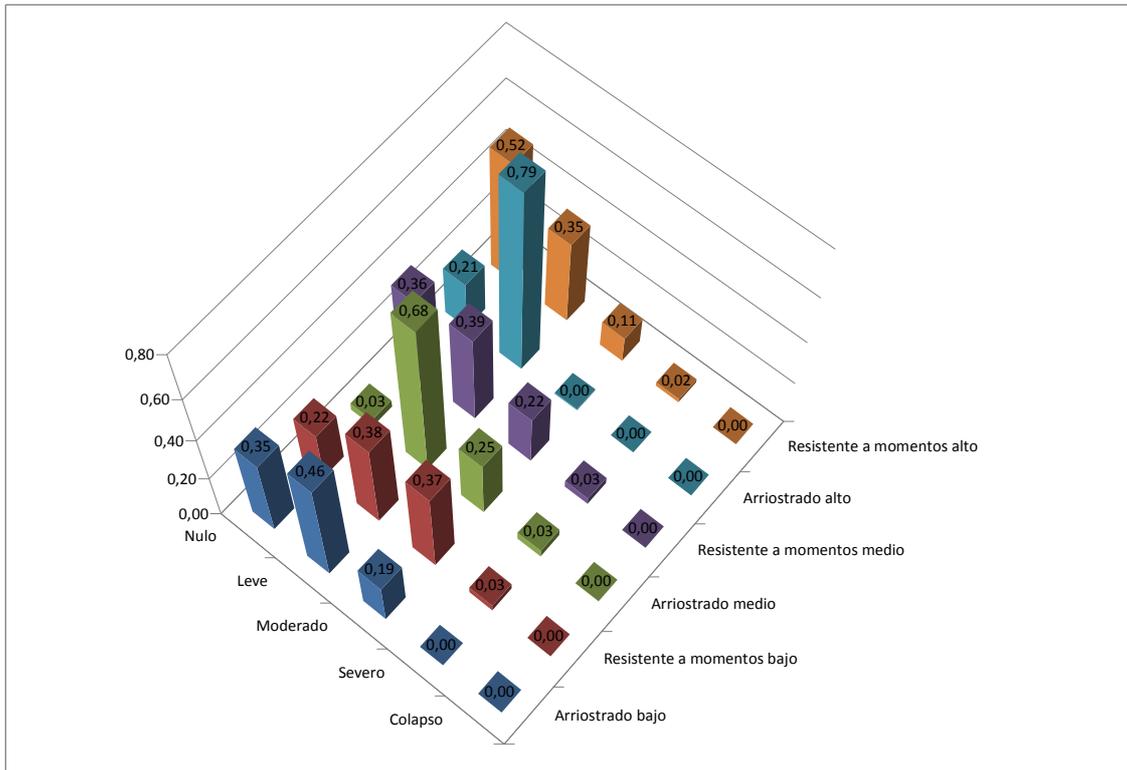


Figura 4.48. Histogramas de probabilidad de daño de los edificios bajo estudio

VECTORES DE PROBABILIDAD DE DAÑO						Estado de daño medio
Edificio	Estado de daño					
	NULO (0)	LEVE (1)	MOD (2)	EXT (3)	COL (4)	d*
Arriostrado bajo	0.35	0.46	0.19	0.00	0.00	0.923
Resistente a momentos bajo	0.22	0.38	0.37	0.03	0.00	1.261
Arriostrado medio	0.03	0.68	0.25	0.03	0.00	1.043
Resistente a momentos medio	0.36	0.39	0.22	0.03	0.00	0.902
Arriostrado alto	0.21	0.79	0.00	0.00	0.00	1.292
Resistente a momentos alto	0.52	0.35	0.11	0.02	0.00	0.603

Tabla 4.25. Vectores de probabilidad de daño y estado de daño medio

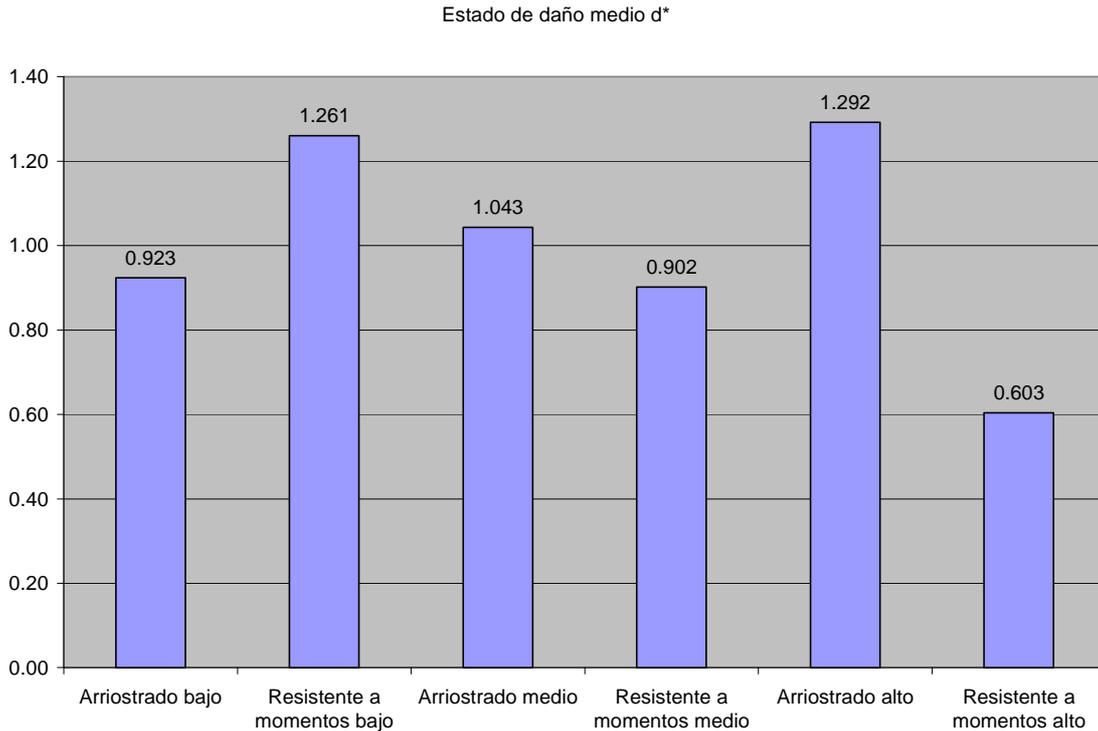


Figura 4.49 Estado de daño medio de los edificios estudiados

4.11. Análisis y discusión de los resultados

Es de notar en primer lugar que, en general, para una misma acción sísmica de proyecto los edificios resistentes a momentos resultan de mayor peso que los arriostrados (Tabla 4.22). Esta diferencia se hace más grande entre mayor sea la altura del proyecto, pasando de un 6,6% en los edificios bajos a un 49% en los edificios altos. Dado que normalmente el costo de la estructura es directamente proporcional a su peso es de esperar que desde el punto de vista económico se escoja el sistema arriostrado siempre que el proyecto arquitectónico lo permita. De la Tabla 4.22 también se hace evidente que los períodos fundamentales de los edificios arriostrados son menores que los de la misma altura resistentes a momentos aunque la diferencia se hace menor con la altura.

La Figura 4.45 indica que el pórtico alto resistente a momentos (ALTO NR) es el que resiste mayor cortante de base. No obstante, como se aprecia en las Figuras 4.46 y 4.47 los valores de aceleración espectral que este pórtico puede resistir son menores que los de los pórticos bajos y medianos, lo que ilustra la importancia del formato Sa-Sd (ADRS por sus siglas en inglés). Con base en la Figura 4.47 puede afirmarse que cuando los pórticos arriostrados bajos experimentan pérdida de resistencia por la plastificación de las riostras, su comportamiento estructural viene a ser parecido al de los pórticos resistentes a momentos bajos. Cosa distinta ocurre con los pórticos arriostrados medianos y altos: cuando se plastifican sus riostras la resistencia residual es inferior a la de los pórticos resistentes a momentos de la misma altura.

La situación indicada en el párrafo anterior también se hace evidente en las curvas de fragilidad. La Figura 4.33 muestra que el desplazamiento espectral del umbral de

colapso del pórtico resistente a momentos de altura media es 0,75 m mientras que para el pórtico arriostrado medio es 0,32 m (Figura 4.28). Comparar las Figuras 4.27 (d) y 4.32 (d) permite encontrar la causa de este comportamiento. En la primera se ve que la plastificación se concentra en los pisos inferiores mientras que los superiores se mantienen bastante rígidos. Evidentemente esto resulta en una situación parecida a la que se conoce como piso débil. De esta forma se agota la capacidad de deformación plástica de los miembros de los pisos inferiores sin que se haya producido casi ninguna plastificación en los pisos superiores. En cambio, como se aprecia en la Figura 4.32 (d), en los pórticos resistentes a momento la plastificación se da en todos los niveles del edificio antes de que se agote la capacidad de deformación plástica de las columnas en la base. Esto explica las diferencias que se hacían evidentes entre las curvas de fragilidad obtenidas en este estudio y las de HAZUS-99. En la Figura 4.28, por ejemplo, hay gran diferencia entre las curvas de los estados de daño severo y de colapso, mientras que en la Figura 4.33 hay gran coincidencia en la curva de fragilidad del estado de colapso. En ambos casos el umbral para el colapso es el mismo para HAZUS-99: 0,73 m, mientras que, como se mencionó arriba, los umbrales obtenidos en esta investigación son 0,75 m para el pórtico resistente a momentos y 0,32 m para el pórtico arriostrado. Evidentemente en la obtención de las curvas HAZUS se dio por sentado que cuando las riostras agotaran su resistencia el pórtico se comportaría como uno resistente a momentos. Los resultados obtenidos en este estudio muestran que eso no es cierto para el caso de los pórticos de altura media.

En los pórticos altos ocurre el mismo fenómeno. La Figura 4.37 (d) revela que en el pórtico arriostrado alto la deformación plástica se concentra en los primeros 6 pisos mientras que los restantes 7 pisos permanecen muy rígidos. En contraste, la Figura 4.42 (d) presenta una estructura con deformación plástica distribuida casi uniformemente en toda la altura. Así mismo en las curvas de fragilidad de las Figuras 4.38 y 4.43 se encuentra que en las curvas HAZUS el umbral de colapso en ambos casos es 1,14 m mientras que los umbrales obtenidos en esta investigación son 1,59 m para el pórtico resistente a momentos y 0,90 m para el pórtico arriostrado.

Estos resultados contradicen los que presenta HAZUS 99 (FEMA, NIBS 1999) según los cuales los edificios de la misma altura tienen el mismo umbral de colapso sin importar el sistema estructural (véase por ejemplo la Tabla 2.7). Con todo hay que ser precavidos antes de valorar estas discrepancias debido a que nuestros resultados corresponden a unos edificios específicos mientras que los de Hazus corresponden a una categoría de edificios. Probablemente la realización de simulaciones que permitan incorporar las incertidumbres en los parámetros involucrados en el comportamiento del edificio permita reforzar o debilitar esta conclusión que hay que tomar como preliminar.

El estudio de casos concretos ha permitido obtener unas relaciones para los umbrales de los diferentes estados de daño en función de los puntos característicos del espectro de capacidad bilineal, resumidas en la Tabla 4.23. Del examen de dicha tabla se puede ver que los valores para cada tipo de edificio son semejantes, por lo que se propone promediarlos para obtener las expresiones generales de la Ecuaciones (4.10) a (4.12) que se muestran en la Tabla 4.26, especificadas para cada tipo de edificio. La realización de simulaciones que permitan incorporar y analizar incertidumbres puede ayudar también a fortalecer esta conclusión.

Estado de daño	Pórticos arriostrados	Pórticos resistentes a momentos
Leve	$Sd_L = 0,50 Sd_Y$	$Sd_L = 0,55 Sd_Y$
Moderado	$Sd_M = 3,20 Sd_Y$	$Sd_M = 1,20 Sd_Y$
Severo	$Sd_S = Sd_Y + 0,50 (Sd_U - Sd_Y)$	$Sd_S = Sd_Y + 0,40 (Sd_U - Sd_Y)$
Colapso	$Sd_C = Sd_U$	$Sd_C = Sd_U$

Tabla 4.26. Umbrales de estados de daño propuestos

La Tabla 4.24 resume las coordenadas del punto de capacidad por demanda y los desplomes de piso correspondientes. Puesto que ninguno de estos supera el límite de 1% que imponen las NSR-98 (AIS 98) como medida de seguridad para la propiedad, puede afirmarse que, de acuerdo con estos resultados, el procedimiento estipulado en la norma, basado en el principio de desplazamientos iguales, es seguro. Por otra parte, la Figura 4.48 muestra la distribución del daño en los edificios estudiados. Se puede destacar que la probabilidad de alcanzar el estado de daño severo o mayor no pasa del 3%, lo cual manifiesta que se cumple el objetivo de la norma de evitar el colapso. No obstante la probabilidad de alcanzar el estado de daño moderado o mayor es significativa (40% en el caso del pórtico resistente a momentos bajo), y puesto que dicho estado de daño se relaciona con valores de desplome de piso superiores a 1%, puede cuestionarse el buen comportamiento de la estructura para evitar el daño de los elementos no estructurales. Este aspecto se analizará a fondo con el análisis dinámico no lineal.

Los vectores de probabilidad de daño encontrados (Figura 4.48) pueden usarse para clasificar estas estructuras dentro de la EMS-98 (Grünthal 1998) con miras a desglosar las estructuras de acero que a la fecha aparecen en una sola categoría en dicha escala (Figura 2.2). Para tal efecto, debe determinarse la intensidad de la acción sísmica. Esto se logra a partir del PGA (0.25 g), incrementado por un factor de importancia de 1,1, y de las fórmulas que lo relacionan con la intensidad sísmica. Para ello se ha usado la relación de Murphy y O'Brien (1977):

$$\log_{10} \text{PGA} = 0.25I + 0.25 \quad (4.14)$$

de donde

$$I = \frac{\log_{10}(245,3 * 1.1) - 0,25}{0,25} = 8,72 \quad (4.15)$$

Por lo tanto, puede decirse que la acción sísmica tendrá una intensidad de entre VIII y IX en la EMS-98 (Grünthal 1998). Ahora bien, al comparar los histogramas de daño obtenidos con los histogramas de daño de las clases de vulnerabilidad de la EMS-98 correspondientes a esas mismas intensidades, puede lograrse una primera aproximación con respecto a la clasificación de los pórticos estudiados. Por ejemplo, el pórtico resistente a momentos bajo tiene un histograma de daño parecido al de la clase C de la EMS-98, si se acepta que la intensidad es VIII, y al de la clase D, si se acepta que la intensidad es IX. El pórtico arriostrado bajo, por su parte, exhibe un mejor comportamiento, sin embargo no alcanza a ubicarse entre las clases D y E. El pórtico resistente a momentos alto tiene un histograma de daño similar al de la clase D, si se acepta que la intensidad es VIII, y al de la clase E, si se acepta que la intensidad es IX. En la Figura 4.49 pueden verse las distribuciones de probabilidad de daño para las clases C, D, E y F de la EMS-98.

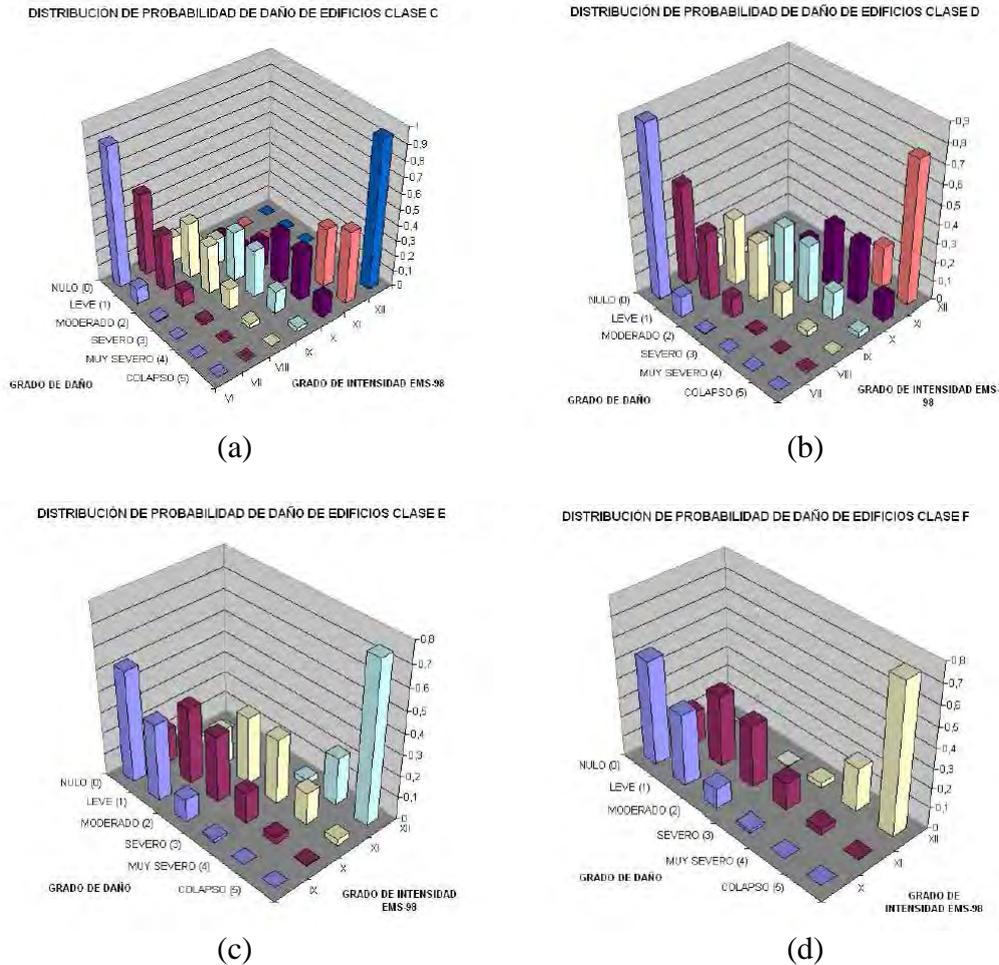


Figura 4.49 Distribuciones de probabilidad de daño para clase C, D, E y F, de la EMS-98

Una clasificación más precisa se puede lograr asignando un índice de vulnerabilidad a cada pórtilo con base en las distribuciones de daño obtenidas. De acuerdo con Milutinovic y Trendafiloski (2003) el grado de daño medio (μ_D) de un edificio se puede expresar en función del grado de la intensidad sísmica (I) y del índice de vulnerabilidad (V_I) mediante la siguiente ecuación, la cual proporciona valores de 0 a 5:

$$\mu_D = 2,5 \left[1 + \tanh \left(\frac{I + 6,25V_I - 13,1}{2,3} \right) \right] \quad (4.16)$$

de donde

$$V_I = \frac{2,3 \cdot \tanh^{-1} \left[\frac{\mu_D}{2,5} - 1 \right] - I + 13,1}{6,25} \quad (4.17)$$

Si se considera que el parámetro μ_D es equivalente al denominado estado de daño medio d^* , obtenido con la distribución binomial para los cinco estados de daño además del nulo, se puede encontrar el índice de vulnerabilidad para los edificios en estudio (Lantada 2007). A partir del hecho de que para el pórtilo resistente a momentos de baja

altura la suma de los porcentajes correspondientes a los estados de daño desde leve a colapso es 78 % (que se cumple cuando $d^* = 1,261$) y que la intensidad sísmica es 8,72, se obtiene, de la Ecuación (4.17), que $V_I = 0,501$. Este índice ubica a la estructura entre las clases C y D, con mayor probabilidad de pertenecer a la primera (Figura 4.50). En la Tabla 4.27 se indica la clase asignada a cada tipo de edificio con esta técnica. Cuando el valor de V_I está en la zona de transición entre dos clases, se subraya aquella que tiene la mayor probabilidad de pertenencia, mientras que solo se indica una clase en los casos en los que los valores de los índices de vulnerabilidad encontrados caen dentro de los intervalos denominados plausibles en Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003) para cada clase.

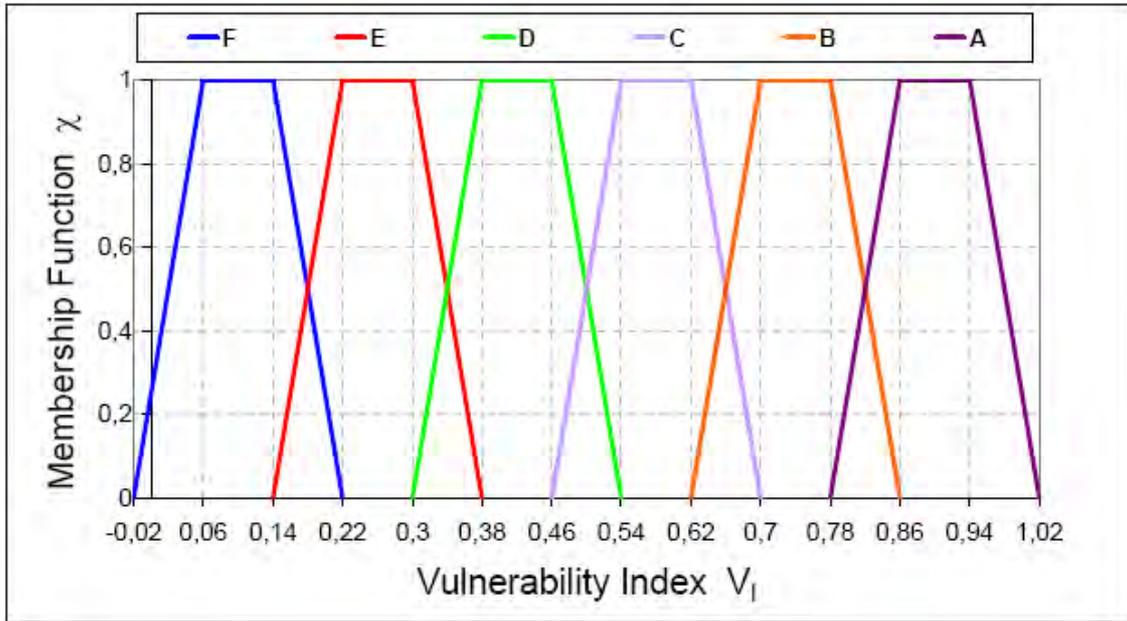


Figura 4.50. Funciones de pertenencia a clases de vulnerabilidad de acuerdo con el índice de vulnerabilidad V_I (Milutinovic y Trendafiloski 2003)

Tipo de edificio	Estado de daño más probable d^*	Índice de Vulnerabilidad V_I	Clasificación EMS-98
Arriostrado bajo	0,923	0,428	D
Resistente a momentos bajo	1,261	0,501	<u>C</u> -D
Arriostrado medio	1,043	0,455	D
Resistente a momentos medio	0,902	0,422	D
Arriostrado alto	1,292	0,507	<u>C</u> -D
Resistente a momentos alto	0,603	0,335	D- <u>E</u>

Tabla 4.27. Clasificación de acuerdo con la EMS-98 de los edificios bajo estudio

Se advierte que estos resultados difieren de los de la EMS-98 (Grünthal 1998, 2003) que sitúa las estructuras metálicas de acero en la clase de vulnerabilidad E, con rangos probables en la D y F y rangos menos probables en la C. Aquí se encuentra que deberían quedar ubicadas en la clase de vulnerabilidad D con rangos probables en la C y E. No obstante ni esta comparación ni la de las curvas de fragilidad de HAZUS-99 deben considerarse definitivas dadas las enormes incertidumbres en la acción y en las

estructuras sometidas al análisis estructural. Se pone de manifiesto por lo tanto la necesidad de avanzar hacia los análisis dinámicos que se presentarán en los capítulos siguientes.

De la Figura 4.49, que contiene los valores del estado de daño medio, puede concluirse que los pórticos arriostrados se hacen más vulnerables entre mayor sea su altura y que lo contrario es cierto para los pórticos resistentes a momento: entre mayor sea su altura se hacen menos vulnerables. De acuerdo con esto resulta recomendable escoger para los pórticos bajos el sistema estructural de pórticos arriostrados y para los pórticos medios y altos el sistema estructural de pórticos resistentes a momento.

Capítulo 5

Análisis dinámico no lineal

5.1 Introducción

La importancia del análisis de las estructuras utilizando el método dinámico no lineal estriba en el hecho de que una de las principales solicitaciones que se imponen sobre los edificios, la sollicitación sísmica, es variable en el tiempo. Al aplicar a una estructura un conjunto de cargas que constituyen una serie temporal, en la forma de un acelerograma, se puede establecer paso a paso la respuesta estructural y saber si en algunos puntos el edificio penetrará en el campo plástico y la magnitud de los desplomes resultantes. Se puede conocer si se forma un mecanismo de colapso y la naturaleza del mismo. A diferencia del análisis estático no lineal, en el que el comportamiento de la estructura siempre será el mismo para un mismo conjunto de cargas, en el análisis dinámico el comportamiento dependerá de la frecuencia de las cargas cíclicas que se apliquen; así, en la medida en que la frecuencia de aplicación se aproxime a la frecuencia natural de la estructura se desarrollará un fenómeno de resonancia que amplificará la respuesta estructural. Este método exige por lo tanto una cuidadosa selección de los acelerogramas empleados con el fin de que se pueda garantizar que estos en verdad representen el nivel de peligrosidad sísmica del proyecto e incorporen las características espectrales de las sollicitaciones probables.

5.2 Metodología

En este capítulo y el siguiente se estudia la vulnerabilidad sísmica de los edificios de acero con base en los resultados obtenidos al aplicar el método de análisis estructural dinámico no lineal, consistente en realizar evaluaciones contra el tiempo mediante integrar paso a paso la ecuación del movimiento. En primera instancia se aplican los procedimientos especificados en las NSR-98 (AIS 1998) a los pórticos del edificio prototipo descrito en la sección 3.5, es decir, al pórtico resistente a momentos de la Figura 3.20 y al pórtico arriostrado de la Figura 3.21 y se hace una evaluación del primero de ellos de acuerdo con las pautas expuestas en la sección 2.3.9 que recoge los planteamientos de *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Building, FEMA 351* (FEMA 2000b). Posteriormente se aplica la misma metodología a los pórticos representativos de los principales tipos de

estructuras de acero, estudiados en el capítulo 4. Todo el trabajo de cálculo se ha realizado con el programa de análisis dinámico no lineal RUAUMOKO (Carr 2002).

5.3 Definición de la peligrosidad sísmica

De acuerdo con las NSR-98 (AIS 1998) cuando se emplean procedimientos de análisis dinámico consistentes en evaluaciones contra el tiempo, obtenidas integrando paso a paso la ecuación de movimiento, los acelerogramas que se utilicen deben cumplir los siguientes requisitos:

- (a) deben utilizarse para efectos de proyecto, las respuestas ante un mínimo de tres acelerogramas diferentes, todos ellos representativos de los movimientos esperados del terreno, pero que cumplan la mayor gama de frecuencias y amplificaciones posible,
- (b) los espectros de respuesta de los acelerogramas empleados no pueden tener individualmente ordenadas espectrales, para cualquier período de vibración, menores que el 80% de las ordenadas espectrales del movimiento esperado del terreno.

En el estudio de microzonificación sísmica de Manizales (CIMOC 2002) se recomienda la utilización de cuatro acelerogramas de proyecto, denominados Benioff Calima, Benioff sintético, Romeral deconvolución y Romeral sintético, presentados en las Figuras 5.1 a 5.4. Sus correspondientes espectros de respuesta aparecen en la Figura 5.5, en la que se nota que ninguno de ellos cumple con el requisito mencionado arriba en el sentido de que ninguna de sus ordenadas sea menor que el 80% del movimiento esperado del terreno. Conseguir esto último implica usar factores de escala muy grandes y consecuentemente someter a las estructuras a acciones sísmicas muy superiores a las esperadas. En un intento evidente por corregir esta situación en las recientemente presentadas *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-09. Edición Preliminar Para Discusión Pública* (AIS 2009), se propone modificar este último requisito de la siguiente manera:

- (b) los espectros de respuesta de los acelerogramas empleados, apropiadamente escalados en consistencia con la amenaza, no pueden tener individualmente ordenadas espectrales, para cualquier período de vibración en el rango comprendido entre $0.8T$ y $1.2T$, donde T es el período de vibración fundamental inelástico esperado de la estructura en la dirección bajo estudio, menores que el 80% de las ordenadas espectrales del movimiento esperado del terreno[...] y el promedio de las ordenadas espectrales de todos los registros utilizados, en el rango comprendido entre $0.2T$ y $1.5T$, no debe ser menor que las ordenadas espectrales en el mismo rango de períodos para el movimiento esperado del terreno.

Como se nota se está planeando que el requisito de que las ordenadas espectrales individuales de los sismos considerados no sean menores que el 80% de las del movimiento esperado del terreno no aplique para cualquier período sino solo al rango ($0.8T$, $1.2T$) donde T es el período de vibración fundamental inelástico esperado de la

estructura en la dirección bajo estudio, definición que resulta bastante imprecisa por cuanto, como se sabe, el período de vibración disminuye en la medida en que la estructura penetra en el campo plástico. En esta investigación, no obstante, para efectos de determinar el factor de escala de cada uno de los acelerogramas se ha seguido el criterio del *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance* (CEN 2004), según el cual el rango de períodos a tener en cuenta en esta revisión es el comprendido entre $0,2T_1$ y $2T_1$, siendo T_1 el período fundamental de la estructura en la dirección en que será aplicado el acelerograma. Puesto que cada uno de los edificios estudiados tiene un distinto período fundamental se calculó un factor de escala para cada uno. Por ejemplo, los períodos fundamentales de los pórticos del edificio prototipo son 0,77 s, para el pórtico resistente a momentos, y 0,25 s, para el pórtico arriostrado, por lo que el rango de revisión de ordenadas es (0,154 1,540) [s] para el primero y (0,050 0,500) [s] para el segundo. Los factores de escala encontrados en cada caso y los espectros de los sismos ya escalados, usados en los análisis dinámicos, se muestran en la Figuras 5.6 y 5.7. En la Tabla 4.22 aparecen los períodos de los restantes pórticos estudiados en este capítulo y que fueron empleados para delimitar el rango de revisión de ordenadas usado en el cálculo del factor de escala en cada caso.

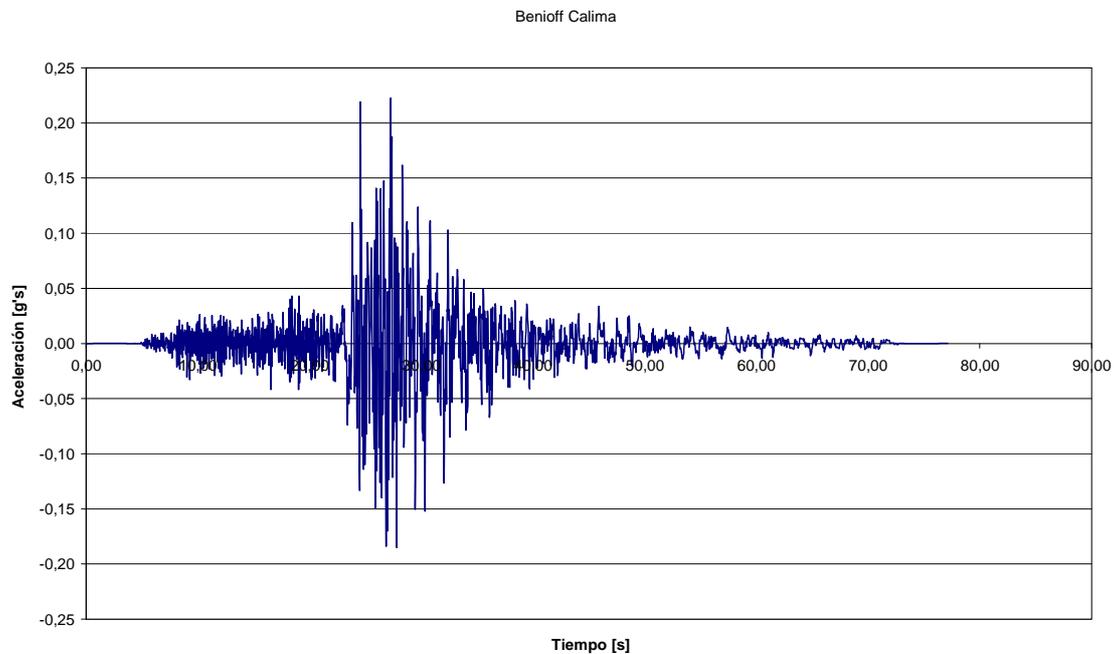


Figura 5.1. Sismo Benioff Calima

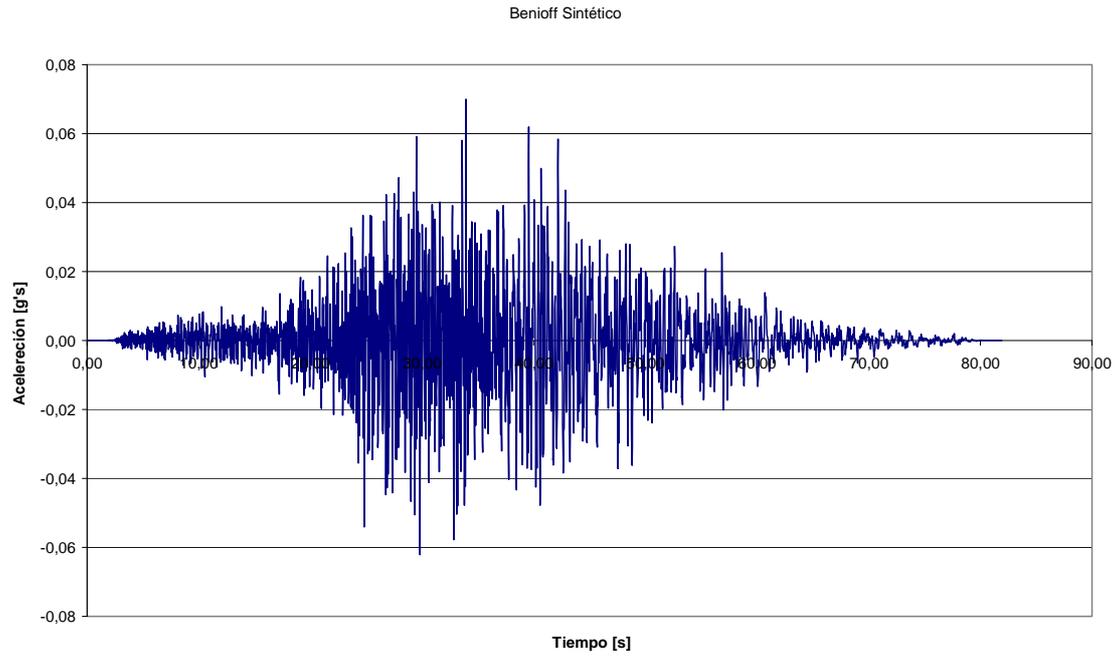


Figura 5.2. Sismo Benioff sintético

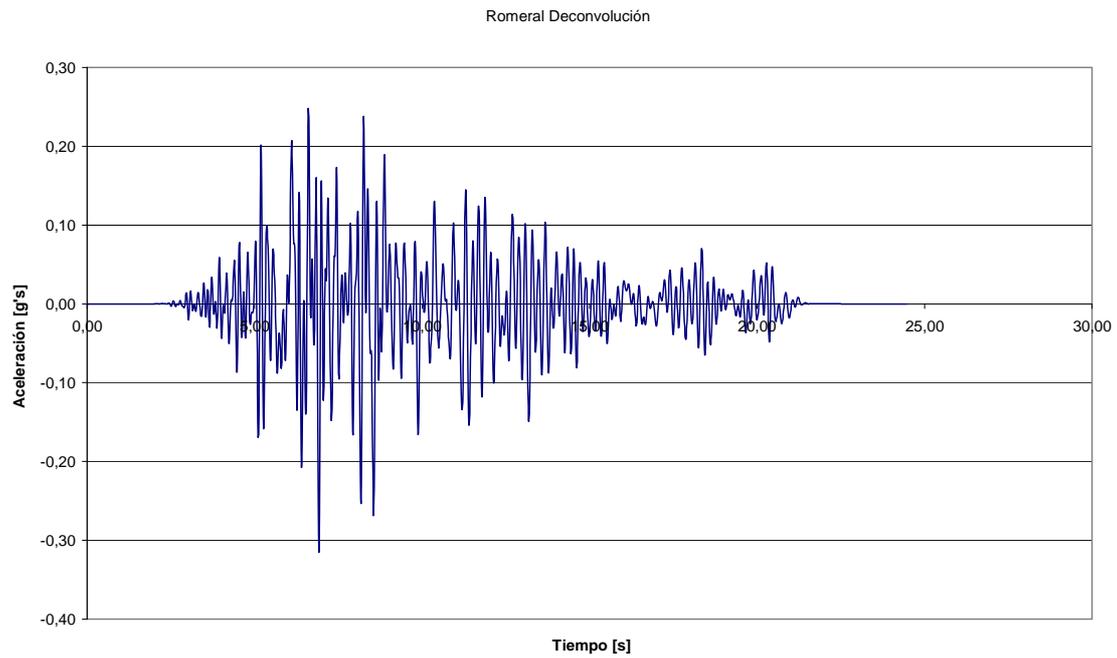


Figura 5.3. Sismo Romeral deconvolución

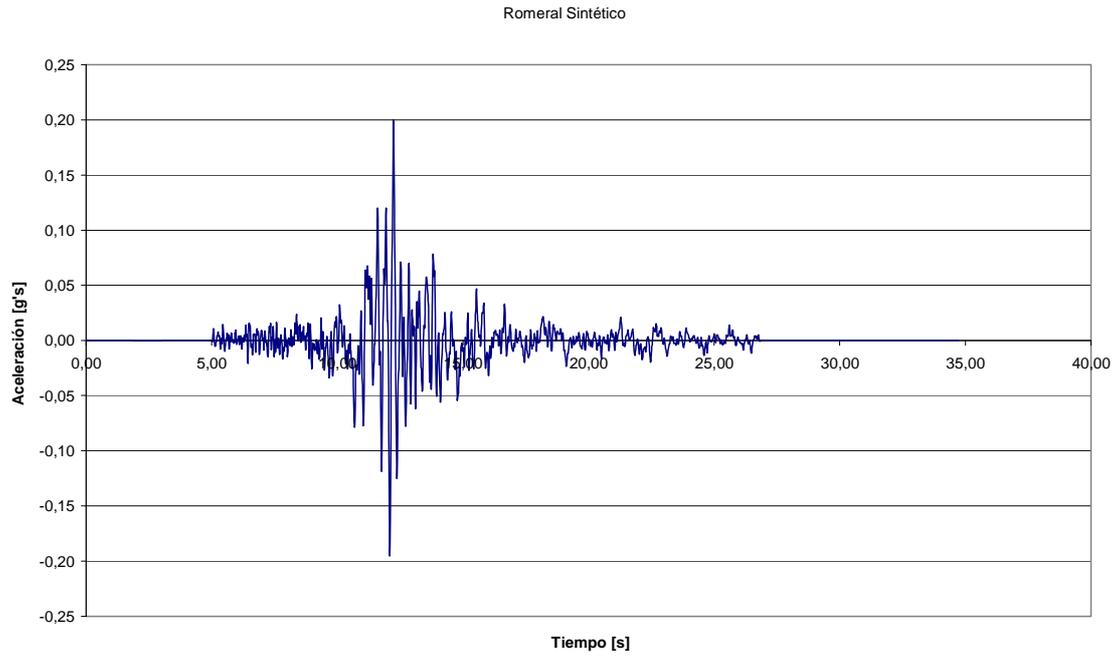


Figura 5.4. Sismo Romeral sintético

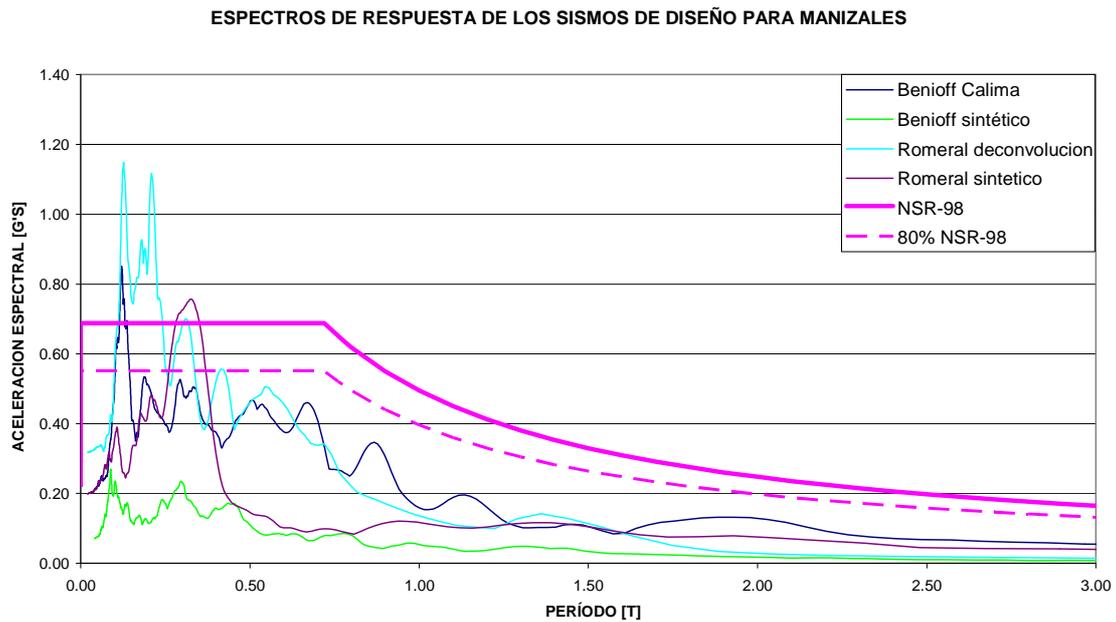


Figura 5.5. Espectros de respuesta de sismos de proyecto de Manizales y comparación con espectro de proyecto de la NSR-98

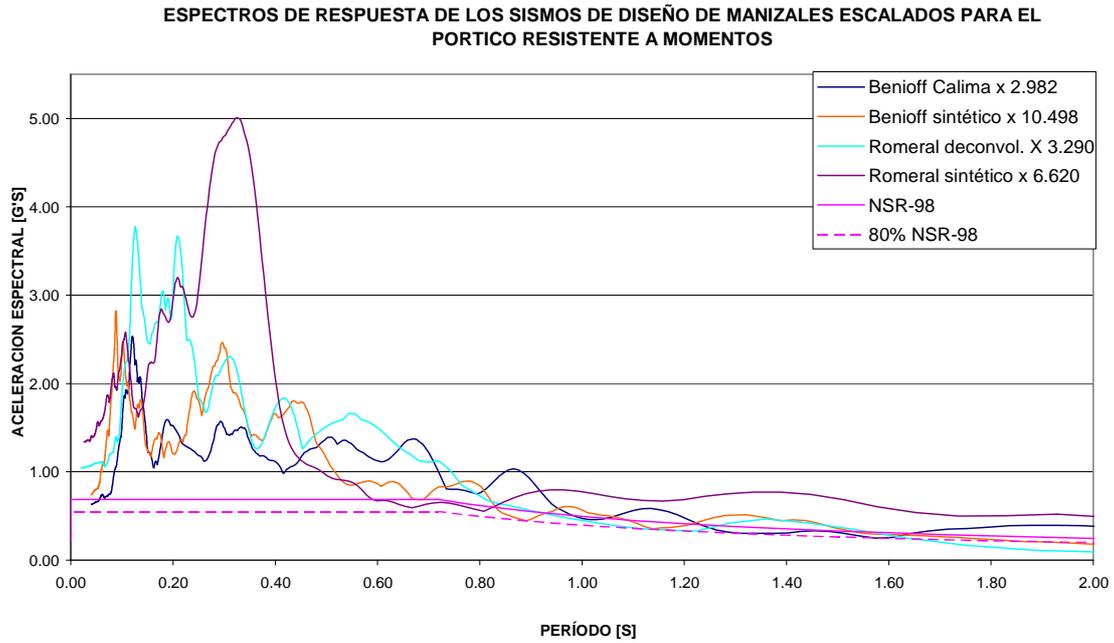


Figura 5.6. Espectros de respuesta de sismos de proyecto de Manizales escalados para el pórtico resistente a momentos del edificio prototipo y comparación con el espectro de proyecto de la NSR-98

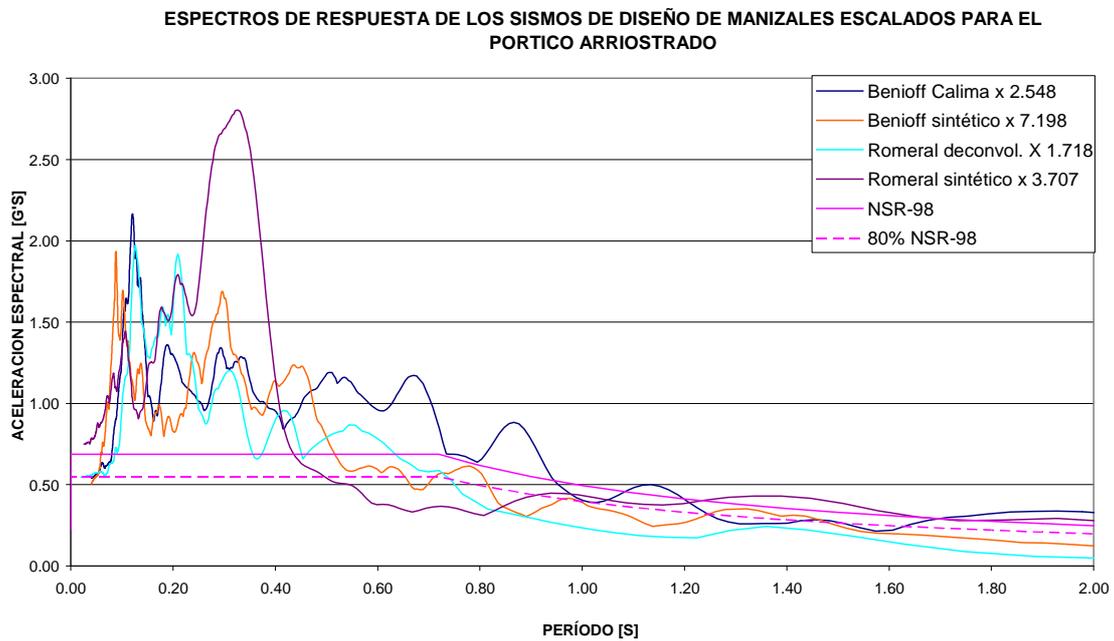


Figura 5.7. Espectros de respuesta de sismos de proyecto de Manizales escalados para el pórtico arriostrado bajo y comparación con el espectro de proyecto de la NSR-98

Como una alternativa a los procedimientos de escalado considerados hasta ahora, en los cuales se usa un único factor de escala para todo el registro, se presenta a continuación una técnica en la que, a partir del acelerograma original, se obtiene un registro que en

todo su dominio está muy cercano al espectro del movimiento esperado del terreno. Envuelve los siguientes pasos:

- a. Análisis espectral del acelerograma original.
- b. Filtrado por bandas del acelerograma original. Los límites de cada banda de filtrado se diseñan de acuerdo con la comparación entre el espectro de respuesta del acelerograma y el del movimiento esperado del terreno.
- c. Escalado de cada banda de filtrado.
- d. Suma de los acelerogramas filtrados y escalados.

De esta forma se dispone de unos acelerogramas compatibles con los acelerogramas originales y con el espectro de diseño sin sobrestimar ninguna frecuencia. A los acelerogramas obtenidos con esta técnica se les llamará en lo sucesivo “acelerogramas escalados por bandas” o “acelerogramas híbridos” (véase en el Anexo 1 una más extensa explicación de esta técnica). En las Figuras 5.8 a 5.11 se muestran los espectros de los acelerogramas recomendados para Manizales escalados por bandas junto con los límites de las bandas de filtrado y los factores de escala usados en cada caso. La comparación que se hace con el espectro de respuesta de las NSR-98 para suelo duro y con el 80% y el 120% del mismo permite concluir que se ha conseguido respetar el contenido frecuencial de la señal y los requisitos del análisis dinámico sin sobredimensionar excesivamente el acelerograma. Los resultados obtenidos al someter a los modelos representativos de cada clase a los acelerogramas híbridos se presentarán por aparte, al final del capítulo, en la sección 5.12.

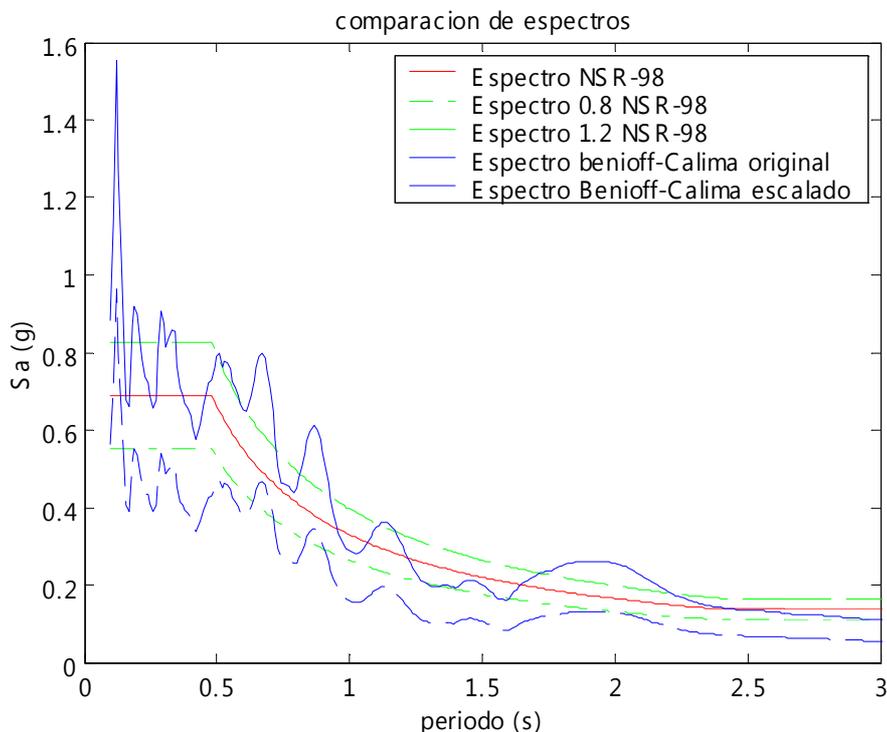


Figura 5.8. Espectro de respuesta del sismo Benioff Calima escalado por bandas. Bandas de filtrado en términos de períodos y sus factores: (0-0,83) x 2,0; (0,83-Infinito) x 1,7.

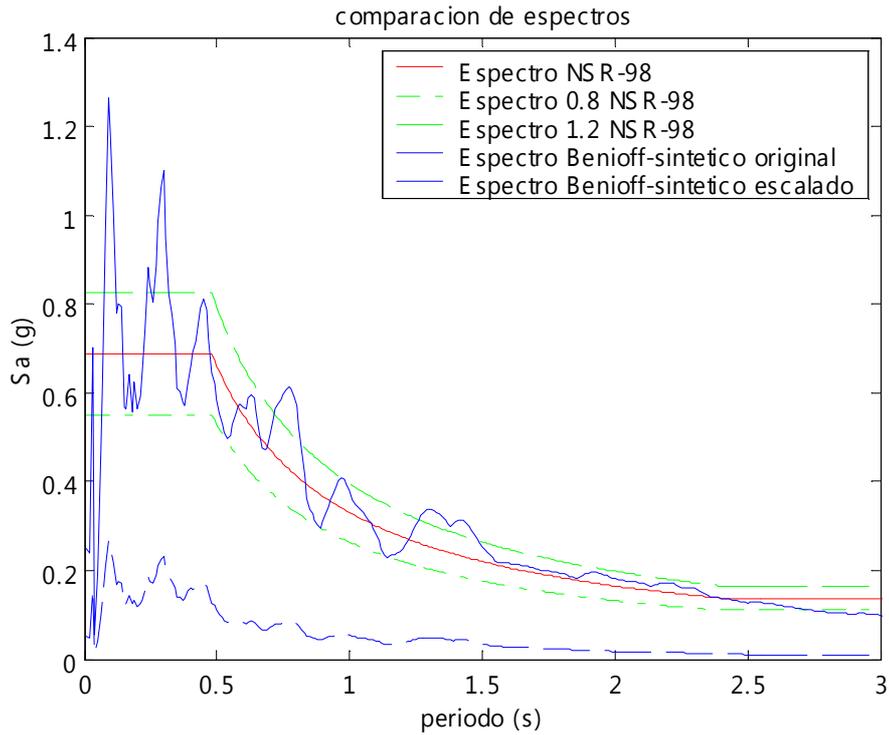


Figura 5.9. Espectro de respuesta del sismo Benioff sintético escalado por bandas. Bandas de filtrado en términos de períodos y sus factores: (0-0,4) x 18,0; (0,4-0,56) x 7,0; (0,56-0,8) x 5,0; (0,8-2,0) x 7,0 y (2,0-Infinito) x 4,66.

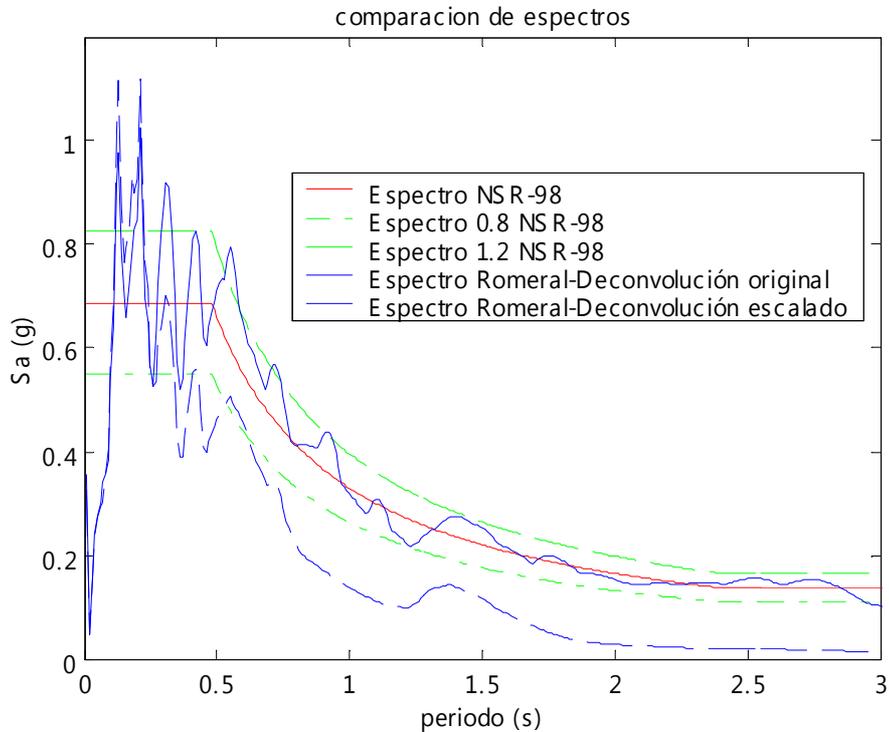


Figura 5.10. Espectro de respuesta del sismo Romeral deconvolución escalado por bandas. Bandas de filtrado en términos de períodos y sus factores: (0-0,5) x 17,0; (0,5-0,83) x 0,6; (0,83-1,25) x 3,4; (1,25-3,3) x 1,5 y (3,3-Infinito) x 0,85.

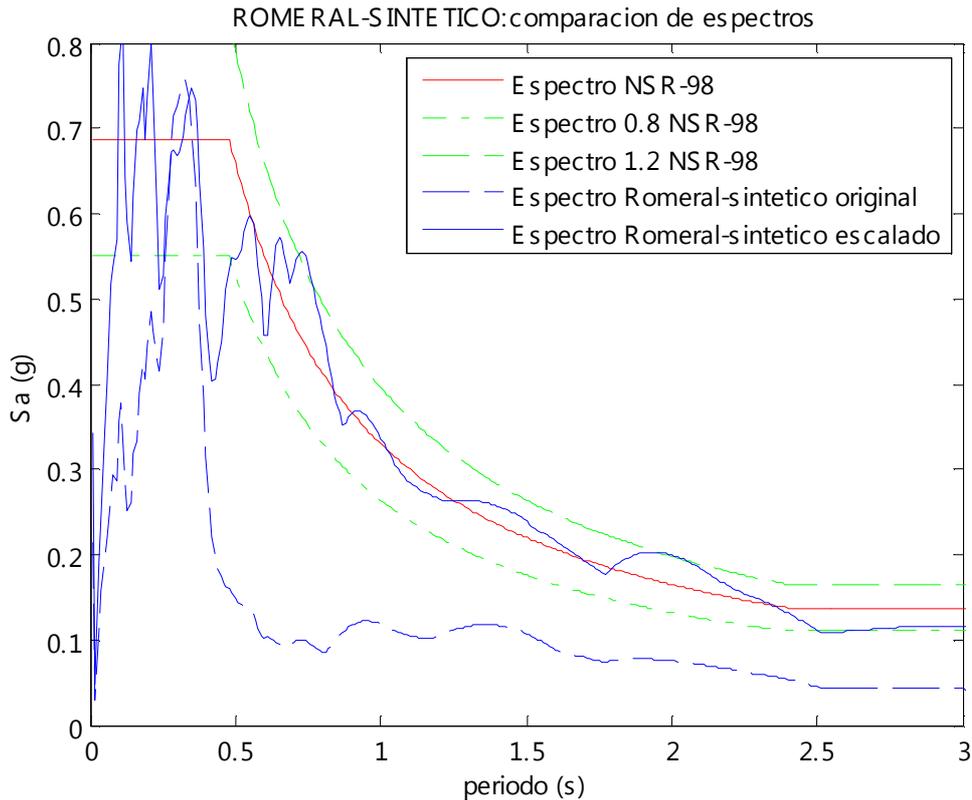


Figura 5.11. Espectro de respuesta del sismo Romeral sintético escalado por bandas. Bandas de filtrado en términos de períodos y sus factores: (0-0,25) x 2,65; (0,25-0,4) x 0,02; (0,4-0,9) x 6,7; (0,9-1,2) x 2 (1,2-2,25) x 2 y (2,25-Infinito) x 3,0

Con los cuatro acelerogramas presentados se llena el requisito de la NSR-98 (AIS 1998), expresado arriba, que establece un mínimo de tres acelerogramas diferentes para efectos de obtener las respuestas máximas que han de considerarse en el proyecto del edificio. Adicionalmente se ha querido conocer el comportamiento de los edificios ante los siguientes tres sismos:

- Kobe, 17 de enero de 1995, observatorio JMA, componente NS.
- Northridge, 17 de enero de 1994, estación No.24207, canal 3, 104 DEG.
- Valle Imperial, 18 de mayo de 1940, estación El Centro, componente N-S.

Los dos primeros son particularmente conocidos por sus grandes efectos en las estructuras de acero. Los acelerogramas de estos tres sismos se muestran en las Figuras 5.12 a 5.14 y sus espectros de respuesta, escalados de tal forma que ninguna de sus ordenadas espectrales, dentro del rango de verificación respectivo, sea inferior al 80 % del espectro de la norma, se hallan en las Figuras 5.15, correspondiente al pórtico resistente a momentos del edificio prototipo, y 5.16, correspondiente al pórtico arriostrado bajo. De esta manera se ajustan siete sismos de proyecto, que de acuerdo con el criterio de *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356, (FEMA 2000a)*, es el mínimo número para el que se permite basar el proyecto estructural en el promedio de las sollicitaciones máximas en lugar de tener que basarlo en la mayor de ellas.

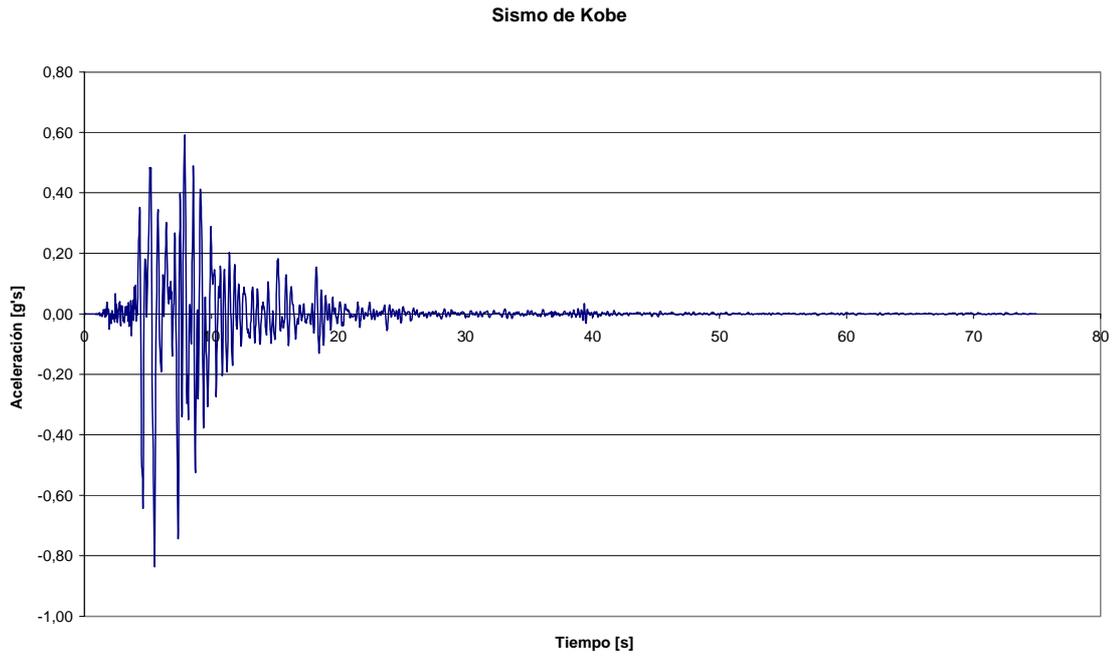


Figura 5.12. Sismo de Kobe

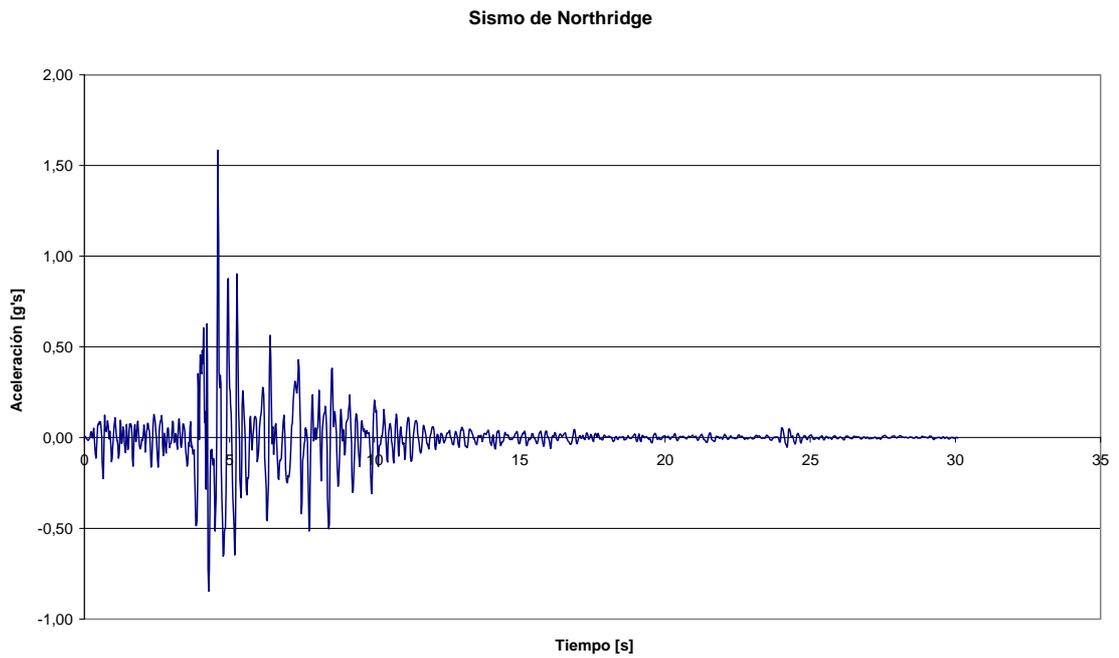


Figura 5.13. Sismo de Northridge

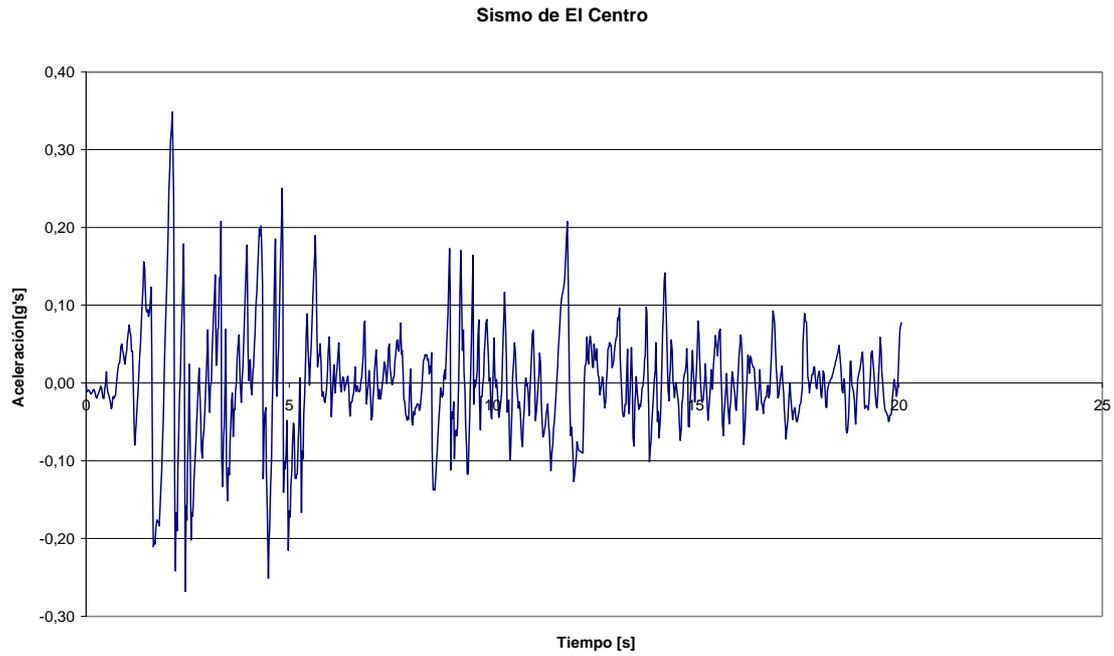


Figura 5.14. Sismo de El Centro

ESPECTROS SÍSMICOS ESCALADOS PARA EL PÓRTECO RESISTENTE A MOMENTOS

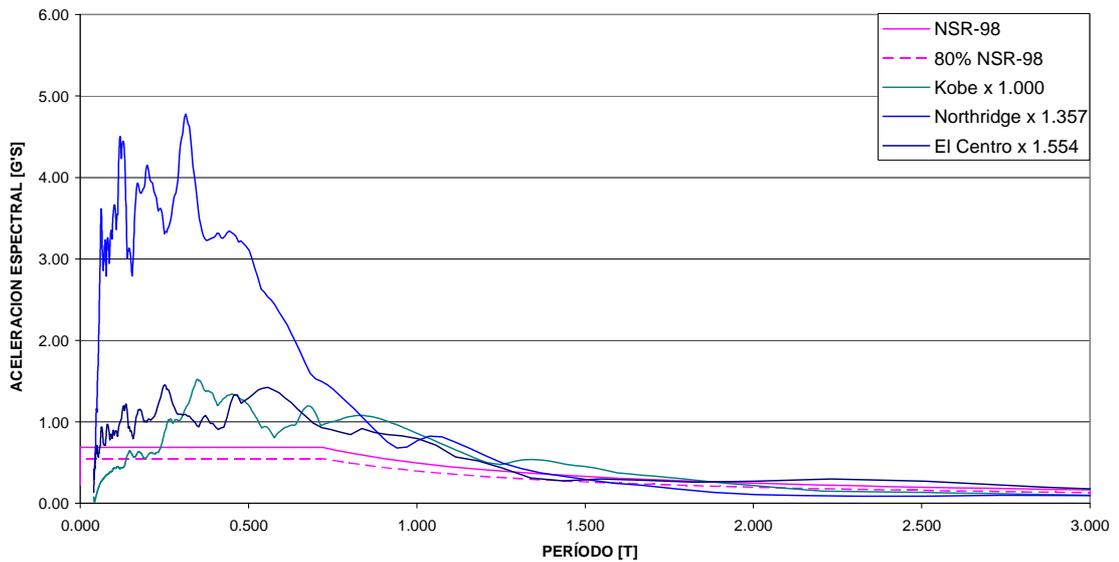


Figura 5.15. Espectros de respuesta de otros sismos escalados para el pórtico resistente a momentos del edificio prototipo y comparación con el espectro de proyecto de las NSR-98

ESPECTROS SÍSMICOS ESCALADOS PARA EL PÓRTICO ARRIOSTRADO

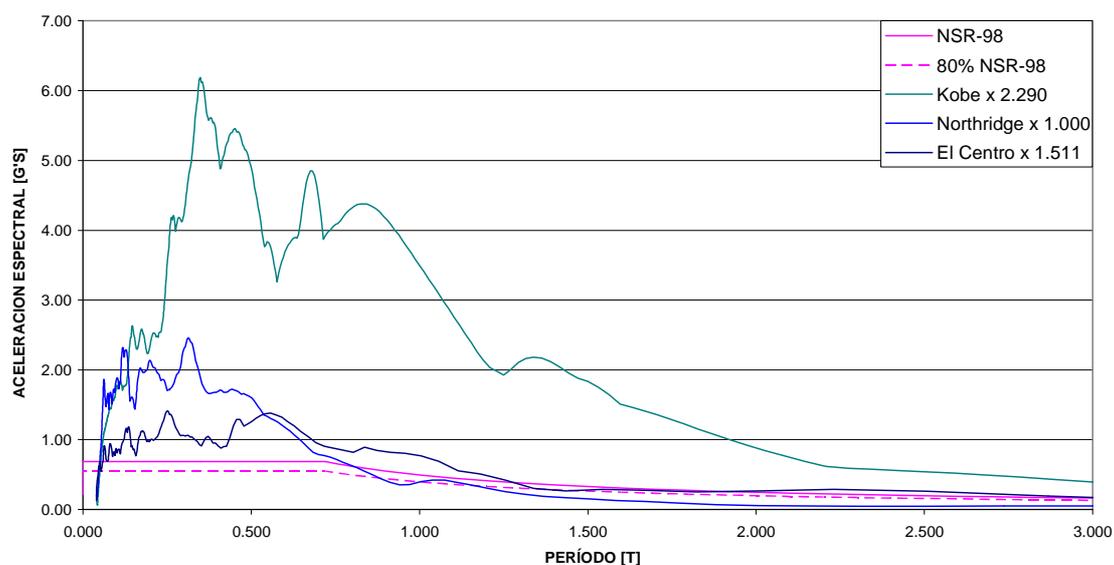


Figura 5.16. Espectros de respuesta de otros sismos escalados para el pórtico arriostrado bajo y comparación con espectro de proyecto de las NSR-98

5.4 Edificio prototipo no rigidizado

En esta sección se estudiará el comportamiento del pórtico resistente a momentos del edificio prototipo presentado en la sección 3.5 y mostrado en la Figura 3.20, el cual fue proyectado de acuerdo con las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98 (AIS 1998). El modelo matemático introducido en el programa de análisis no lineal RUAUMOKO (Carr 2002) contiene las características mecánicas de los diversos miembros estructurales, las cargas verticales que son de esperar en un punto arbitrario en el tiempo, y, de particular interés, las funciones de degradación de resistencia de los miembros que alcanzan la plastificación. Estas funciones dependen de las relaciones ancho espesor de los elementos de la sección transversal de cada uno de los miembros estructurales, y, en el caso de las columnas, de la relación entre la carga axial actuante y la capacidad del miembro estructural. Los valores específicos que corresponden a los perfiles que componen este pórtico, calculados de acuerdo con FEMA 356 (FEMA 2000a), aparecen en la Tabla 4.1.

De los resultados obtenidos se han examinado con cuidado los desplomes de piso que se alcanzan cuando actúa el sismo sobre la estructura. Estos valores se presentan como series de tiempo en las Figuras 5.17 a 5.23, en las que la serie denominada *Desp_{Pi}* se refiere a los desplomes relativos locales en el piso *i* y *Desp_{P0}* corresponde a los desplomes de la planta baja. Los máximos alcanzados en cada una de las simulaciones se pueden leer en la Tabla 5.1. La Figura 5.17 revela que bajo la acción del sismo Benioff Calima escalado se producirán múltiples plastificaciones en los miembros estructurales de la planta baja, alcanzándose desplomes relativos locales de hasta 13,0%, mientras que en los pisos 1 y 2 apenas hay una plastificación incipiente con desplomes que no superan 2%. De acuerdo con la Tabla 5.1 el desplome total del edificio bajo este

sismo es de 0,45 m. Similar comportamiento se observa bajo los restantes sismos en las Figuras 5.18 a 5.23; en todos ellos predomina la deformación de la planta baja mientras que los demás pisos permanecen relativamente rígidos. El sismo de Kobe (Figura 5.21) producirá una plastificación muy temprana y se alcanzarán valores de desplome de más de 16%. La Figura 5.23 contiene los desplomes producidos por el sismo de El Centro. La curva de desplome de la planta baja asciende hasta casi el 9 % y termina en pleno ascenso sugiriendo así que el registro del acelerograma no está completo.

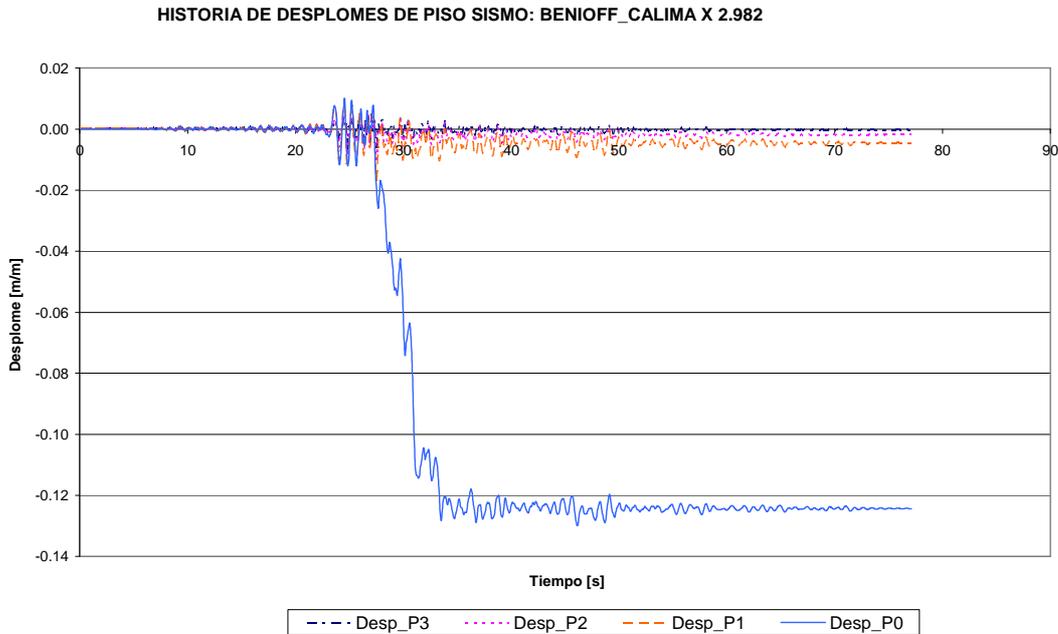


Figura 5.17. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Benioff Calima escalado

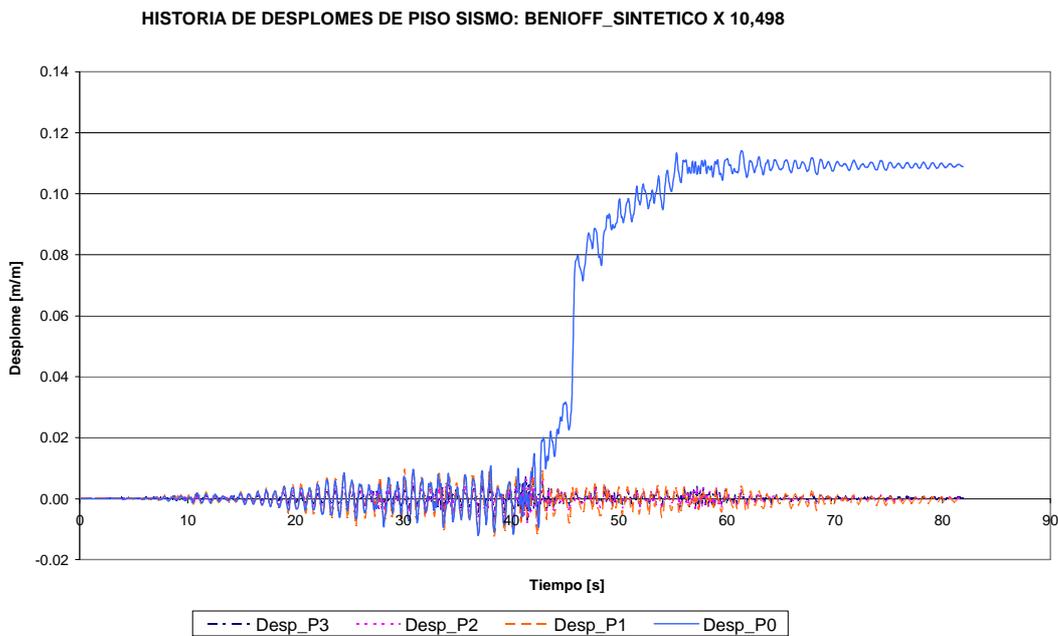


Figura 5.18. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Benioff sintético escalado

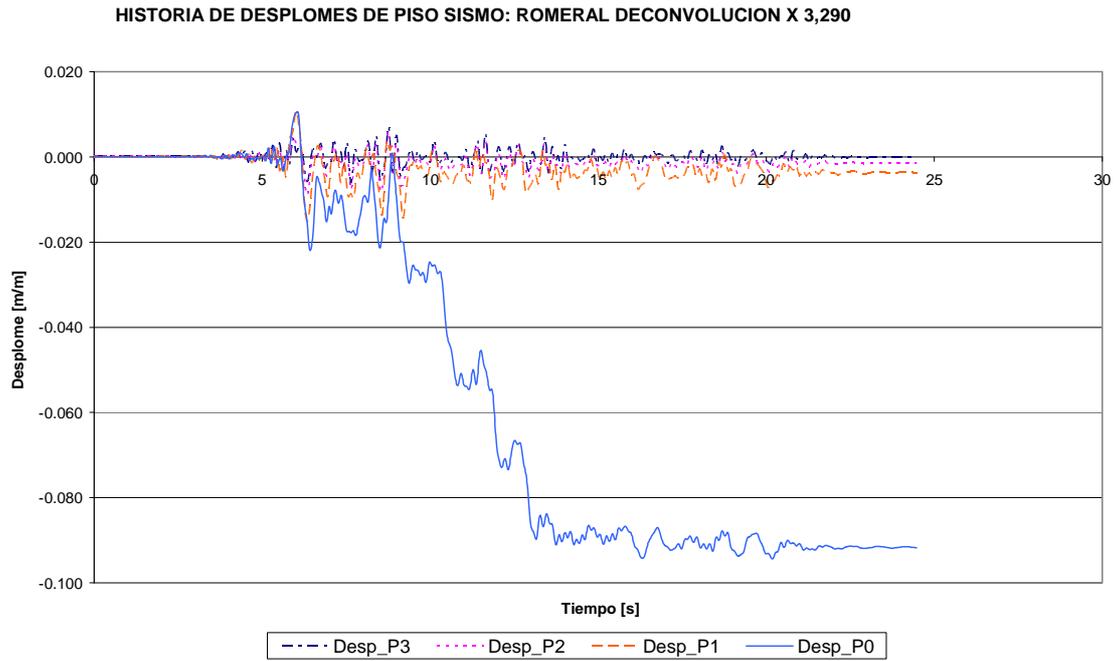


Figura 5.19. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral deconvolución escalado

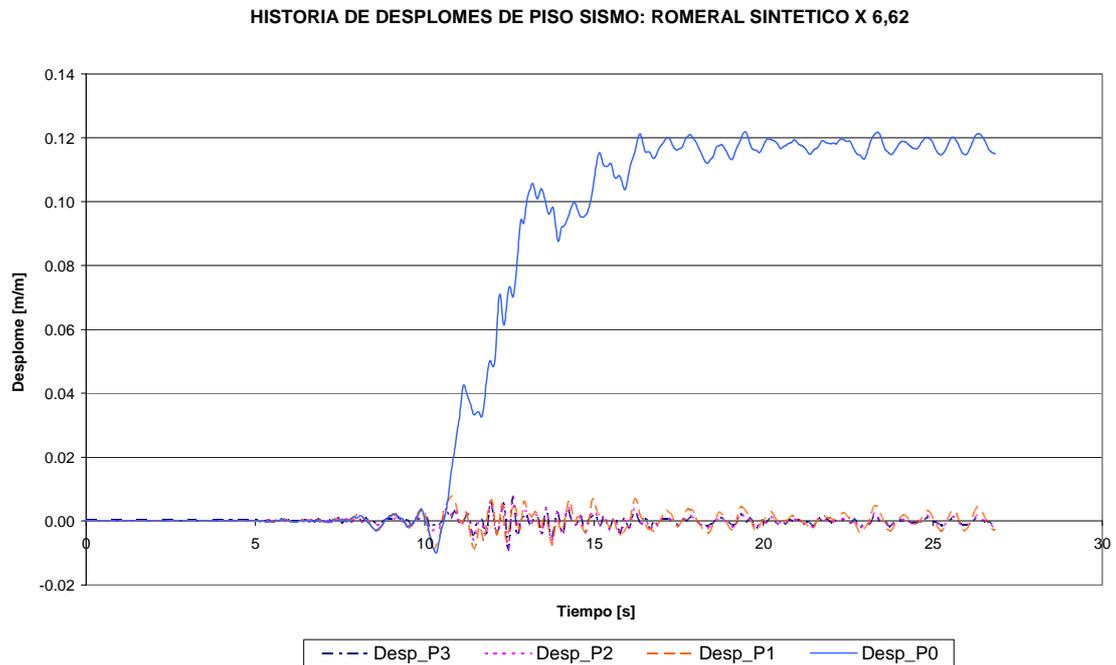


Figura 5.20. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral sintético escalado

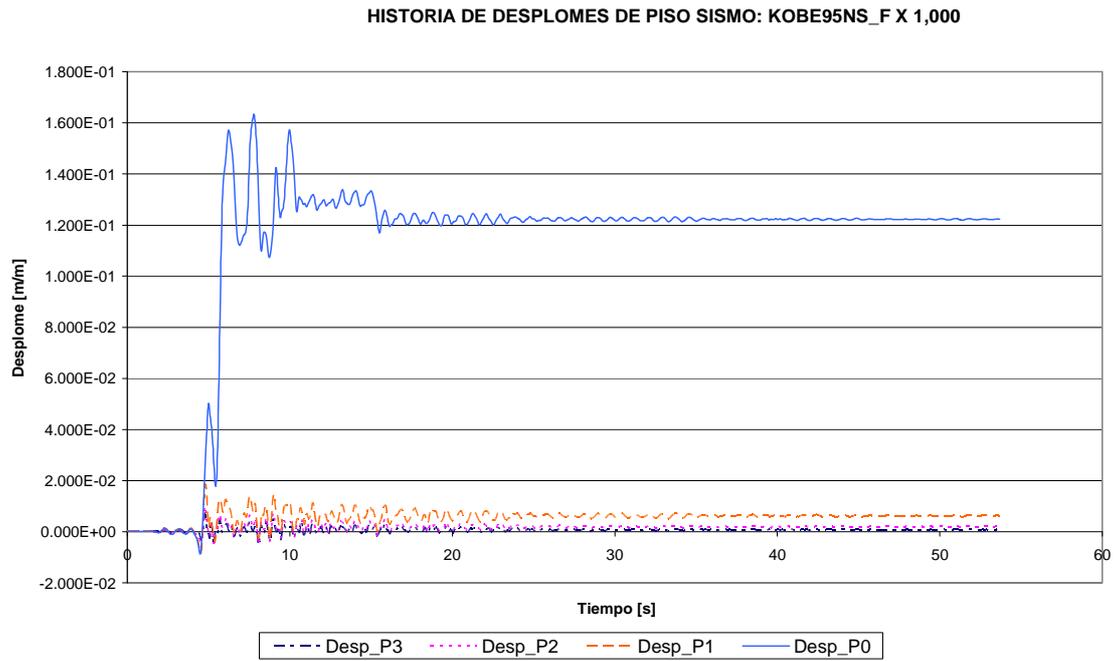


Figura 5.21. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Kobe.

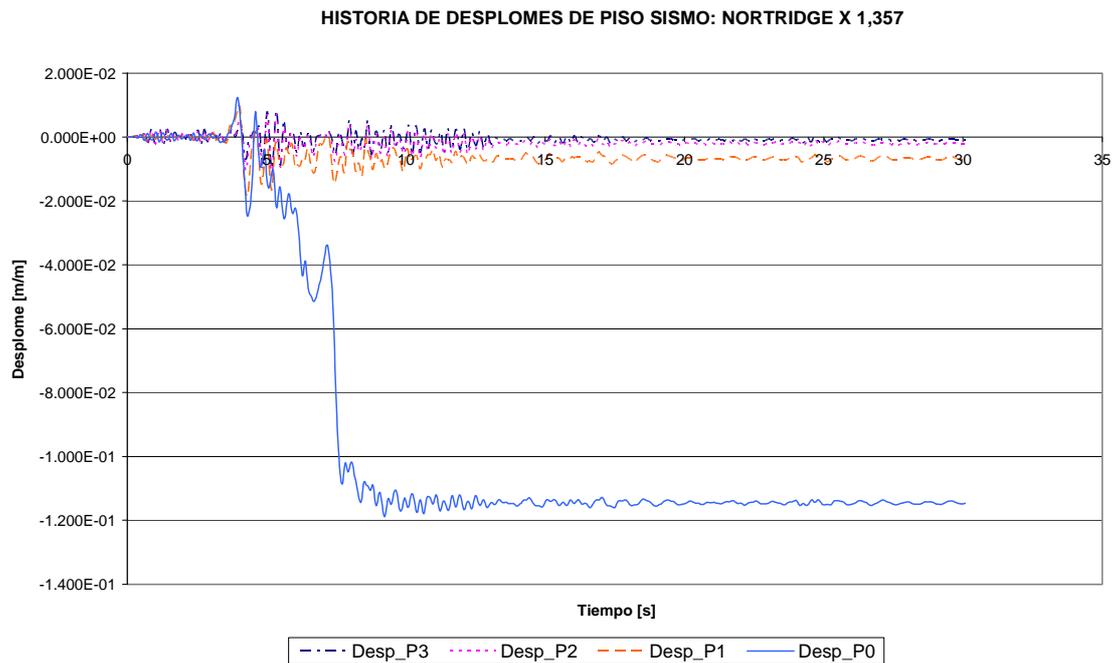


Figura 5.22. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Northridge escalado

HISTORIA DE DESPLONES DE PISO SISMO: EL CENTRO X 1, 554

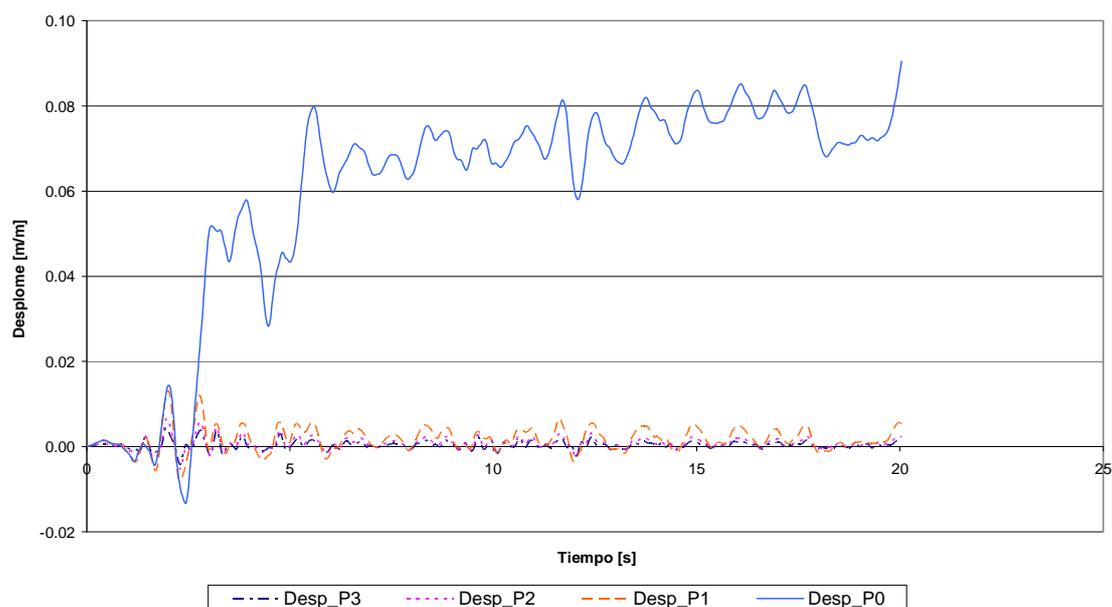


Figura 5.23. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de El Centro escalado

DESPLONES MAXIMOS								
Sismo	Sentido	RELATIVOS					Máx. edificio	TECHO [m]
		Piso 3	Piso 2	Piso 1	Pl. Baja			
Benioff Calima x 2,982	Positivo	0,005	0,005	0,008	0,010	0,130	0,450	
	Negativo	-0,007	-0,010	-0,017	-0,130			
Benioff sintético x 10,498	Positivo	0,008	0,009	0,010	0,114	0,114	0,381	
	Negativo	-0,007	-0,008	-0,012	-0,012			
Romeral deconvolución x 3,29	Positivo	0,007	0,006	0,011	0,011	0,094	0,330	
	Negativo	-0,006	-0,009	-0,015	-0,094			
Romeral sintético x 6,62	Positivo	0,008	0,008	0,008	0,122	0,122	0,406	
	Negativo	-0,009	-0,009	-0,009	-0,010			
Kobe	Positivo	0,007	0,010	0,019	0,163	0,163	0,555	
	Negativo	-0,005	-0,005	-0,009	-0,009			
Northridge x 1,357	Positivo	0,008	0,007	0,010	0,012	0,119	0,414	
	Negativo	-0,010	-0,012	-0,019	-0,119			
El Centro x 1,554	Positivo	0,004	0,007	0,013	0,091	0,091	0,308	
	Negativo	-0,004	-0,005	-0,008	-0,013			
Promedio para todos los sismos:						0,119	0,406	
Máximo para todos los sismos:						0,163	0,555	

Tabla 5.1. Valores máximos de desplome en pórtico resistente a momentos del edificio prototipo no rigidizado

De los resultados obtenidos con los sismos que recomienda el estudio de *Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales* (CIMOC 2002), es de destacar que en todos los casos la deformación de la estructura es excesiva. El menor valor de desplome es de 9,4%, alcanzado con el sismo Romeral deconvolución escalado, y aún este sobrepasa el umbral de colapso que se ha estimado en 9,2% (Bermúdez et al. 2007). Por lo tanto la respuesta de este pórtico resistente a momentos es definitivamente insuficiente. Aún si se toma el promedio de los siete sismos, 11,9% de desplome, se sobrepasa el umbral mencionado. Al aplicar los criterios de *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Building, FEMA 351*, (FEMA 2000b), como se indica en la Tabla 5.2, se concluye también que el pórtico resistente a momentos no satisface los requerimientos de los niveles de comportamiento de ocupación inmediata y prevención de colapso. Los términos que aparecen en la Tabla 5.2 se explican a continuación:

- γ_a Coeficiente de incertidumbre analítico, sacado de la Tabla 2.12.
 γ Coeficiente de variabilidad de la demanda, sacado de la Tabla 2.13.
D Demanda máxima que arroja el análisis estructural.
 ϕ Factor de resistencia, obtenido de:
— la Tabla 2.14 para la respuesta global
— la Tabla 6.1 de FEMA 351 (FEMA 200b) para la respuesta local de conexiones tipo 2
— la Tabla 6.7 de FEMA 351 (FEMA 200b) para la respuesta local de conexiones tipo 1.
C Capacidad, obtenida de:
— la Tabla 2.14 para la respuesta global
— la Tabla 6.1 de FEMA 351 (FEMA 200b) para la respuesta local de conexiones tipo 2
— la Tabla 6.7 de FEMA 351 (FEMA 200b) para la respuesta local de conexiones tipo 1.
 β_{UT} Coeficiente de incertidumbre, obtenido de:
— la Tabla 2.15 y su nota 2 para la respuesta global
— la Tabla 2.16 y su nota 2 para la respuesta local.
 λ Parámetro índice de confianza calculado con la ecuación:

$$\lambda = \frac{\gamma_a D}{\phi C}$$

- k Pendiente de la curva de peligrosidad, en coordenadas log-log y que conservadoramente se toma igual a 3.
 K_x Variable para la cual se calcula la probabilidad de no excedencia, obtenida con la ecuación:

$$k_x = \left[\frac{1}{2} k \beta_{UT}^2 - \ln(\lambda) \right] \frac{1}{\beta_{UT}}$$

- $\Phi(K_x)$ Probabilidad acumulada estándar normal o nivel de confianza que puede hallarse por interpolación de la Tabla 2.10, o con la ecuación:

$$\Phi(k_x) = \int_{-\infty}^{k_x} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

Conexión:	Ocupación inmediata				Prevención de colapso			
	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 1		Tipo 2	
Respuesta:	Global	Local	Global	Local	Global	Local	Global	Local
γ_a	1,02	1,02	1,02	1,02	1,03	1,03	1,03	1,03
γ	1,50	1,50	1,40	1,40	1,30	1,30	1,40	1,40
D	0,119	0,119	0,119	0,119	0,119	0,119	0,119	0,119
ϕ	1,00	0,90	1,00	0,80	0,90	0,90	0,85	0,80
C	0,020	0,015	0,010	0,010	0,100	0,053	0,100	0,046
β_{UT}	0,15	0,25	0,15	0,25	0,25	0,25	0,30	0,30
λ	9,104	13,487	16,993	21,242	1,770	3,353	2,019	4,683
k	3	3	3	3	3	3	3	3
β_{UT}^2	0,023	0,063	0,023	0,063	0,063	0,063	0,090	0,090
K_x	-14,50	-10,03	-18,66	-11,85	-1,91	-4,46	-1,89	-4,70
Nivel conf:	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	0,00	0,03	0,00
Mínimo:	0,50	0,50	0,50	0,50	0,90	0,50	0,90	0,50
Veredicto:	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

Tabla 5.2. Evaluación de comportamiento de acuerdo con FEMA 351

5.5 Pórtico arriostrado de baja altura

El comportamiento del pórtico arriostrado se ve altamente controlado por la capacidad y ductilidad de los miembros que constituyen las riostras, los cuales al tener conexiones simples en sus extremos trabajan únicamente por carga axial. En el modelo matemático de este pórtico se tuvo en cuenta que en los miembros sometidos a carga axial la pérdida de resistencia obedece a una de dos posibles funciones dependiendo de si están trabajando en compresión o en tracción. Los parámetros de estas funciones, tomados de *FEMA 356* (*FEMA 2000a*), se muestran en la Tabla 4.9, cuyos términos corresponden a los de la Figura 4.1. Puesto que el programa RUAUMOKO contempla una sola función de degradación de resistencia por miembro fue necesario modelar las riostras de este pórtico como dos miembros estructurales coaxiales: uno que solo podía resistir fuerza de tracción y otro que solo podía resistir fuerza de compresión y a cada uno se le atribuyó la función de pérdida de resistencia correspondiente. Por otra parte, fue necesario adoptar una nueva función para las columnas centrales dado que al estar altamente restringidas en sus movimientos laterales su plastificación es inducida por la fuerza axial de compresión más que por los momentos flectores. Los valores adoptados se incluyen también en la Tabla 4.9.

Los resultados obtenidos en términos de series de tiempo de desplomes de piso se presentan en las Figuras 5.24 a 5.30 y los máximos se relacionan en la Tabla 5.3. La Figura 5.24 muestra que el sismo Benioff Calima escalado produce un desplome cercano a 0,4% en el piso 3. El sismo Benioff sintético escalado produce una deformación que apenas llega al 0,3 % en el mismo piso de acuerdo con la Figura 5.25.

La Figura 5.26 indica que en la planta baja habrá cierto grado de plastificación y se alcanzará un desplome de 0,6% bajo el sismo Romeral deconvolución. Similar comportamiento se presenta bajo el sismo Romeral sintético de acuerdo con la Figura 5.27. Bajo el sismo de Kobe se produce la máxima plastificación y se alcanza un desplome de 33%, como se muestra en la Figura 5.28. El sismo de Northridge produce la máxima degradación de resistencia de las columnas centrales, lo que se refleja en el comportamiento errático de la Figura 5.29. Finalmente, bajo el sismo de El Centro el desplome máximo será de solo 0,3% (Figura 5.30).

Al considerar únicamente los sismos de proyecto de Manizales se encuentra que la estructura arriostrada tiene un desplome máximo de 0,7%, que ocurre para un desplazamiento de techo de 0,034 m, al que le corresponde un desplazamiento espectral de 0,021m. De acuerdo con las curvas de fragilidad encontradas para este pódico (Figura 4.18), para este desplazamiento espectral las probabilidades de alcanzar los diversos estados de daño son las mostradas en la Figura 5.31. Puesto que la probabilidad de alcanzar o exceder el estado de daño moderado es de 36% puede afirmarse que el pódico arriostrado soporta adecuadamente el nivel de peligrosidad sísmica del proyecto.

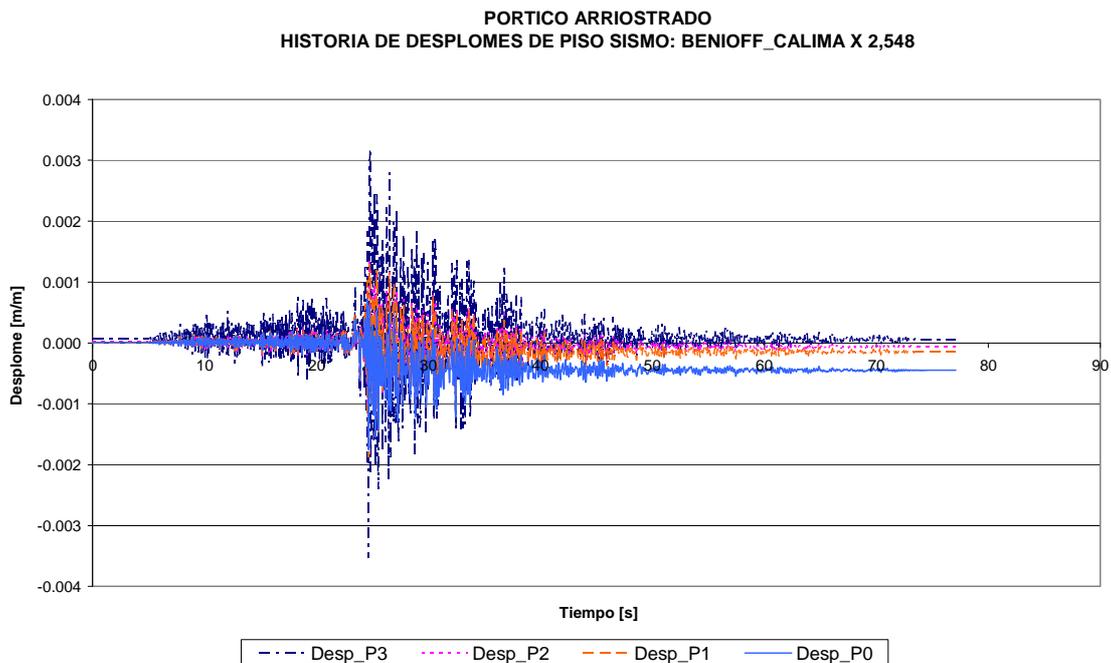


Figura 5.24. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Benioff Calima escalado

PORTICO ARRIOSTRADO
HISTORIA DE DESPLONES DE PISO SISMO: BENIOFF_SINTETICO X 7,198

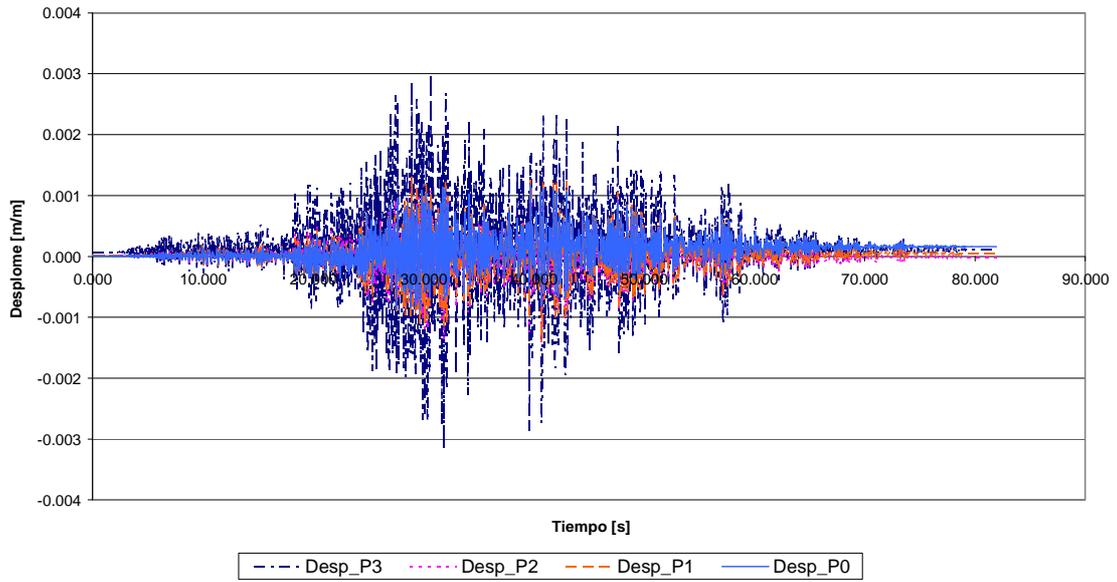


Figura 5.25. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Benioff sintético escalado

PORTICO ARRIOSTRADO
HISTORIA DE DESPLONES DE PISO SISMO: ROMERAL DECONVOLUCION X 1,718

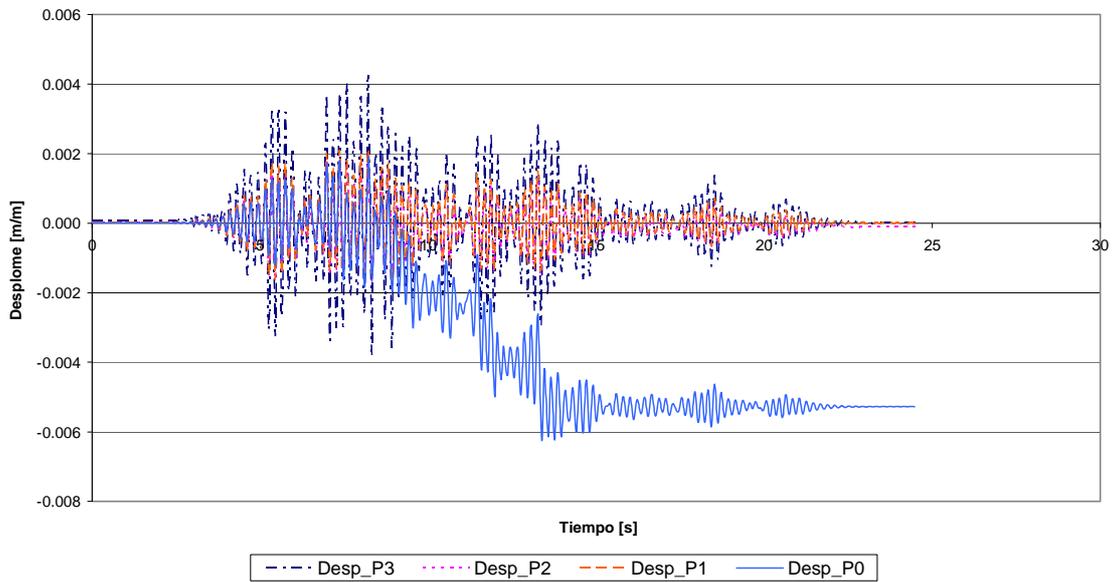


Figura 5.26. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral deconvolución escalado

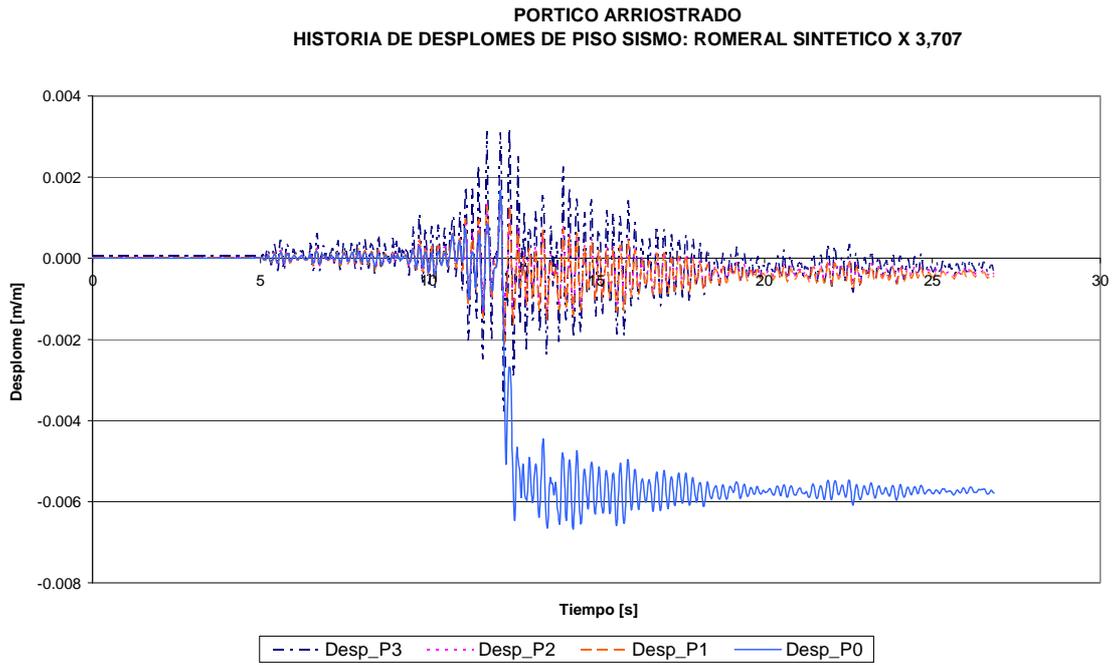


Figura 5.27. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral sintético escalado

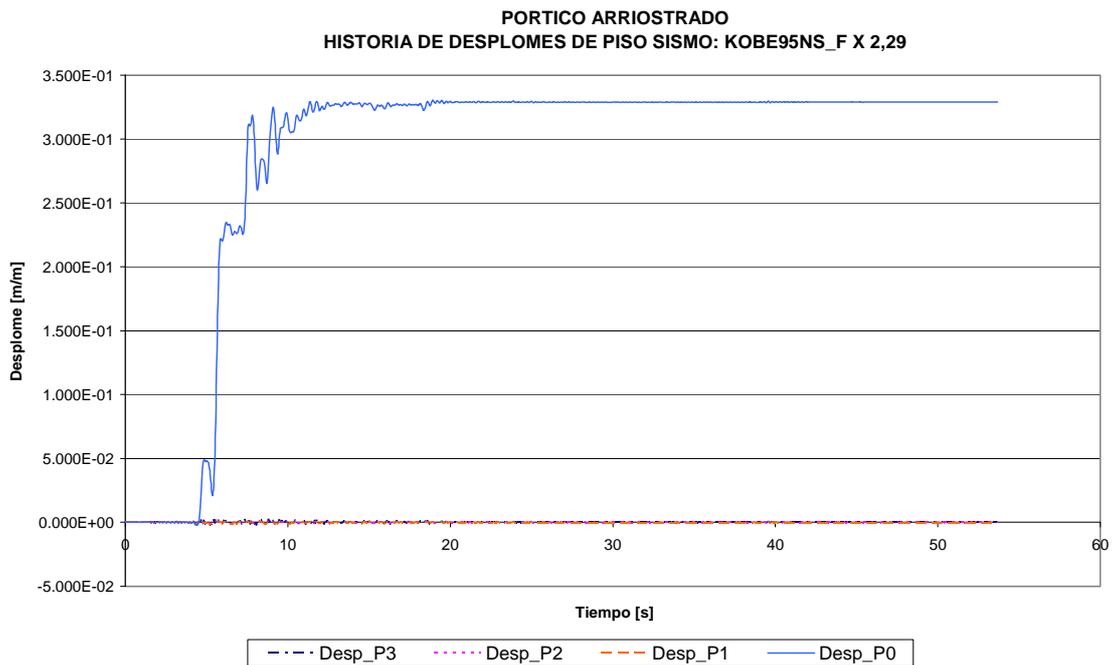


Figura 5.28. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Kobe escalado

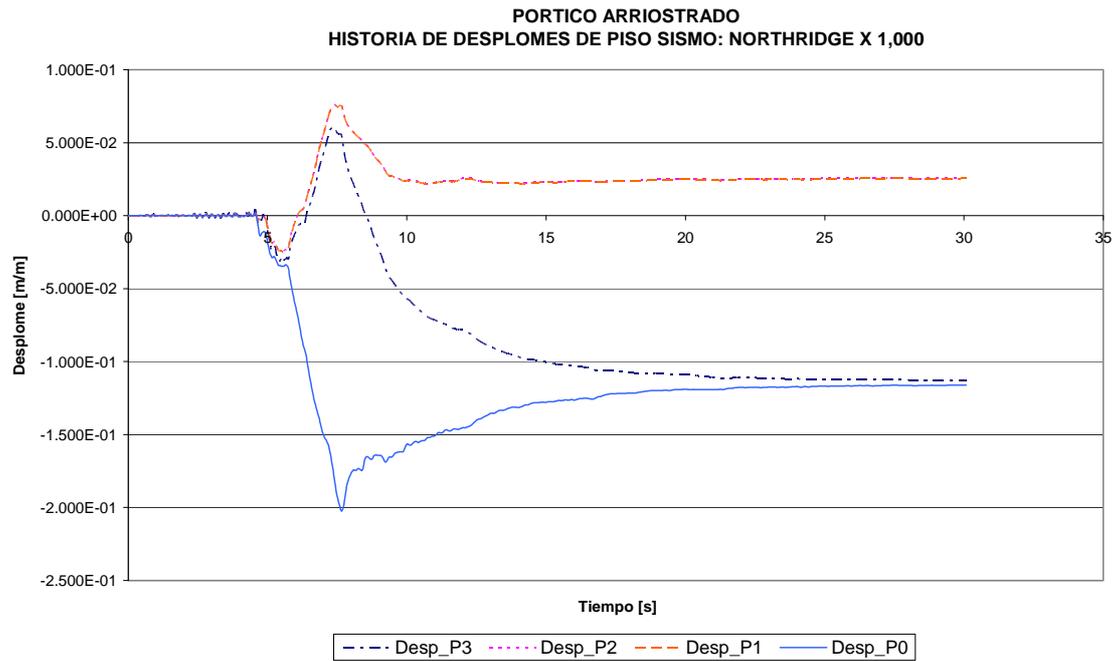


Figura 5.29. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Northridge

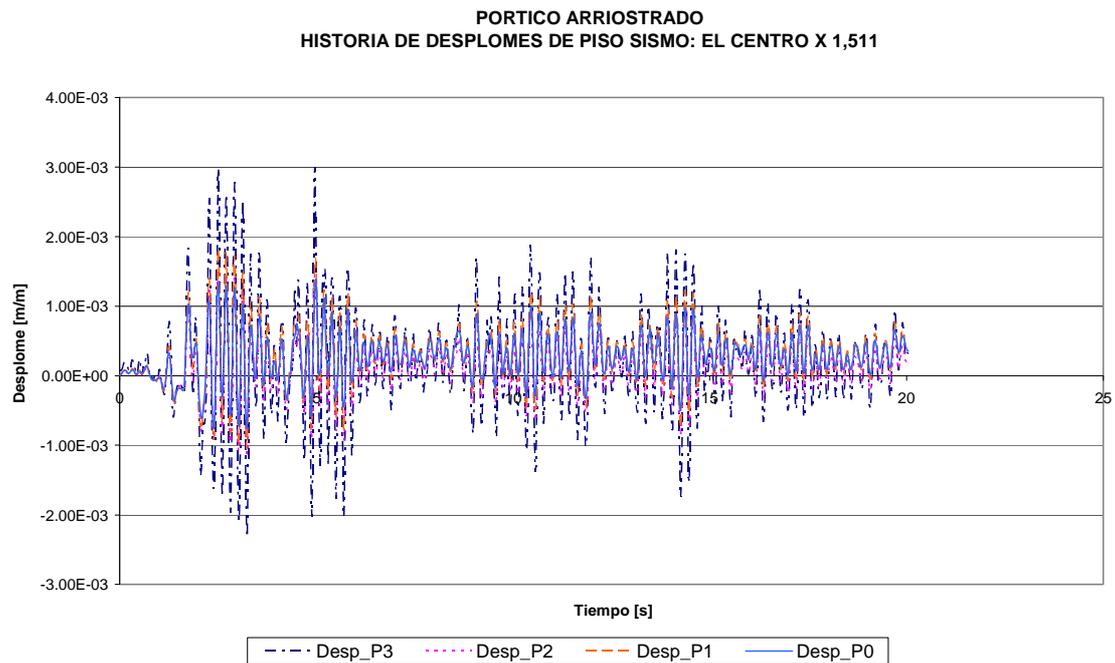


Figura 5.30. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de El Centro escalado

DESPLOMES MAXIMOS								
Sismo	Sentido	RELATIVOS					Máx. edificio	DE TECHO [m]
		Piso 3	Piso 2	Piso 1	Pl. Baja			
Benioff Calima x 2,548	Positivo	0,003	0,001	0,001	0,001	0,004	0,022	
	Negativo	-0,004	-0,002	-0,002	-0,002			
Benioff sintético x 7,198	Positivo	0,003	0,001	0,001	0,001	0,003	0,016	
	Negativo	-0,003	-0,001	-0,001	-0,001			
Romeral decon-volución x 1,718	Positivo	0,004	0,002	0,002	0,002	0,006	0,032	
	Negativo	-0,004	-0,002	-0,002	-0,006			
Romeral sintético x 3,707	Positivo	0,003	0,002	0,002	0,002	0,007	0,034	
	Negativo	-0,004	-0,002	-0,002	-0,007			
Kobe x 2,29	Positivo	0,003	0,002	0,002	0,331	0,331	1,036	
	Negativo	-0,002	-0,001	-0,002	-0,002			
Northridge	Positivo	0,061	0,076	0,076	0,002	0,202	0,632	
	Negativo	-0,113	-0,024	-0,025	-0,202			
El Centro x 1,511	Positivo	0,003	0,002	0,002	0,001	0,003	0,020	
	Negativo	-0,002	-0,001	-0,001	-0,001			
Promedio para todos los sismos:						0,079	0,256	
Máximo para todos los sismos:						0,331	1,036	

Tabla 5.3. Valores máximos de desplome en pórtico arriostrado

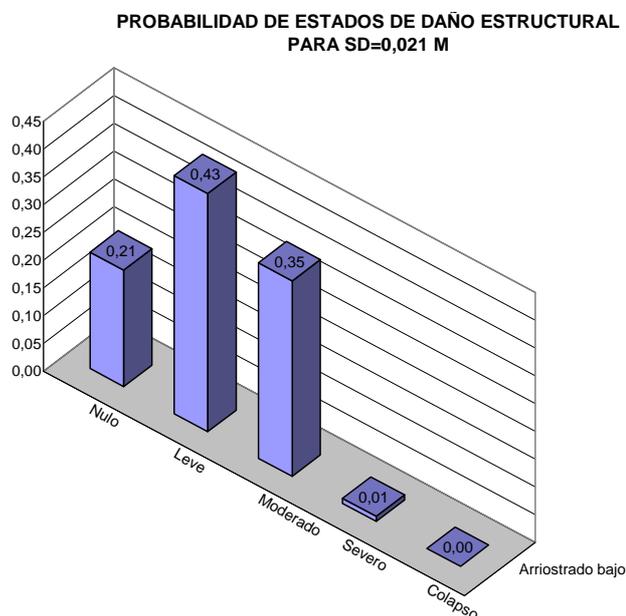


Figura 5.31. Histograma de probabilidad de daño para $S_d = 0.021$ m

No obstante resulta inquietante el resultado que presenta el pórtico arriostrado cuando es sometido a los sismos de Kobe y de Northridge en comparación con el pórtico resistente a momentos. Al comparar las Tablas 5.1 y 5.3 se nota que bajo el sismo de Kobe el pórtico resistente a momentos tiene un desplome total de 0,555 m mientras que el arriostrado se desploma 1,036m. Así mismo el desplome producido por el sismo de

Northridge es mayor en el pórtico arriostrado (0.632 m) que en el resistente a momentos (0,414 m). Nótese que este fenómeno no depende del factor de escala pues, si bien es cierto que en el caso del sismo de Kobe este factor es mayor en el pórtico arriostrado, lo contrario es cierto en el caso del sismo de Northridge. Además, como se indicó antes, bajo el sismo de Northridge se produce la máxima degradación de resistencia de las columnas centrales. Más bien este comportamiento es el resultado de que al plastificarse las riostras de la planta baja, mientras el resto del pórtico permanece rígido, se presenta una situación similar a la de los edificios con planta baja débil en la que un bloque muy sólido produce una deformación excesiva en una sola planta débil sin dar lugar a que miembros estructurales de otros pisos contribuyan a la resistencia y también plastifiquen. En el pórtico resistente a momentos, en cambio, se permite que miembros estructurales de otros pisos participen en la resistencia a la fuerza horizontal y como resultado las deformaciones no son tan excesivas.

5.6 Pórtico resistente a momentos de baja altura

En esta sección se analiza dinámicamente el pórtico resistente a momentos de baja altura que se presentó en la sección 4.5, el cual por sí mismo tiene la rigidez suficiente para haber sido empleado en el edificio prototipo en lugar de los pórticos arriostrados, razón por la cual se toma como representativo de los pórticos resistentes a momento de baja altura. Sus miembros estructurales y parámetros de comportamiento plástico se muestran en la Figura 4.20 y en la Tabla 4.12. Su período fundamental es de 0,64 s y por lo tanto se revisó que las ordenadas espectrales de los sismos aplicados no fueran inferiores a las correspondientes del espectro de respuesta de proyecto en el rango (0,128 1,280) [s]. Los resultados obtenidos aparecen en las Figuras 5.32 a 5.38. Los valores máximos de desplome se relacionan en la Tabla 5.4 y la evaluación de comportamiento de acuerdo con FEMA 351 (FEMA 2000b) aparece en la Tabla 5.5.

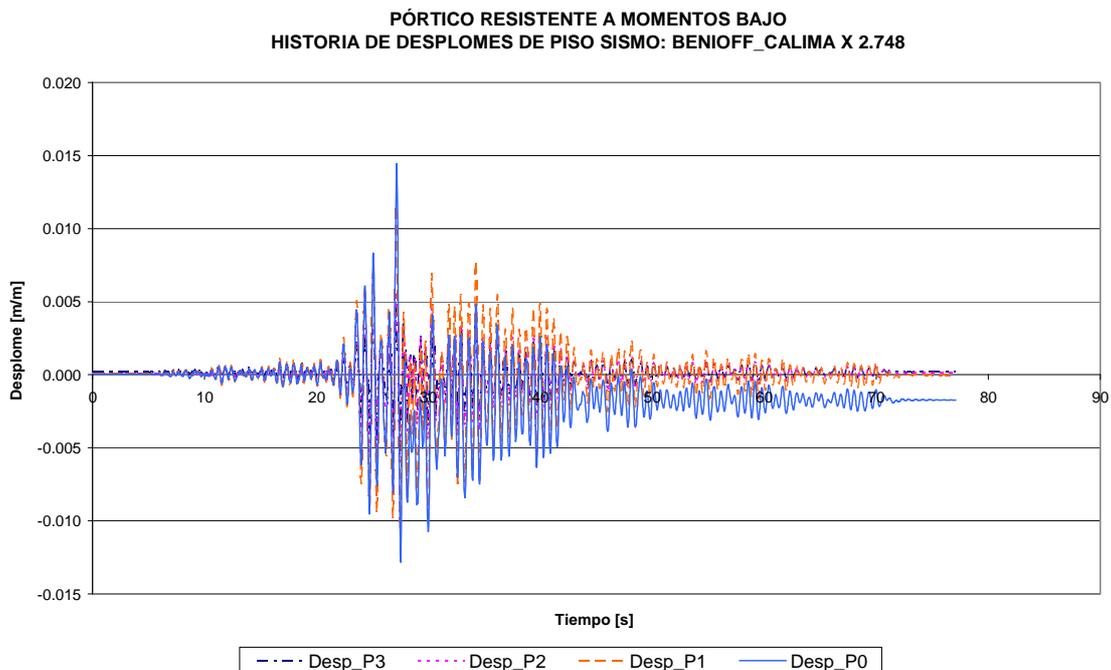


Figura 5.32. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Benioff Calima escalado

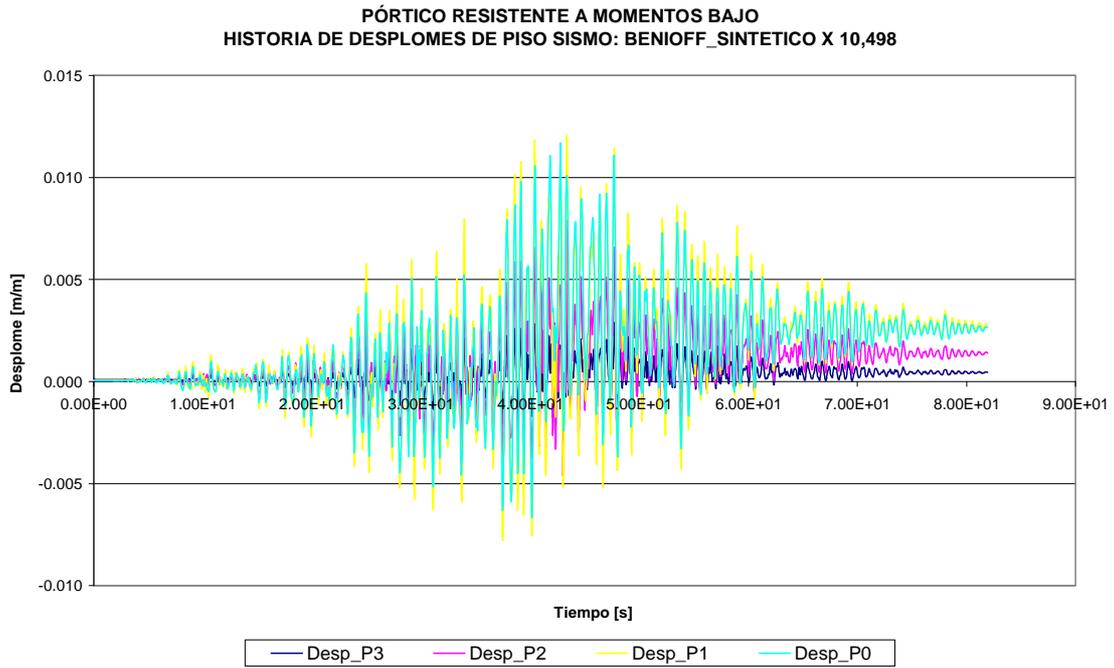


Figura 5.33. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Benioff sintético escalado

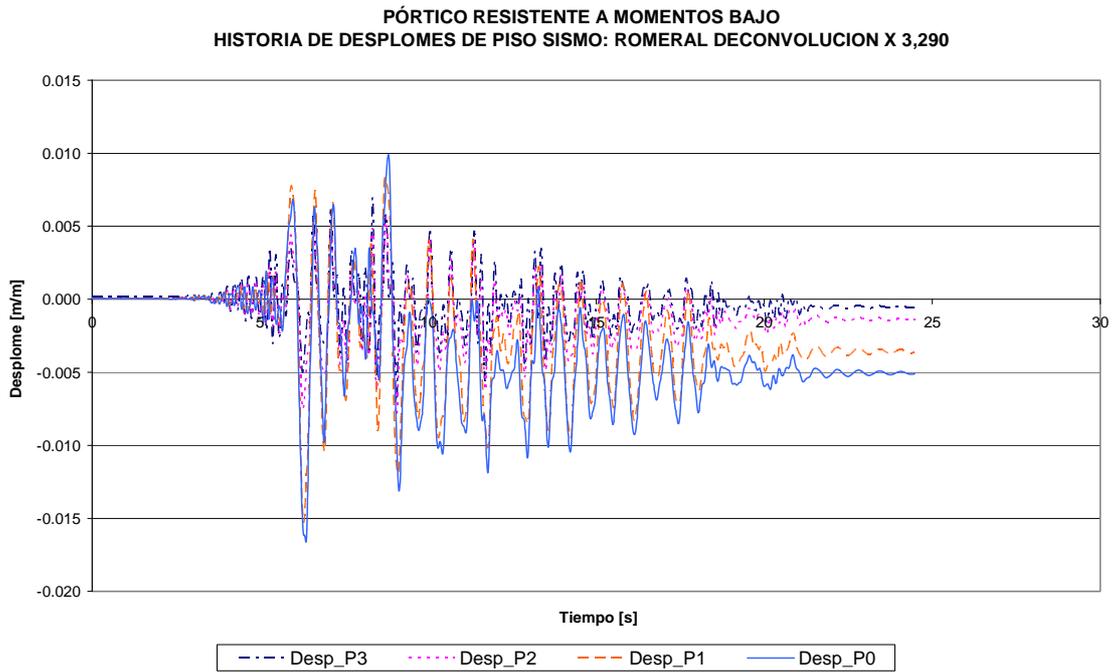


Figura 5.34. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral deconvolución escalado

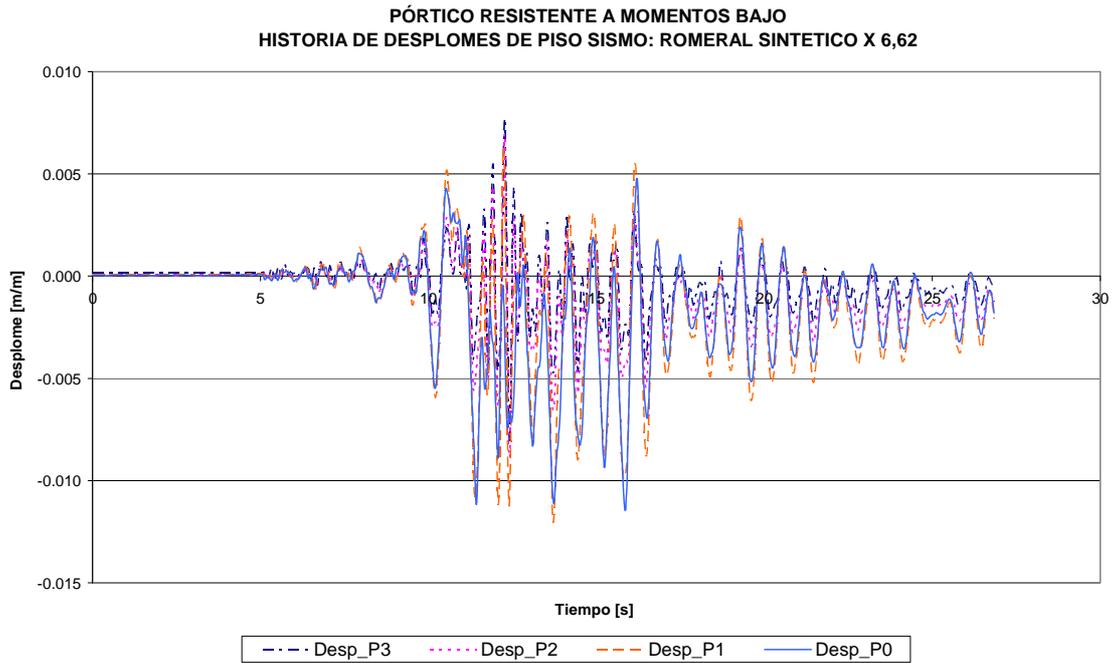


Figura 5.35. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral sintético escalado

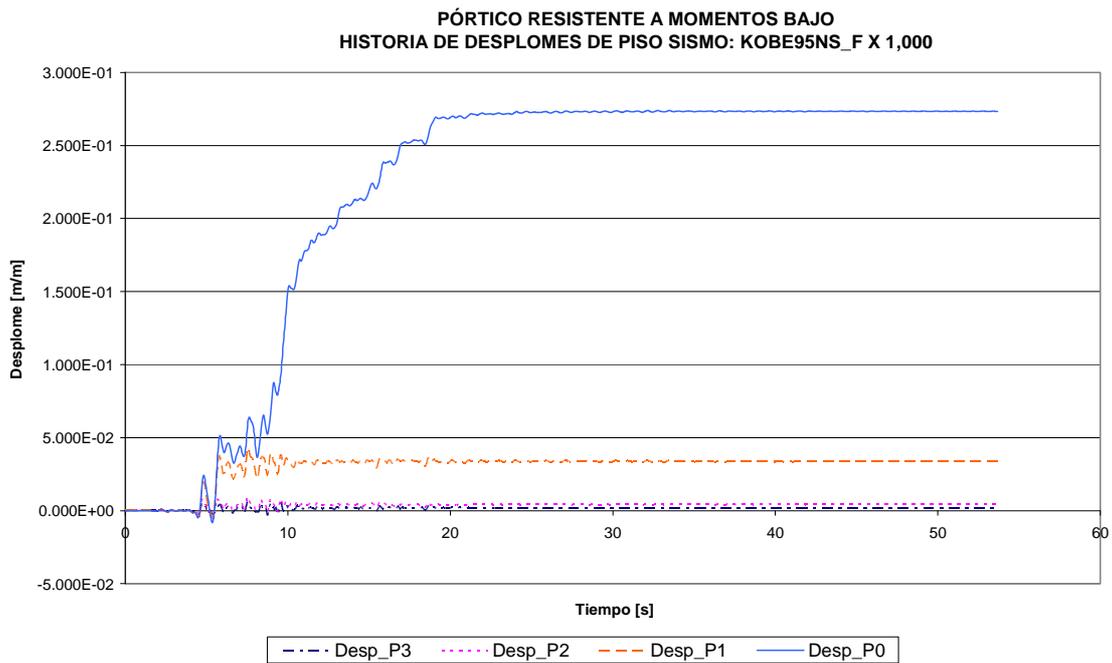


Figura 5.36. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Kobe

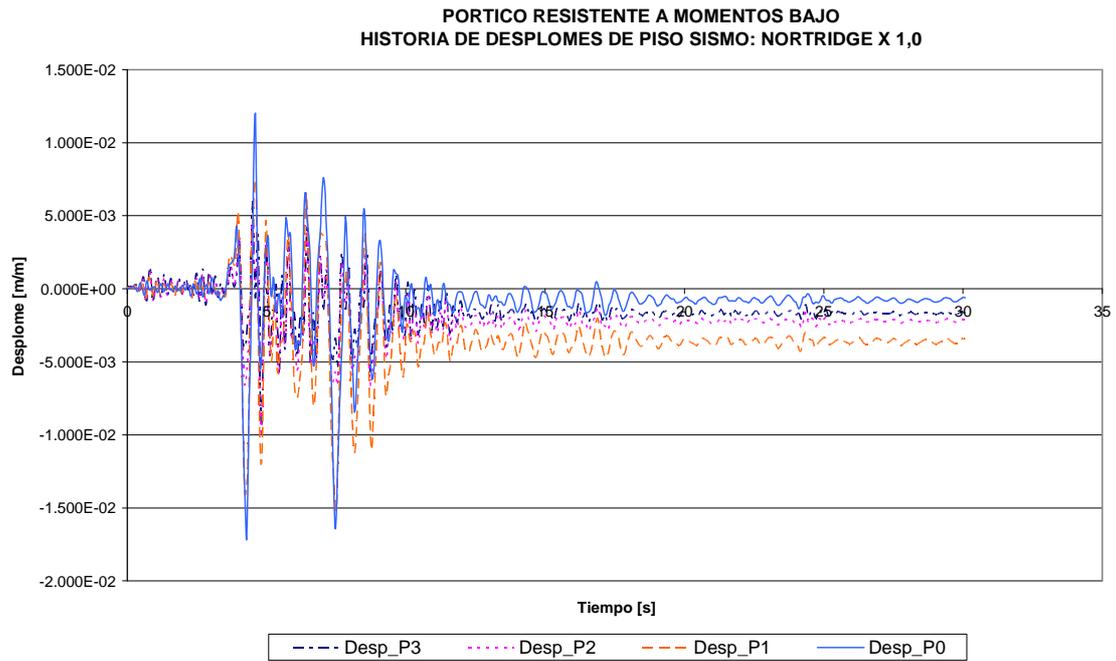


Figura 5.37. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Northridge

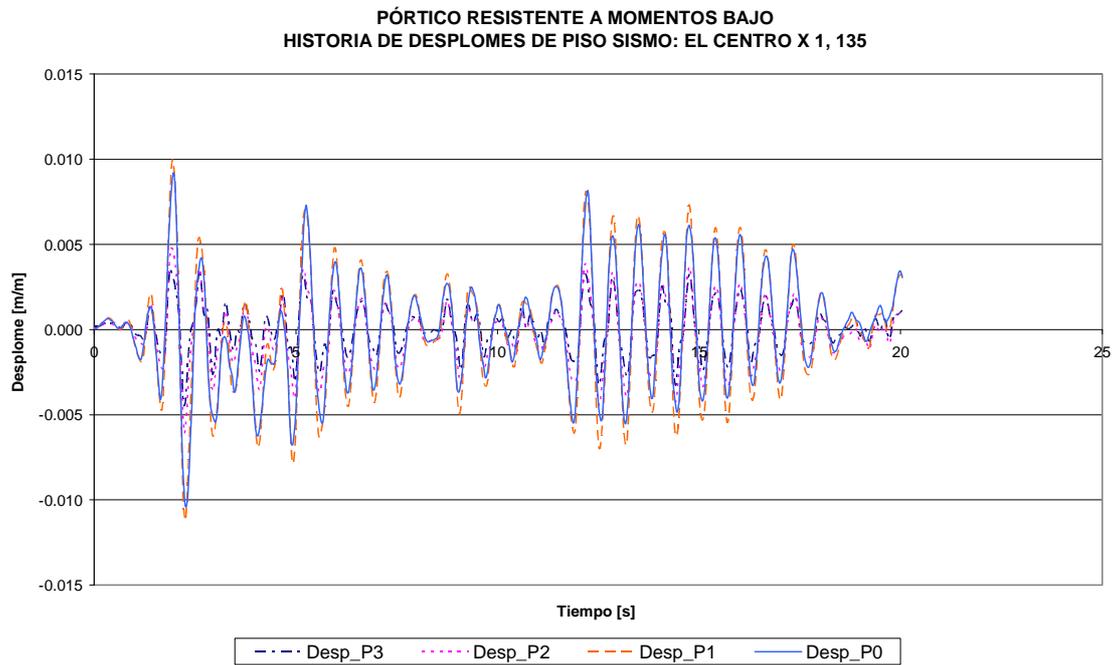


Figura 5.38. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de El Centro escalado

DESPLOMES MAXIMOS							
Sismo	Sentido	RELATIVOS					TECHO
		Piso 3	Piso 2	Piso 1	Pl. Baja	Máx. edificio	[m]
Benioff Calima	Positivo	0,005	0,006	0,012	0,014	0,014	0,092
	Negativo	-0,006	-0,006	-0,011	-0,013		
Benioff sintético	Positivo	0,004	0,008	0,012	0,012	0,012	0,104
	Negativo	-0,003	-0,005	-0,008	-0,007		
Romeral deconv.	Positivo	0,007	0,006	0,008	0,010	0,017	0,129
	Negativo	-0,007	-0,008	-0,015	-0,017		
Romeral sintético	Positivo	0,008	0,007	0,006	0,005	0,012	0,101
	Negativo	-0,008	-0,009	-0,012	-0,011		
Kobe	Positivo	0,006	0,010	0,043	0,274	0,274	0,981
	Negativo	-0,003	-0,003	-0,006	-0,008		
Northridge	Positivo	0,006	0,005	0,007	0,012	0,017	0,122
	Negativo	-0,009	-0,010	-0,015	-0,017		
El Centro	Positivo	0,004	0,005	0,010	0,009	0,011	0,093
	Negativo	-0,004	-0,006	-0,011	-0,010		
Promedio para todos los sismos:						0,051	0,232
Máximo para todos los sismos:						0,274	0,981

Tabla 5.4. Valores máximos de desplome en pórtico resistente a momentos bajo

Conexión:	Ocupación inmediata				Prevención de colapso			
	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 1		Tipo 2	
Respuesta:	Global	Local	Global	Local	Global	Local	Global	Local
γ_a	1,02	1,02	1,02	1,02	1,03	1,03	1,03	1,03
γ	1,50	1,50	1,40	1,40	1,30	1,30	1,40	1,40
D	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017
ϕ	1,00	0,90	1,00	0,80	0,90	0,90	0,85	0,80
C	0,020	0,015	0,010	0,010	0,100	0,053	0,100	0,046
β_{UT}	0,15	0,25	0,15	0,25	0,25	0,25	0,30	0,30
λ	1,301	1,927	2,428	3,035	0,253	0,479	0,288	0,669
k	3	3	3	3	3	3	3	3
β_{UT}^2	0,023	0,063	0,023	0,063	0,063	0,063	0,090	0,090
K_x	-1,53	-2,25	-5,69	-4,07	5,87	3,32	4,59	1,79
Nivel conf:	0,06	0,01	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,96
Mínimo:	0,50	0,50	0,50	0,50	0,90	0,50	0,90	0,50
Veredicto:	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Tabla 5.5. Evaluación de comportamiento de acuerdo con FEMA 351 (Variables calculadas como se explicó en la Tabla 5.2)

El máximo valor de desplome de techo obtenido con los sismos de proyecto para Manizales es de 0,129 m, asociado a un desplazamiento espectral de 0,088 m y, de acuerdo con las curvas de fragilidad de la Figura 4.23, al vector de daño: [0,09 0,32 0,49 0,09 0,00], que corresponde a la probabilidad de alcanzar los estados de daño nulo, leve, moderado, severo y colapso, en su orden. De acuerdo con esto la probabilidad de que se alcance el estado de daño moderado o mayor es de 58%, por lo cual el comportamiento del pórtico es apenas aceptable. Además la Figura 5.34 indica que bajo el sismo Romeral deconvolución se puede producir un desplome permanente en la planta baja de 0,5%. En contraste, con el método estático no lineal del capítulo 4 se encontró una probabilidad de solo el 40% de alcanzar o exceder el estado de daño moderado. En todo caso la probabilidad de que se produzca el colapso es casi nula, lo cual coincide con los resultados obtenidos con la metodología de FEMA 351 (FEMA 2000b), mostrados en la Tabla 5.5, que indican que el pórtico cumple para el estado de servicio de prevención de colapso pero no para el de ocupación inmediata. Por otra parte, el sismo de Kobe produciría el colapso total de la estructura, como se aprecia en la Figura 5.36, según la cual el desplome de la planta baja alcanzaría el 27%. No obstante este sismo representa una peligrosidad sísmica superior a la del proyecto y se presenta aquí solo para efectos de comparación.

5.7 Pórtico arriostrado de altura media

En esta sección se analiza dinámicamente el pórtico arriostrado de altura media que se presentó en la sección 4.6, cuyos miembros estructurales y parámetros de comportamiento plástico se muestran en la Figura 4.25 y en la Tabla 4.14. Su período fundamental es de 0,62 s y por lo tanto se revisó que las ordenadas espectrales de los sismos aplicados no fueran inferiores a las correspondientes del espectro de respuesta de proyecto en el rango (0,124 1,240) [s]. Los resultados obtenidos aparecen en las Figuras 5.39 a 5.45. Los valores máximos de desplome se relacionan en la Tabla 5.6.

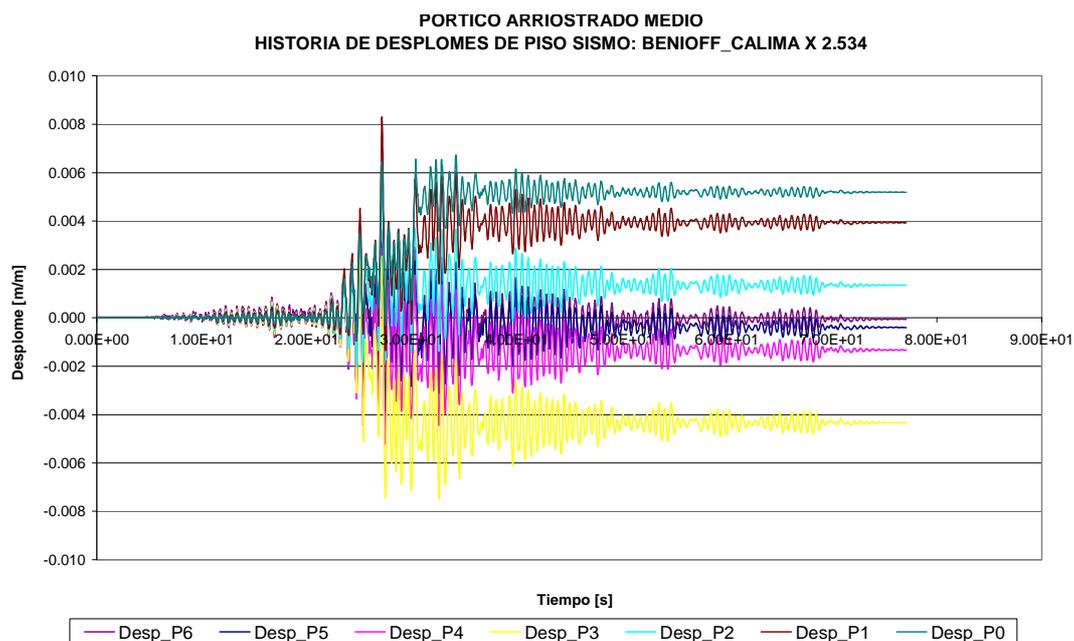


Figura 5.39. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Benioff Calima escalado

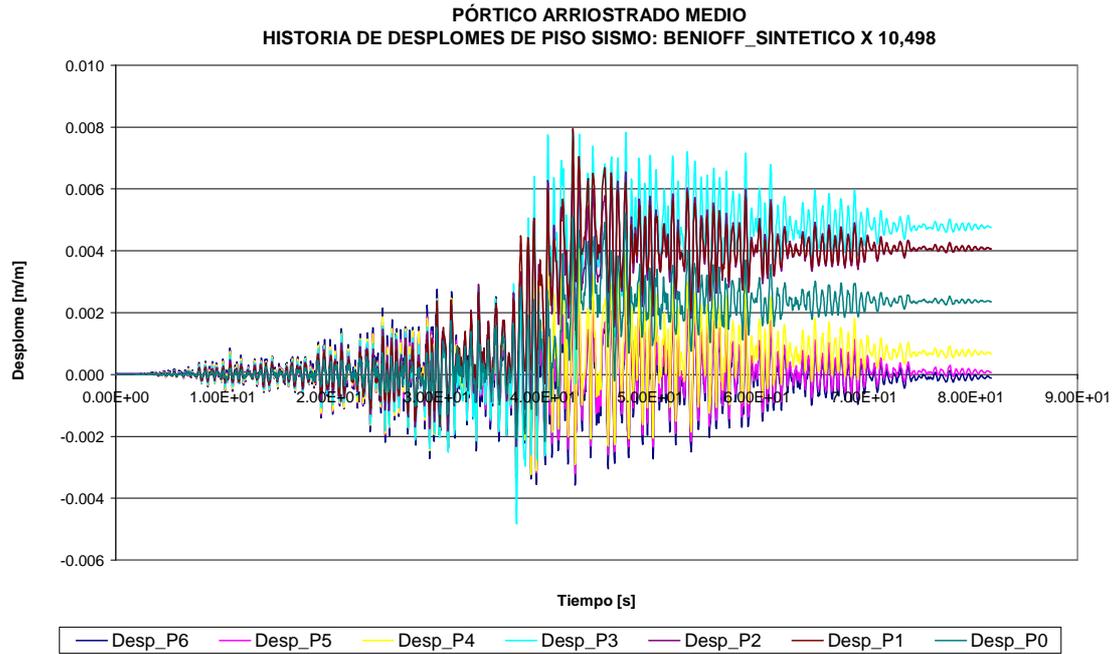


Figura 5.40. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Benioff sintético escalado

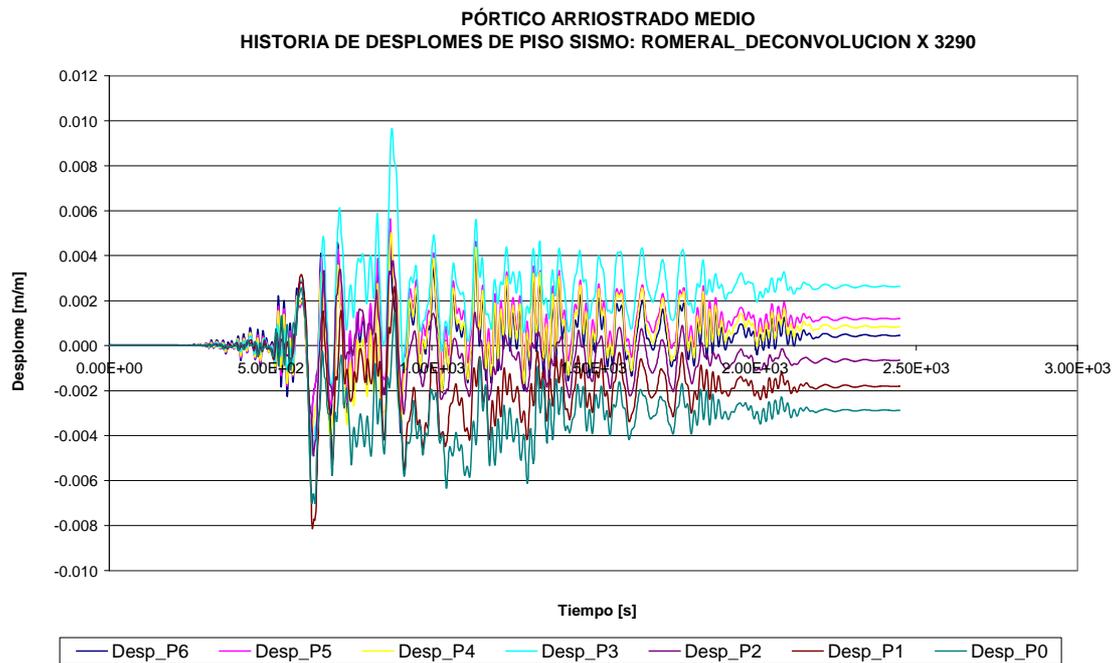


Figura 5.41. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral deconvolución escalado

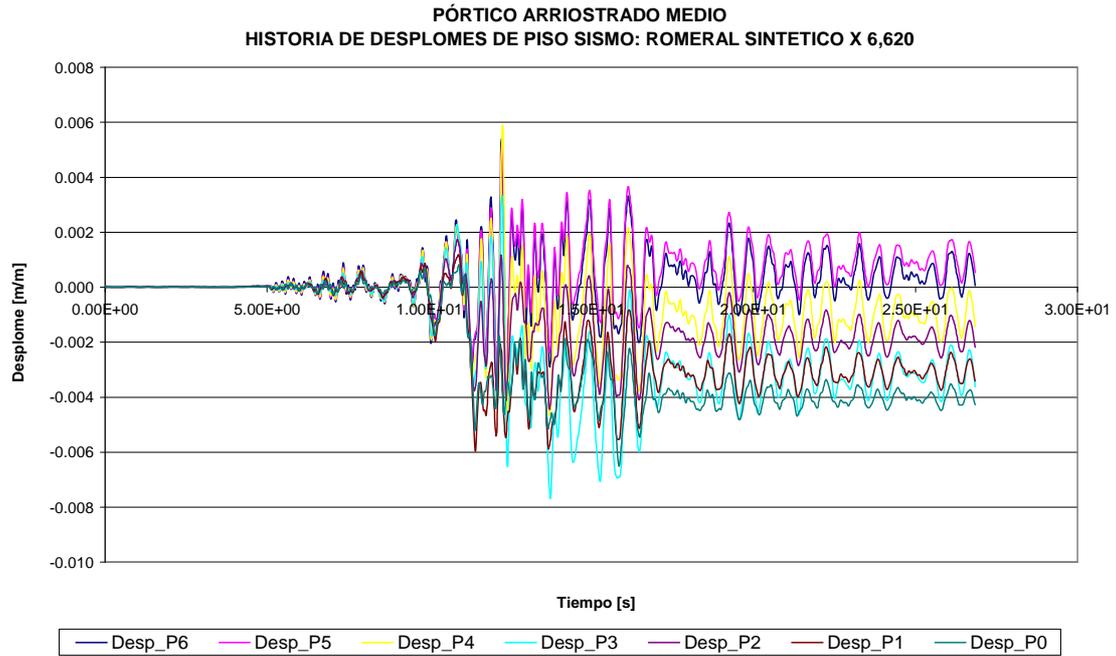


Figura 5.42. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral sintético escalado

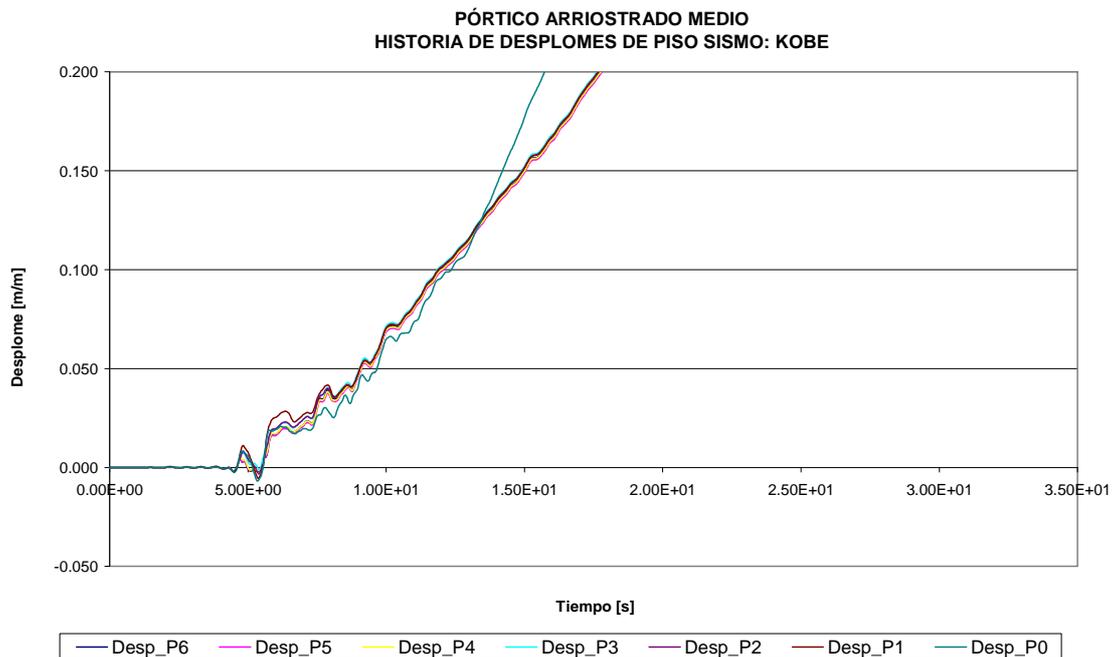


Figura 5.43. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Kobe

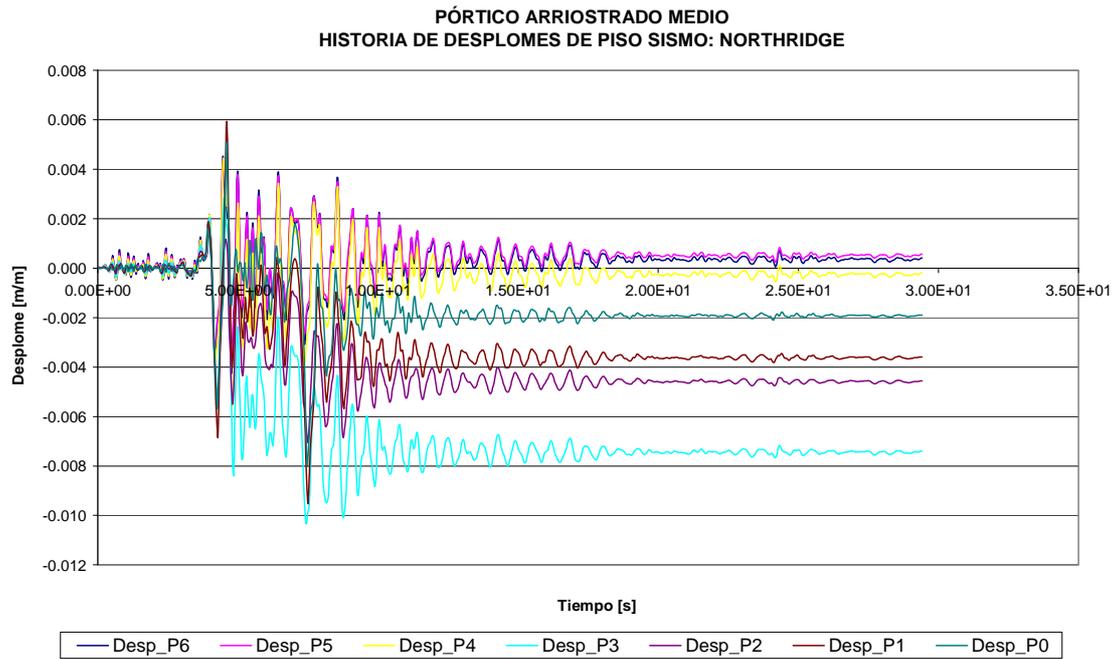


Figura 5.44. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Northridge

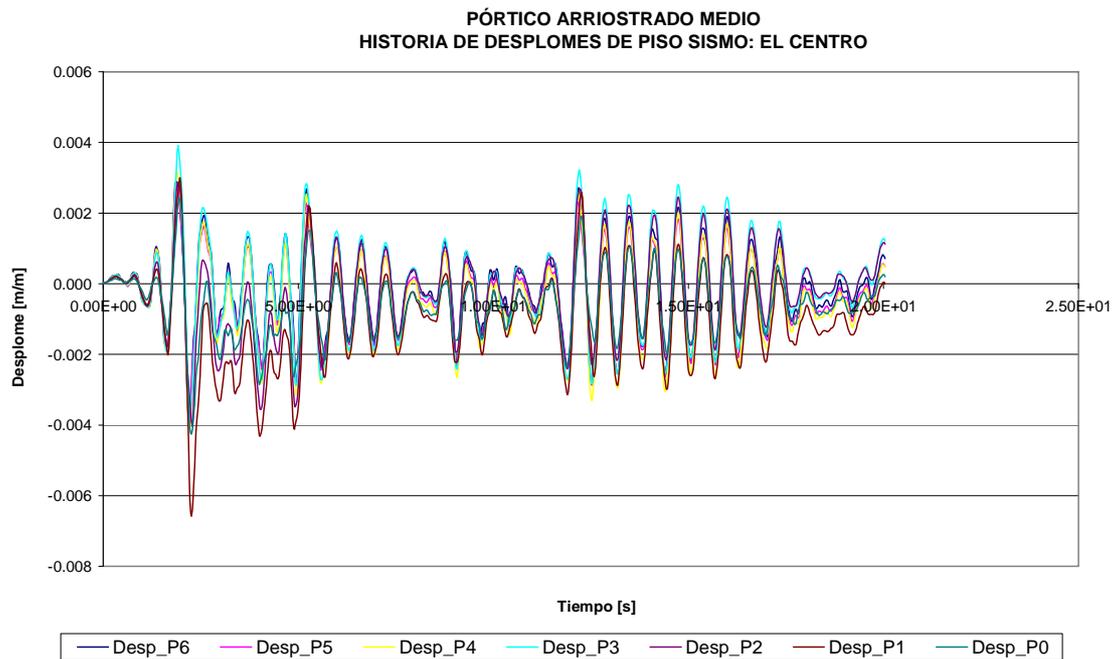


Figura 5.45. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de El Centro escalado

DESPLOMES MAXIMOS										
Sismo	Sentido	RELATIVOS							Máx. edificio	TECHO
		Piso 6	Piso 5	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1	Pl. Baja		[m]
Benioff Calima	Positivo	0,004	0,003	0,003	0,003	0,006	0,008	0,007	0,008	0,092
	Negativo	-0,004	-0,004	-0,005	-0,007	-0,002	-0,001	-0,001		
Benioff sintético	Positivo	0,004	0,003	0,004	0,008	0,007	0,008	0,005	0,008	0,118
	Negativo	-0,004	-0,003	-0,003	-0,005	-0,002	-0,002	-0,002		
Romeral deconv.	Positivo	0,005	0,006	0,005	0,010	0,004	0,003	0,003	0,010	0,106
	Negativo	-0,004	-0,004	-0,005	-0,005	-0,005	-0,008	-0,007		
Romeral sintético	Positivo	0,005	0,005	0,006	0,003	0,002	0,001	0,001	0,008	0,101
	Negativo	-0,004	-0,004	-0,005	-0,008	-0,004	-0,006	-0,007		
Kobe	Positivo	0,522	0,513	0,514	0,517	0,719	2,391	1,578	2,391	21,072
	Negativo	-0,002	-0,002	-0,002	-0,003	-0,003	-0,006	-0,007		
Northridge	Positivo	0,005	0,004	0,004	0,003	0,002	0,006	0,005	0,010	0,126
	Negativo	-0,004	-0,004	-0,006	-0,010	-0,007	-0,010	-0,008		
El Centro	Positivo	0,003	0,003	0,003	0,004	0,003	0,003	0,002	0,007	0,089
	Negativo	-0,004	-0,004	-0,004	-0,004	-0,004	-0,007	-0,004		
Promedio para todos los sismos:									0,349	3,101
Máximo para todos los sismos:									2,391	21,072

Tabla 5.6. Valores máximos de desplome en pórtico arriostrado de altura media

El máximo valor de desplome de techo obtenido con los sismos de proyecto para Manizales es de 0,118 m, asociado a un desplazamiento espectral de 0,076 m y, de acuerdo con las curvas de fragilidad de la Figura 4.28, al vector de daño: [0,02 0,56 0,33 0,08 0,01], que corresponde a la probabilidad de alcanzar los estados de daño nulo, leve, moderado, severo y colapso, en su orden. De acuerdo con esto la probabilidad de que se alcance el estado de daño moderado o mayor es de 42%, por lo cual el comportamiento del pórtico es bueno, aunque de nuevo inferior al calculado con el método estático no lineal, que para dichos estados de daño fue de solo 28%. De acuerdo con las Figuras 5.35 y 5.36 se pueden esperar deformaciones permanentes del orden de 0,5% en la planta baja y en la planta 3. Por otra parte, el sismo de Kobe produciría el colapso total de la estructura, como se aprecia en la Figura 5.39. No obstante este sismo representa una peligrosidad sísmica superior a la del proyecto y se presenta aquí solo para efectos de comparación.

5.8 Pórtico resistente a momentos de altura media

En esta sección se analiza dinámicamente el pórtico resistente a momentos de altura media que se presentó en la sección 4.7, cuyos miembros estructurales y parámetros de comportamiento plástico se muestran en la Figura 4.30 y en la Tabla 4.16. Su período fundamental es de 0,97 s y por lo tanto se revisó que las ordenadas espectrales de los

sismos aplicados no fueran inferiores a las correspondientes del espectro de respuesta de proyecto en el rango (0,194 1,940) [s]. Los resultados obtenidos aparecen en las Figuras 5.42 a 5.48. Los valores máximos de desplome se relacionan en la Tabla 5.7 y la evaluación de comportamiento de acuerdo con FEMA 351 (FEMA 2000b) aparece en la Tabla 5.8.

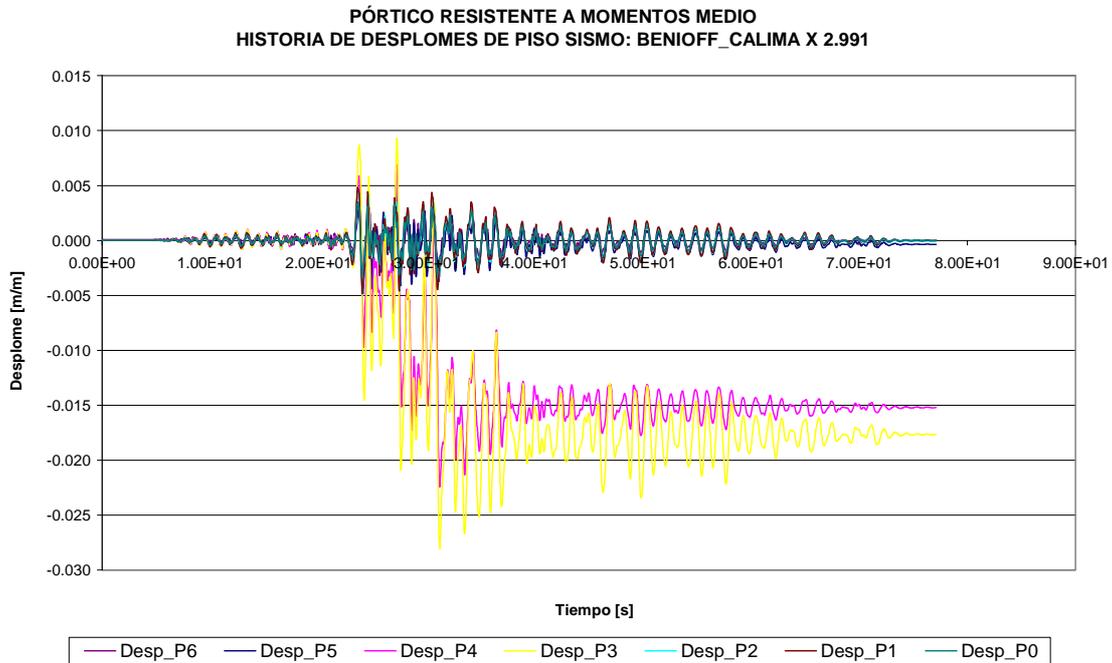


Figura 5.46. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Benioff Calima escalado

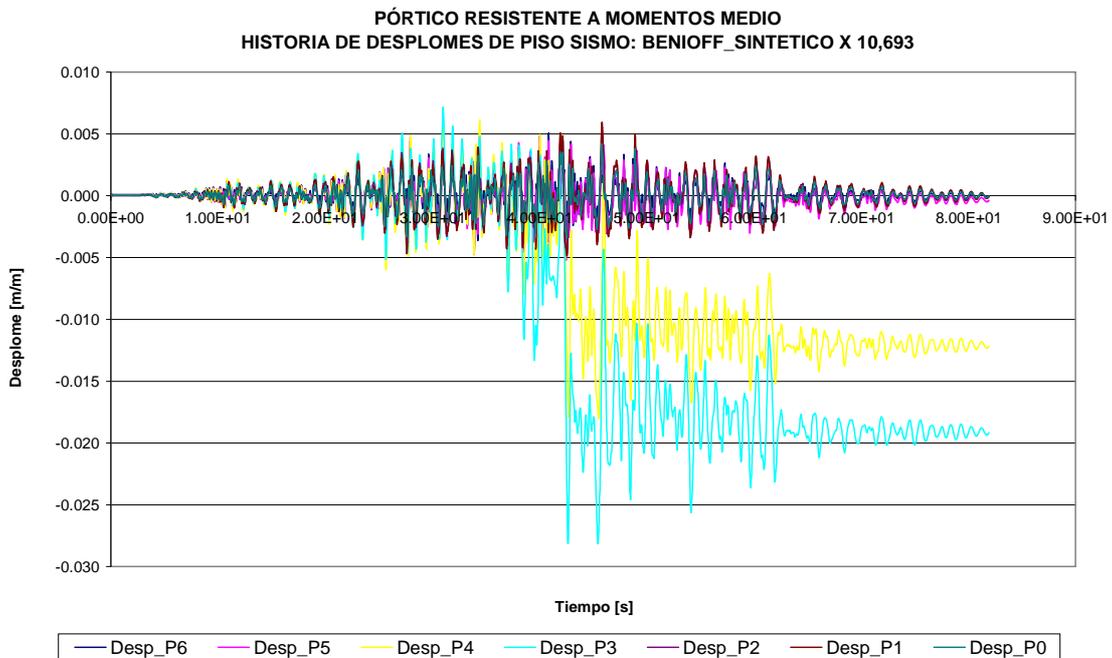


Figura 5.47. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Benioff sintético escalado

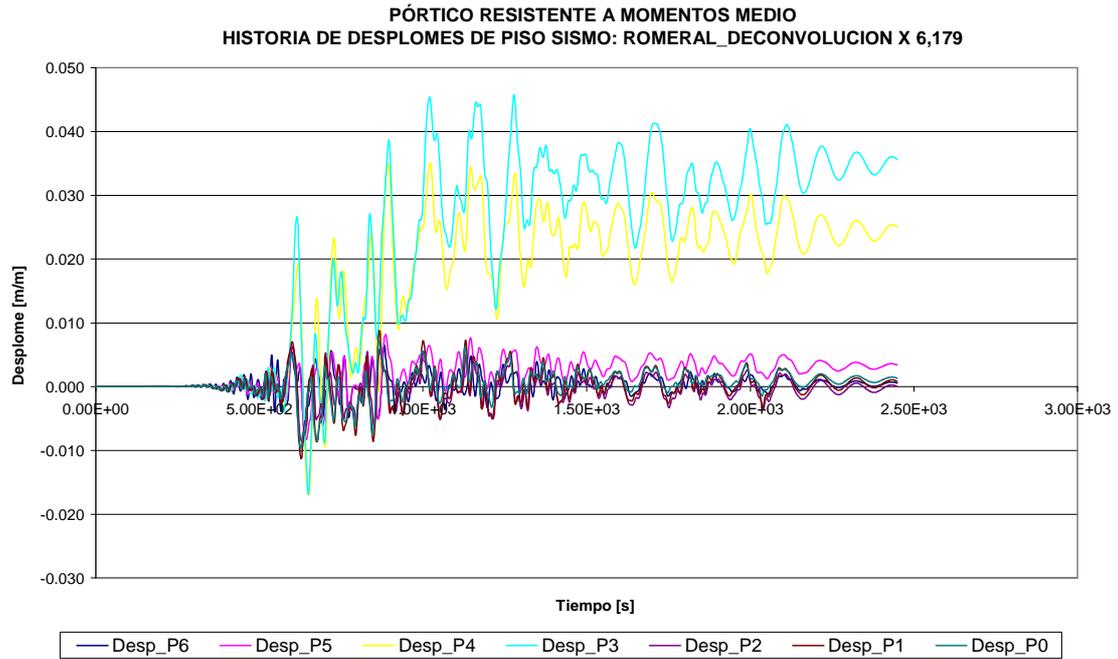


Figura 5.48. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral deconvolución escalado

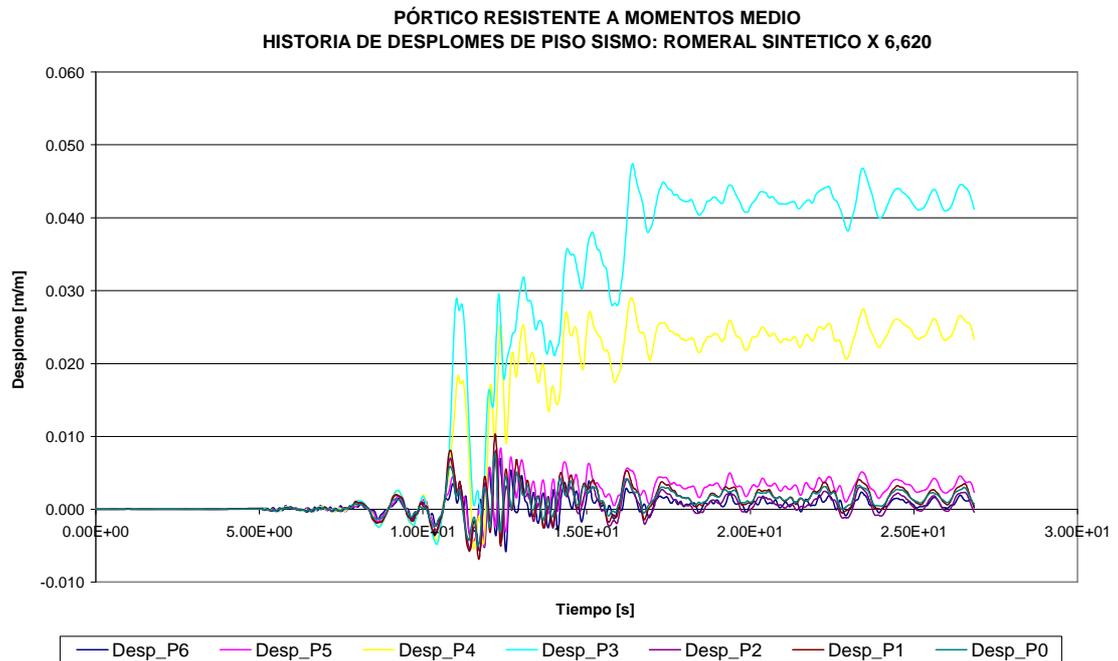


Figura 5.49. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral sintético escalado

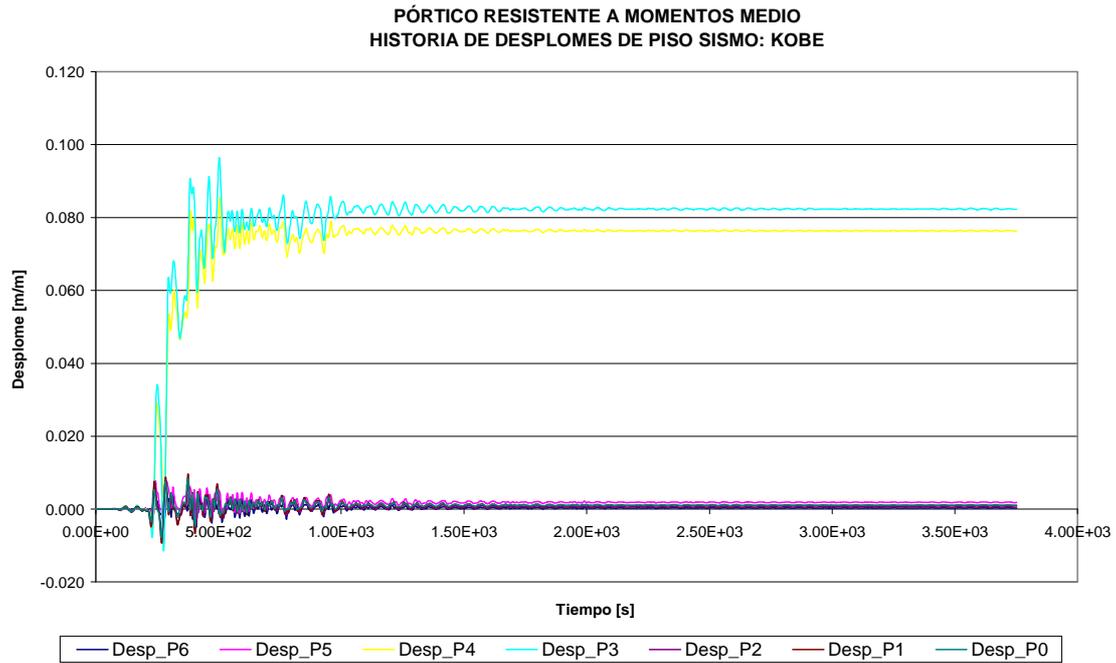


Figura 5.50. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Kobe

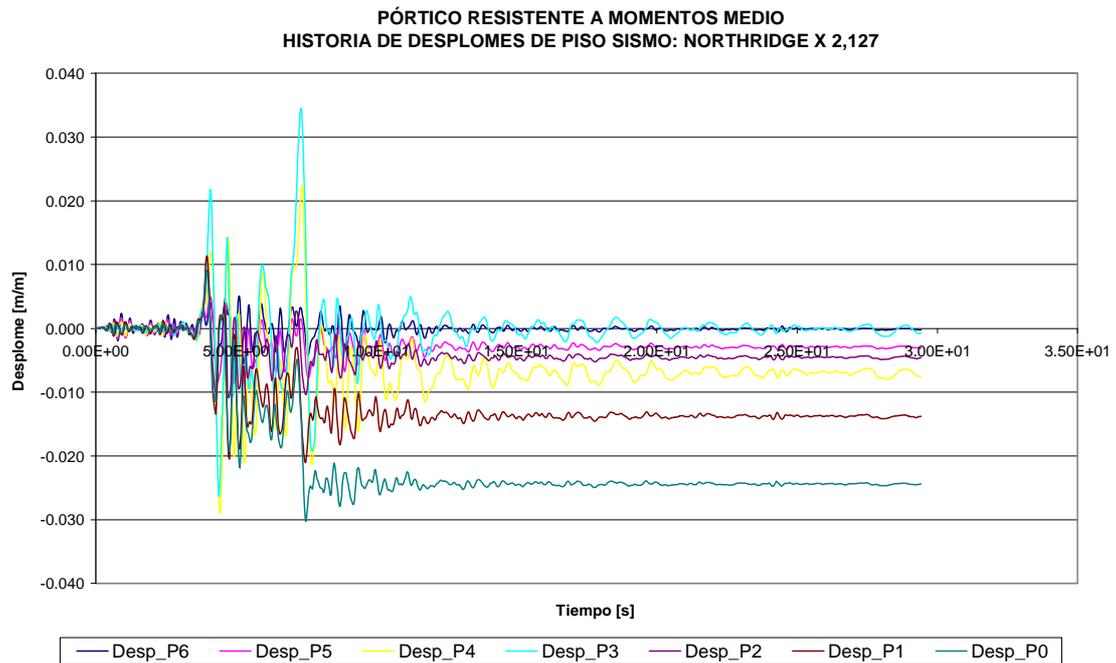


Figura 5.51. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Northridge

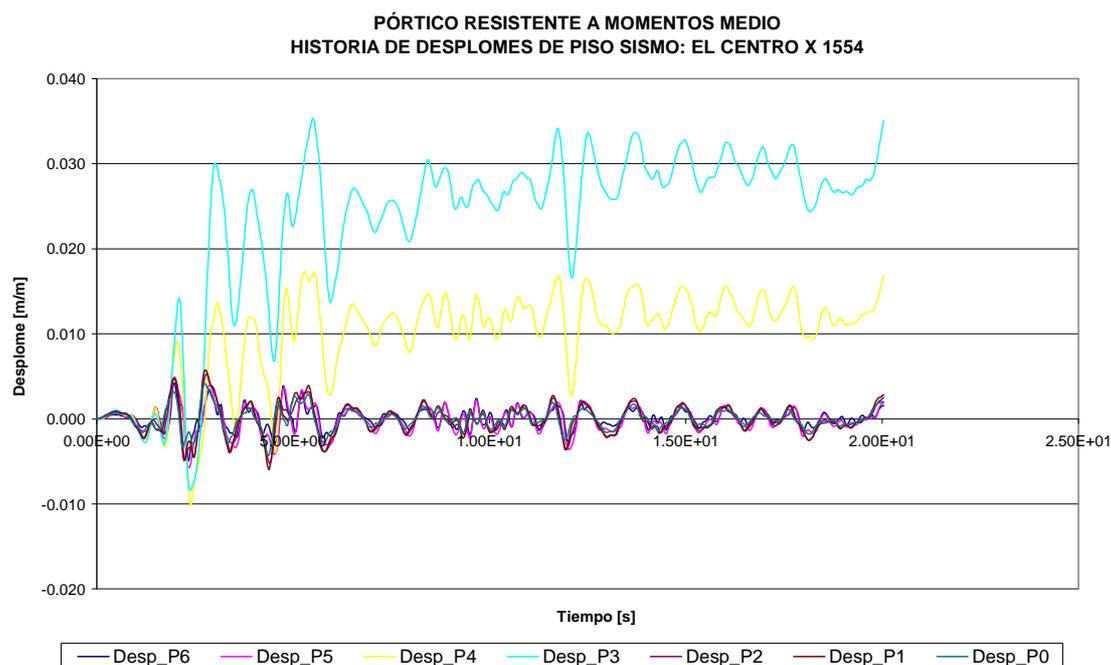


Figura 5.52. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de El Centro escalado

DESPLONES MAXIMOS										
Sismo	Sentido	RELATIVOS							Máx. edificio	TECHO
		Piso 6	Piso 5	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1	Pl. Baja		
Benioff Calima	Positivo	0,004	0,005	0,007	0,009	0,005	0,005	0,003	0,028	0,194
	Negativo	-0,004	-0,005	-0,022	-0,028	-0,005	-0,005	-0,003		
Benioff sintético	Positivo	0,005	0,005	0,006	0,007	0,006	0,006	0,004	0,028	0,181
	Negativo	-0,005	-0,005	-0,018	-0,028	-0,005	-0,005	-0,003		
Romeral deconv.	Positivo	0,007	0,008	0,035	0,046	0,006	0,009	0,007	0,046	0,286
	Negativo	-0,007	-0,008	-0,017	-0,017	-0,009	-0,011	-0,010		
Romeral sintético	Positivo	0,007	0,008	0,029	0,047	0,008	0,010	0,008	0,047	0,291
	Negativo	-0,006	-0,005	-0,005	-0,005	-0,006	-0,007	-0,005		
Kobe	Positivo	0,006	0,008	0,085	0,096	0,007	0,010	0,008	0,096	0,513
	Negativo	-0,005	-0,004	-0,007	-0,011	-0,007	-0,009	-0,008		
Northridge	Positivo	0,005	0,005	0,022	0,035	0,009	0,011	0,009	0,035	0,288
	Negativo	-0,006	-0,009	-0,029	-0,026	-0,011	-0,021	-0,030		
El Centro	Positivo	0,004	0,005	0,017	0,035	0,005	0,006	0,004	0,035	0,196
	Negativo	-0,005	-0,006	-0,010	-0,008	-0,005	-0,006	-0,004		
Promedio para todos los sismos:									0,045	0,279
Máximo para todos los sismos:									0,096	0,513

Tabla 5.7. Valores máximos de desplome pórtico resistente a momentos de altura media

Conexión:	Ocupación inmediata				Prevención de colapso			
	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 1		Tipo 2	
Respuesta:	Global	Local	Global	Local	Global	Local	Global	Local
γ_a	1,02	1,02	1,02	1,02	1,06	1,06	1,06	1,06
γ	1,40	1,40	1,30	1,30	1,20	1,20	1,50	1,50
D	0,047	0,047	0,047	0,047	0,047	0,047	0,047	0,047
φ	1,00	0,90	0,90	0,80	0,85	0,90	0,70	0,80
C	0,020	0,015	0,010	0,010	0,100	0,049	0,080	0,042
β_{UT}	0,15	0,25	0,15	0,25	0,35	0,30	0,40	0,35
λ	3,356	4,972	6,925	7,790	0,703	1,350	1,334	2,214
k	3	3	3	3	3	3	3	3
β_{UT}^2	0,023	0,063	0,023	0,063	0,123	0,090	0,160	0,123
K_x	-7,85	-6,04	-12,68	-7,84	1,53	-0,55	-0,12	-1,75
Nivel conf:	0,00	0,00	0,00	0,00	0,94	0,29	0,45	0,04
Mínimo:	0,50	0,50	0,50	0,50	0,90	0,50	0,90	0,50
Veredicto:	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple	No cumple

Tabla 5.8. Evaluación de comportamiento de acuerdo con FEMA 351
(Variables calculadas como se explicó en la Tabla 5.2)

El máximo desplome de techo bajo los cuatro sismos de proyecto es de 0,291 m, que corresponde a un desplazamiento espectral de 0,203 m y al vector de daño: [0,09 0,30 0,42 0,16 0,02], tomado de las curvas de la Figura 4.33, que, en su orden, contiene las probabilidades de ocurrencia de los estados de daño nulo, leve, moderado, severo y colapso. Por lo tanto la probabilidad de alcanzar o exceder el estado de daño moderado es de tanto como 60%. Las Figuras 5.46 a 5.49 coinciden en señalar que se presentarán desplomes permanentes en los pisos 3 y 4 del orden de hasta casi 5%. Estos inadecuados resultados coinciden con los de la Tabla 5.8 que muestra que, de acuerdo con la metodología de FEMA 351, este pórtico no cumple para el estado de servicio de ocupación inmediata y solo cumpliría el de prevención de colapso, desde el punto de vista de comportamiento global, si las uniones fueran de tipo 1 (las conexiones tipo 1 son capaces de resistir una demanda de desplome local relativo de 0,04 radianes sin fracturarse o experimentar degradación de resistencia). No obstante su comportamiento ante el sismo de Kobe es notoriamente superior al del pórtico arriostrado de la misma altura, evidentemente porque en este último, una vez que se plastifican las riostras de la planta baja, se produce un fenómeno similar al de planta baja débil, que conlleva al colapso de dicha planta mientras que el resto del edificio permanece bastante rígido. Los resultados obtenidos contrastan en gran manera con los del análisis estático no lineal, según los cuales la probabilidad de alcanzar o exceder el estado de daño moderado es de 25%.

5.9 Pórtico arriostrado de gran altura

En esta sección se analiza dinámicamente el pórtico arriostrado de gran altura que se presentó en la sección 4.8, cuyos miembros estructurales y parámetros de

comportamiento plástico se muestran en la Figura 4.35 y en la Tabla 4.18. Su período fundamental es de 1,33 s y por lo tanto se revisó que las ordenadas espectrales de los sismos aplicados no fueran inferiores a las correspondientes del espectro de respuesta de proyecto en el rango (0,266 2,660) [s]. Los resultados obtenidos aparecen en las Figuras 5.53 a 5.55. Los valores máximos de desplome se relacionan en la Tabla 5.9.

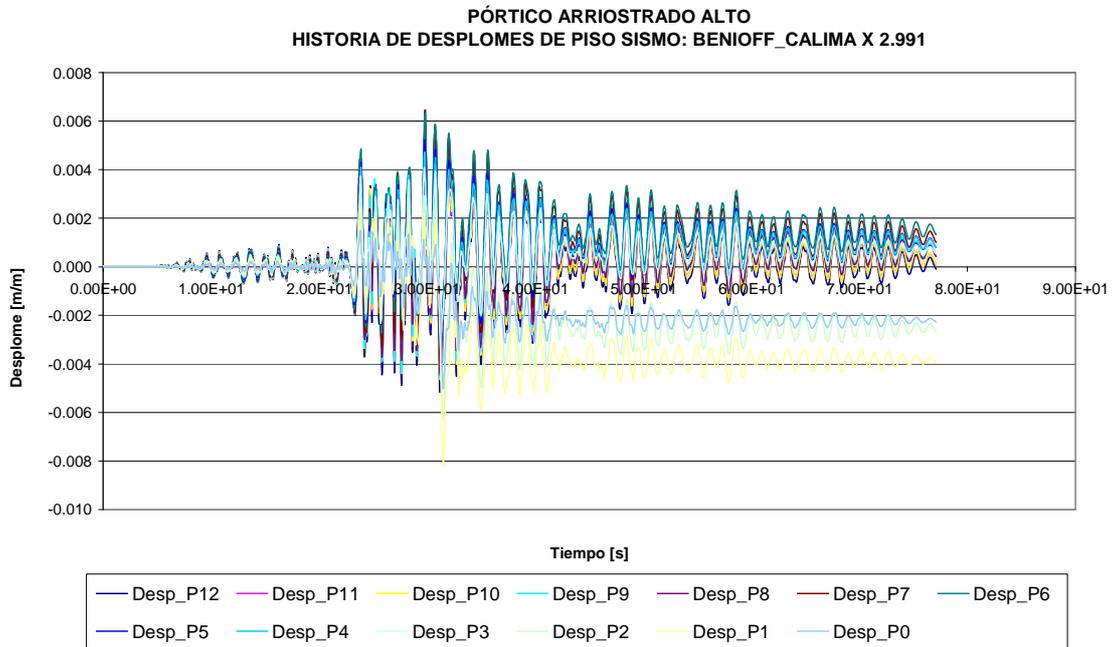


Figura 5.53. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Benioff Calima escalado

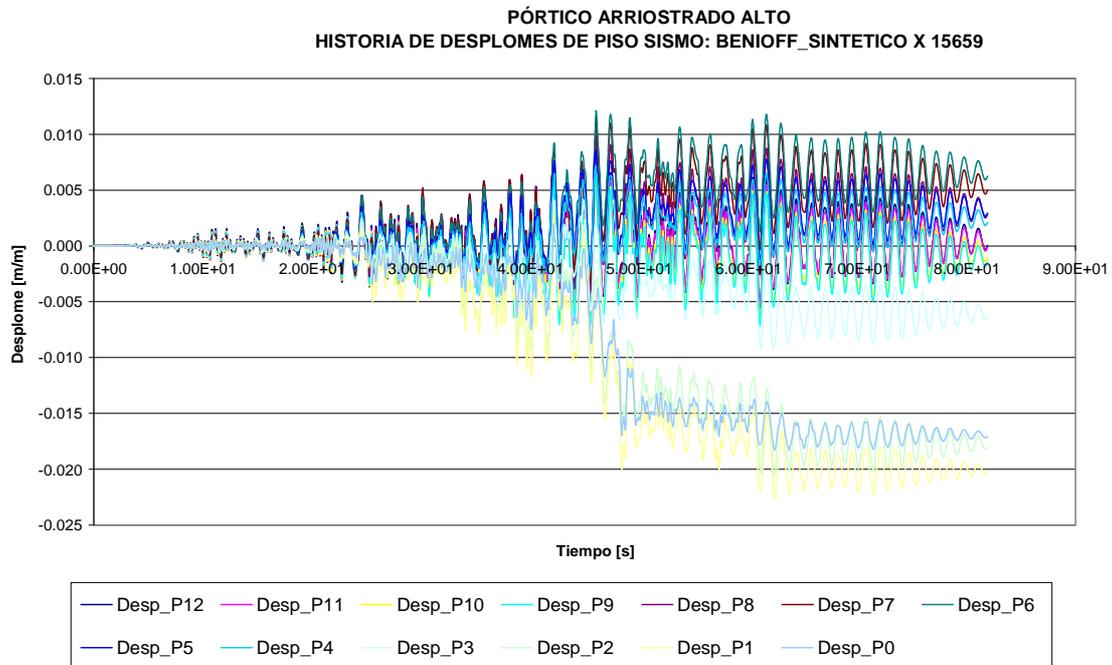


Figura 5.54. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Benioff sintético escalado

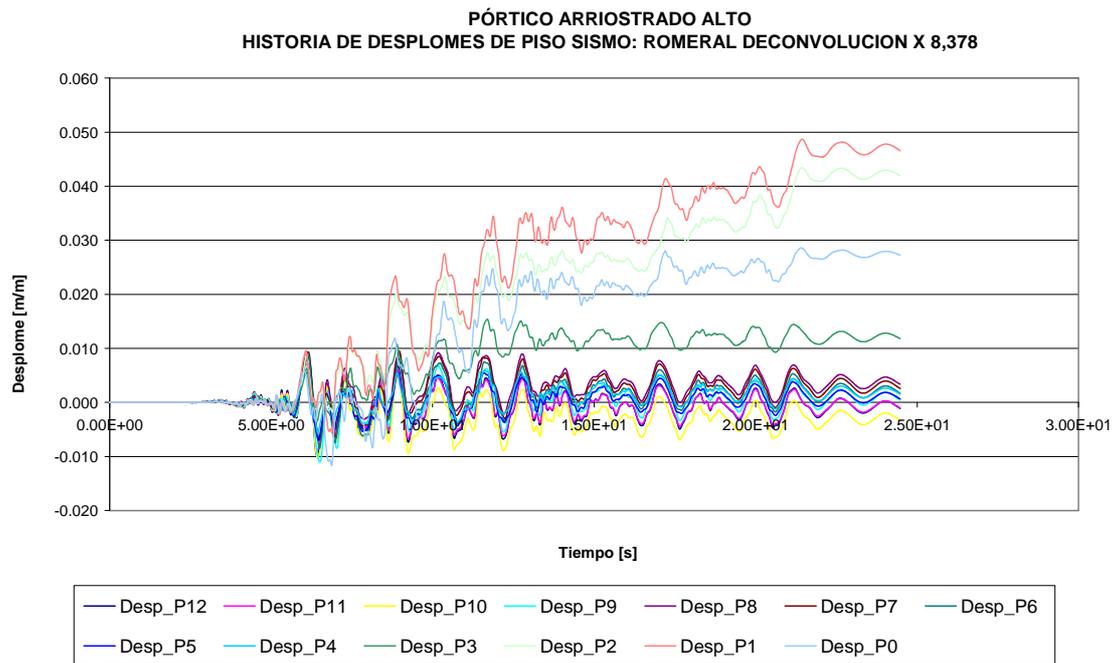


Figura 5.55. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral deconvolución escalado

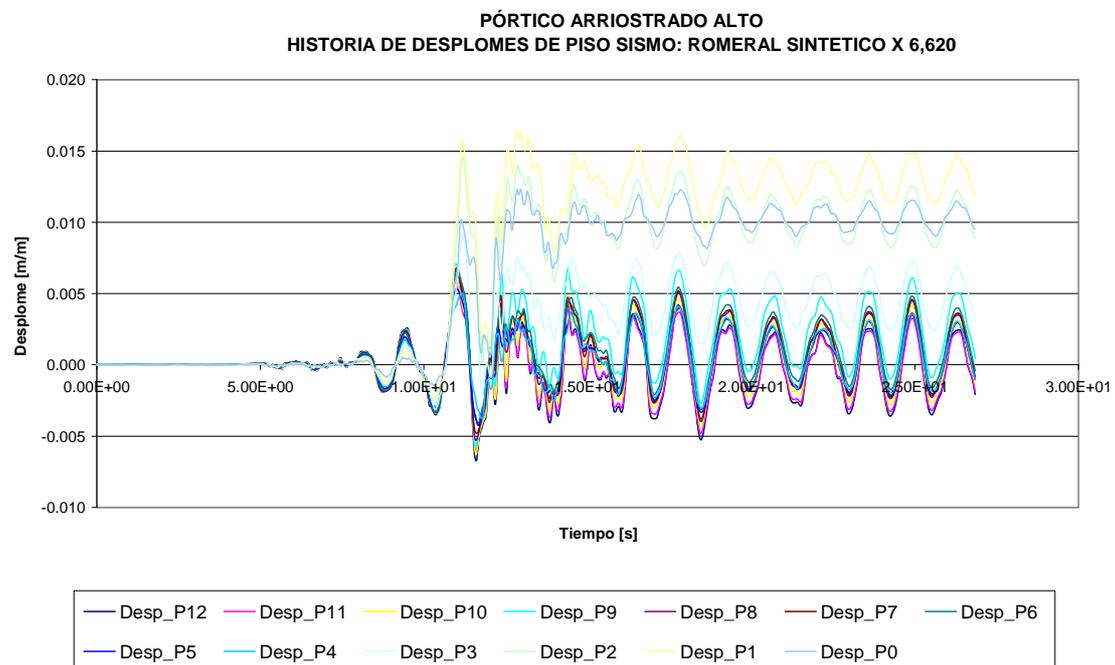


Figura 5.56. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral sintético escalado

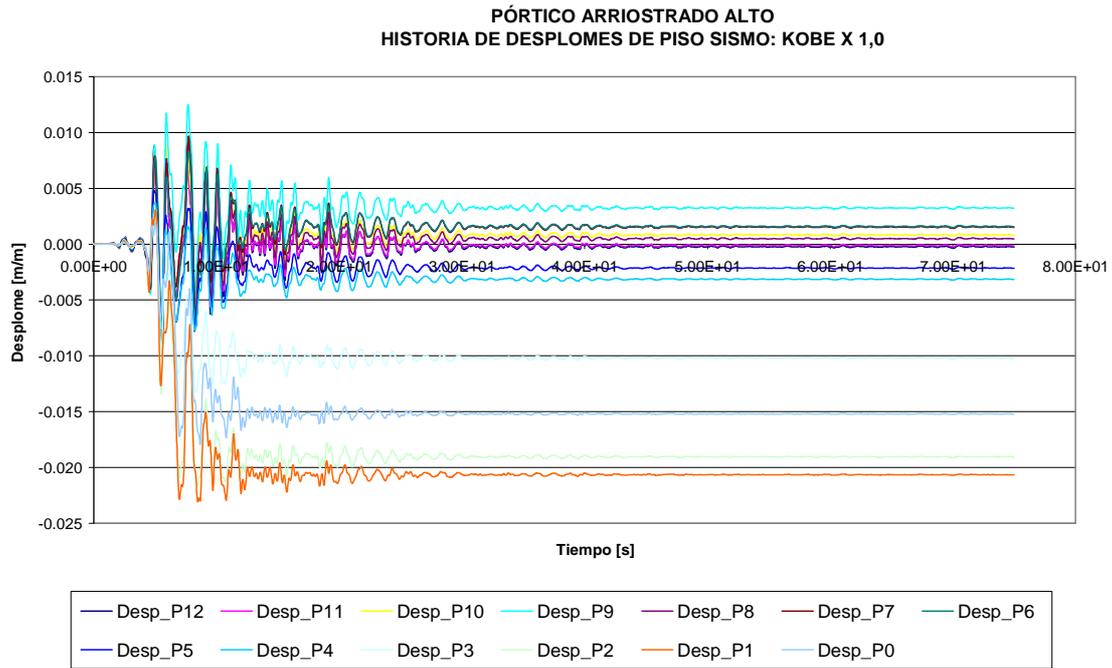


Figura 5.57. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Kobe

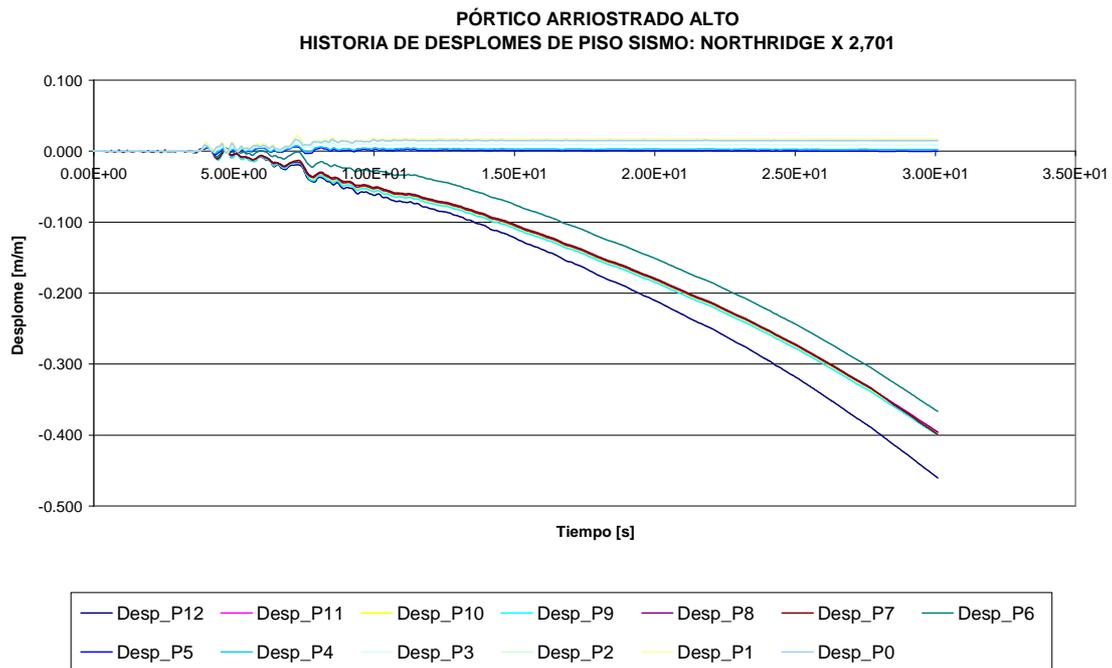


Figura 5.58. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Northridge

PÓRTRICO ARRIOSTRADO ALTO
HISTORIA DE DESPLACES DE PISO SISMO: EL CENTRO X 1,554

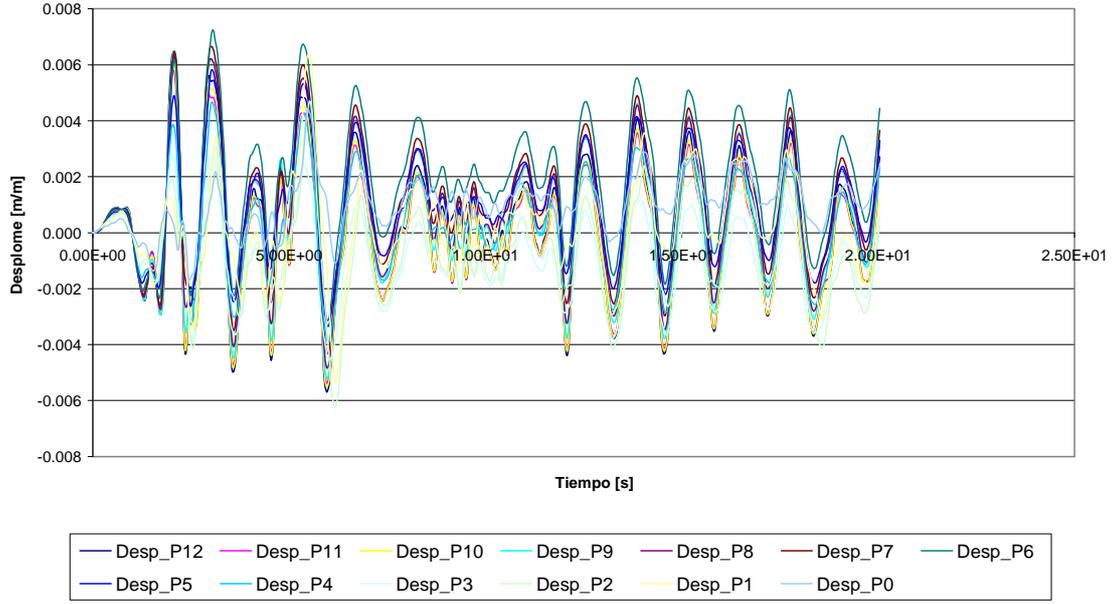


Figura 5.59. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de El Centro escalado

DESPLOMES MAXIMOS																
Sismo	Sentido	RELATIVOS														TECHO
		Piso 12	Piso 11	Piso 10	Piso 9	Piso 8	Piso 7	Piso 6	Piso 5	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1	Pl. Baja	Máx. edificio	[m]
Benioff Calima	Positivo	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,005	0,005	0,004	0,003	0,003	0,002	0,008	0,185
	Negativo	-0,005	-0,005	-0,005	-0,005	-0,004	-0,004	-0,003	-0,003	-0,003	-0,006	-0,008	-0,005			
Benioff sintético	Positivo	0,009	0,008	0,007	0,007	0,010	0,011	0,012	0,009	0,007	0,004	0,003	0,003	0,002	0,023	0,304
	Negativo	-0,006	-0,006	-0,007	-0,008	-0,005	-0,004	-0,003	-0,002	-0,002	-0,009	-0,021	-0,023	-0,018		
Romeral deconv.	Positivo	0,008	0,007	0,008	0,009	0,009	0,009	0,009	0,006	0,006	0,015	0,043	0,049	0,029	0,049	0,512
	Negativo	-0,010	-0,009	-0,010	-0,011	-0,007	-0,007	-0,008	-0,007	-0,006	-0,003	-0,002	-0,006	-0,012		
Romeral sintético	Positivo	0,007	0,006	0,006	0,007	0,007	0,007	0,007	0,005	0,005	0,009	0,015	0,016	0,012	0,016	0,290
	Negativo	-0,007	-0,006	-0,006	-0,006	-0,005	-0,005	-0,004	-0,004	-0,004	-0,003	-0,003	-0,002	-0,001		
Kobe	Positivo	0,009	0,008	0,009	0,013	0,009	0,010	0,008	0,005	0,004	0,003	0,003	0,003	0,002	0,023	0,397
	Negativo	-0,008	-0,007	-0,008	-0,008	-0,009	-0,010	-0,009	-0,008	-0,008	-0,013	-0,022	-0,023	-0,018		
Northridge	Positivo	0,006	0,005	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,008	0,014	0,021	0,022	0,017	0,460	8,602
	Negativo	-0,460	-0,396	-0,397	-0,400	-0,396	-0,399	-0,367	-0,005	-0,003	-0,001	-0,001	-0,004	-0,003		
El Centro	Positivo	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,007	0,007	0,006	0,005	0,003	0,005	0,006	0,004	0,007	0,193
	Negativo	-0,006	-0,005	-0,006	-0,005	-0,005	-0,004	-0,003	-0,003	-0,004	-0,005	-0,006	-0,005	-0,002		
Promedio para todos los sismos:														0,084	1,497	
Máximo para todos los sismos:														0,460	8,602	

Tabla 5.9. Valores máximos de desplome en pórtico arriostrado de gran altura

El máximo valor de desplome de techo obtenido con los sismos de proyecto para Manizales es de 0,512 m, asociado a un desplazamiento espectral de 0,329 m y, de acuerdo con las curvas de fragilidad de la Figura 4.38, al vector de daño: [0,04 0,55 0,30 0,10 0,01], que corresponde a la probabilidad de alcanzar los estados de daño nulo, leve, moderado, severo y colapso, en su orden. De acuerdo con esto la probabilidad de que se alcance el estado de daño moderado o mayor es de 41%, por lo cual el comportamiento del pórtico es bueno, aunque de nuevo inferior al calculado con el método estático no lineal, que para dichos estados de daño fue de menos de 1%. La Figura 5.55 indica que bajo el sismo Romeral deconvolución se pueden presentar desplomes permanentes de hasta 5.0% en la planta 1. Por otra parte, esta estructura se comporta muy bien ante el sismo de Kobe: se alcanzan desplomes permanentes de solo 2% en la planta 1, como se aprecia en la Figura 5.57. En cambio el sismo de Northridge (Figura 5.58) produce el colapso total del edificio.

5.10 Pórtico resistente a momentos de gran altura

En esta sección se analiza dinámicamente el pórtico resistente a momentos de gran altura que se presentó en la sección 4.9 cuyos miembros estructurales y parámetros de comportamiento plástico se muestran en la Figura 4.40 y en la Tabla 4.20. Su período fundamental es de 1,55 s y por lo tanto se revisó que las ordenadas espectrales de los sismos aplicados no fueran inferiores a las correspondientes del espectro de respuesta de proyecto en el rango (0,31 3,11) [s]. Los resultados obtenidos aparecen en las Figuras 5.56 a 5.62. Los valores máximos de desplome se relacionan en la Tabla 5.10 y la evaluación de comportamiento de acuerdo con FEMA 351 (FEMA 2000b) aparece en la Tabla 5.11.

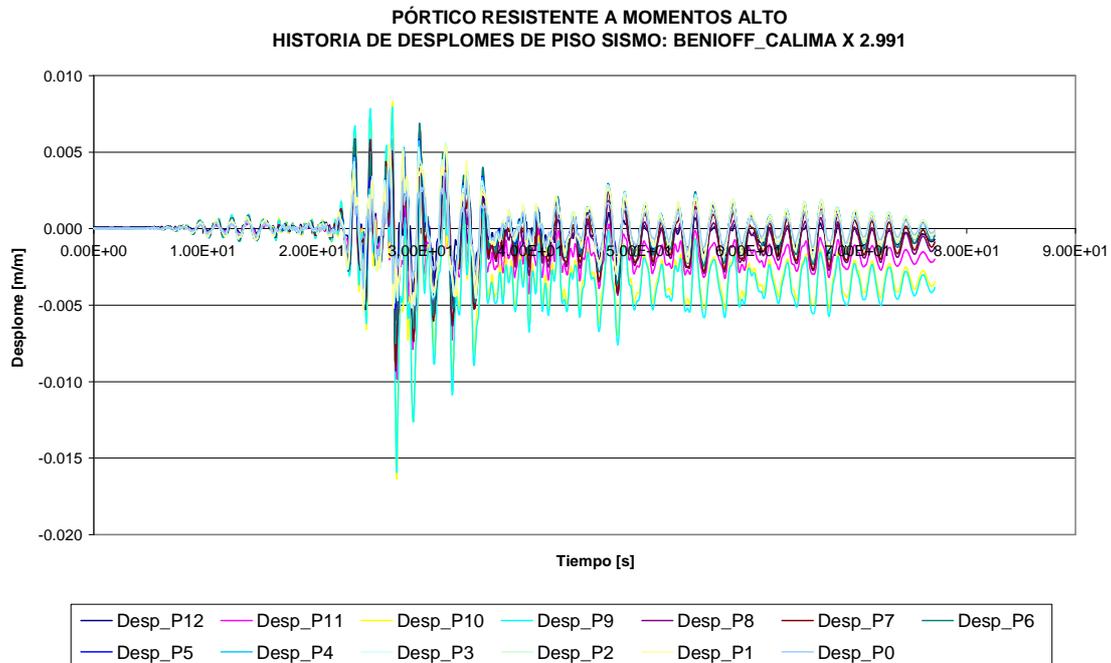


Figura 5.60. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Benioff Calima escalado

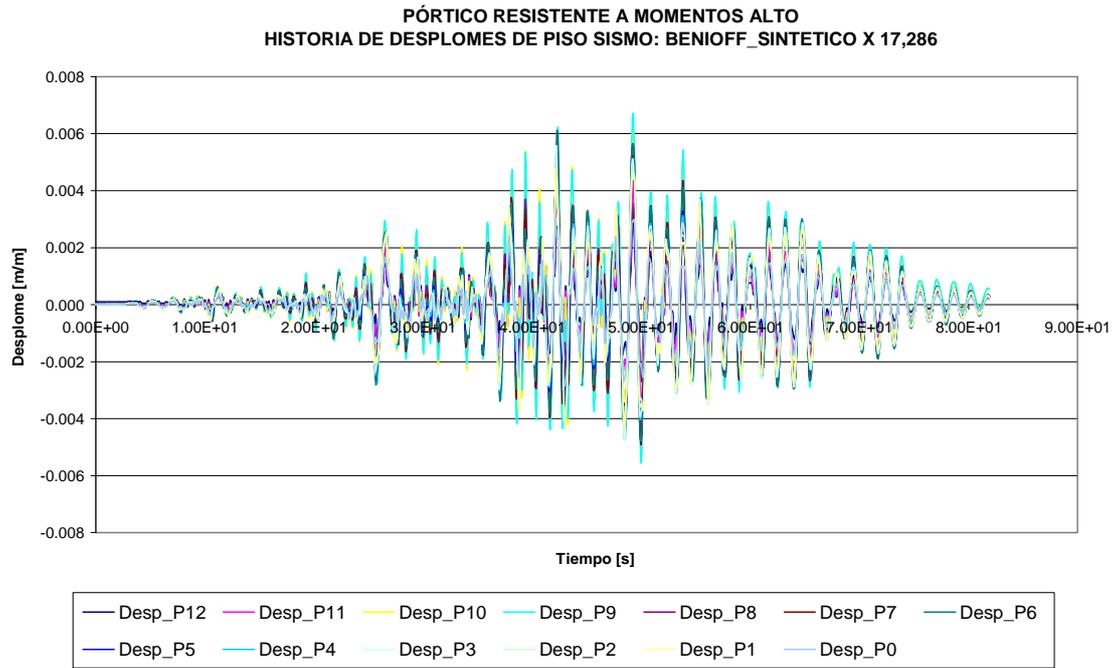


Figura 5.61. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Benioff sintético escalado

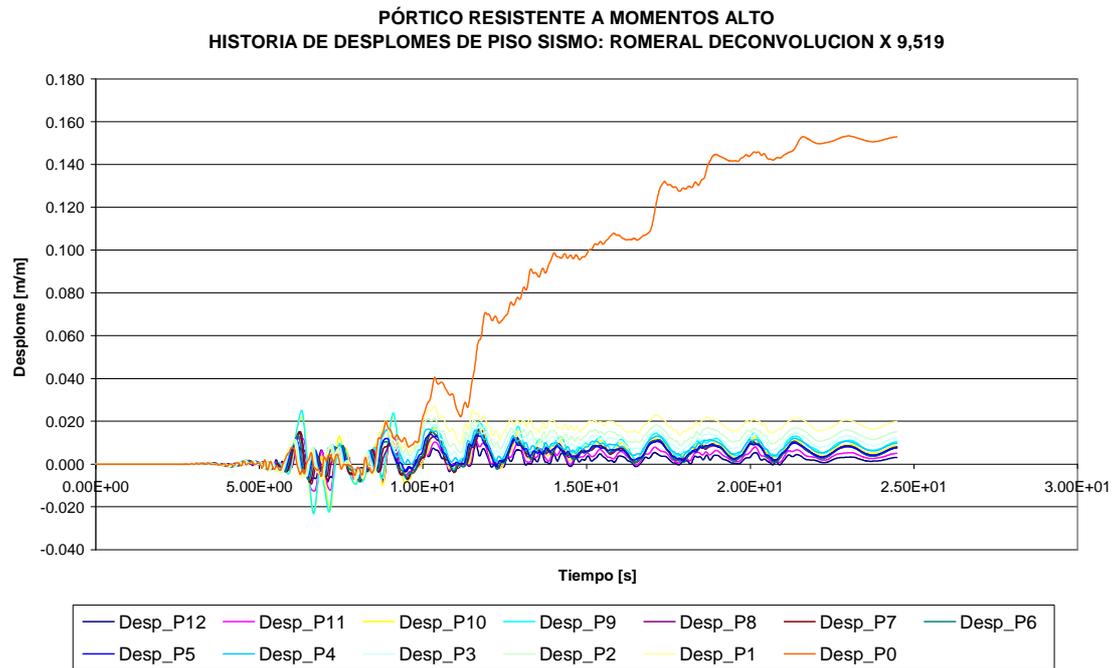


Figura 5.62. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral deconvolución escalado

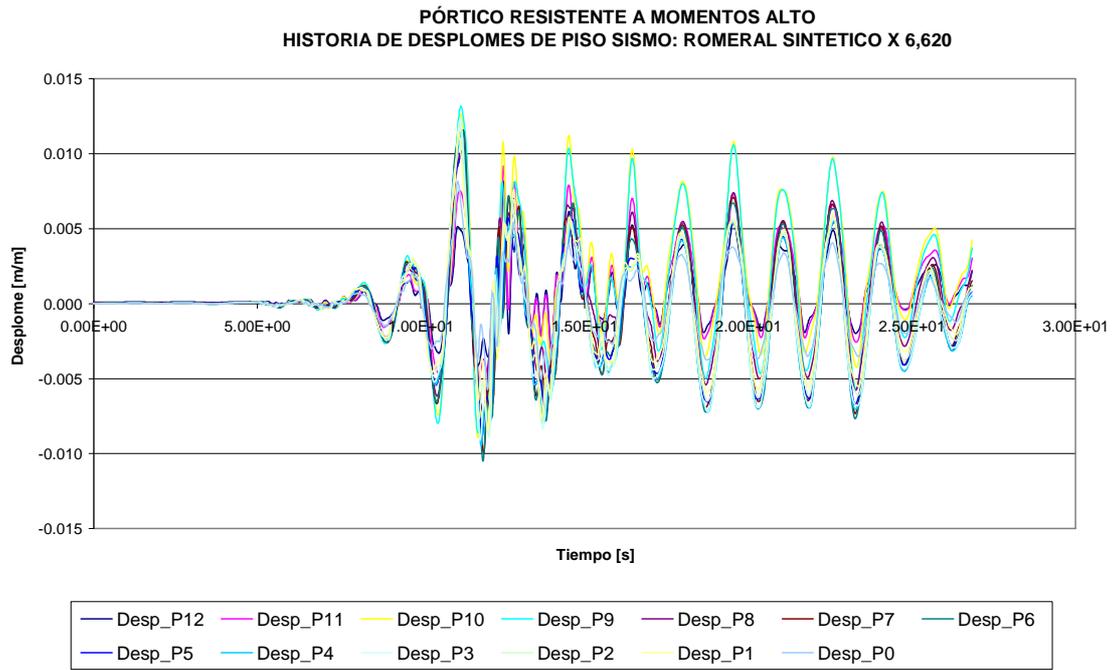


Figura 5.63. Historia de desplomes de piso bajo el sismo Romeral sintético escalado

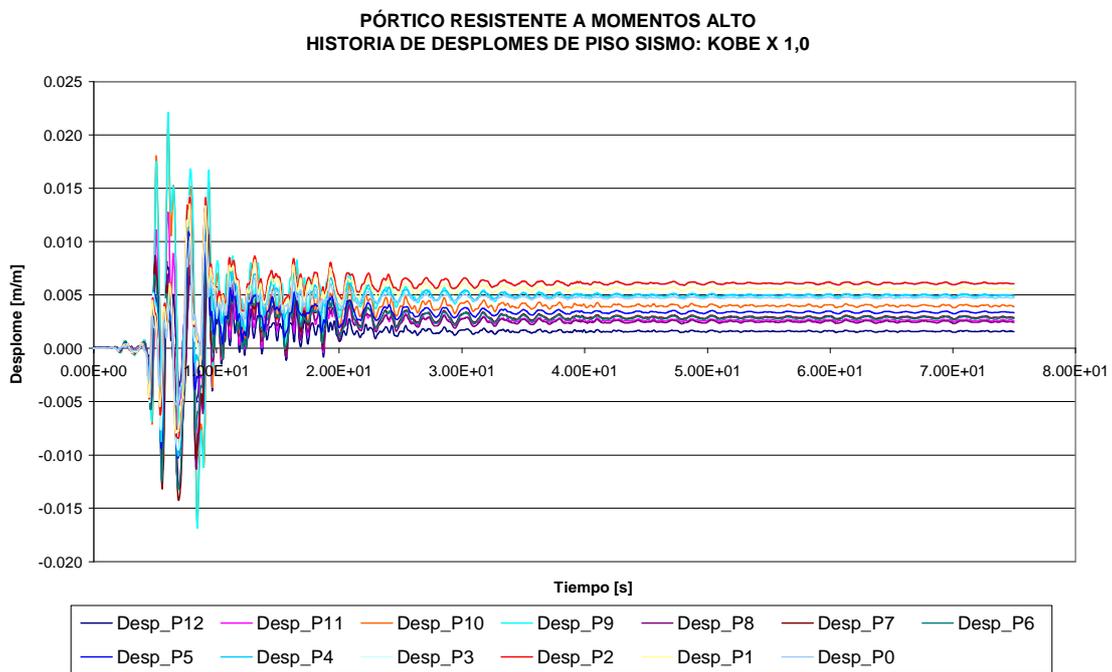


Figura 5.64. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Kobe

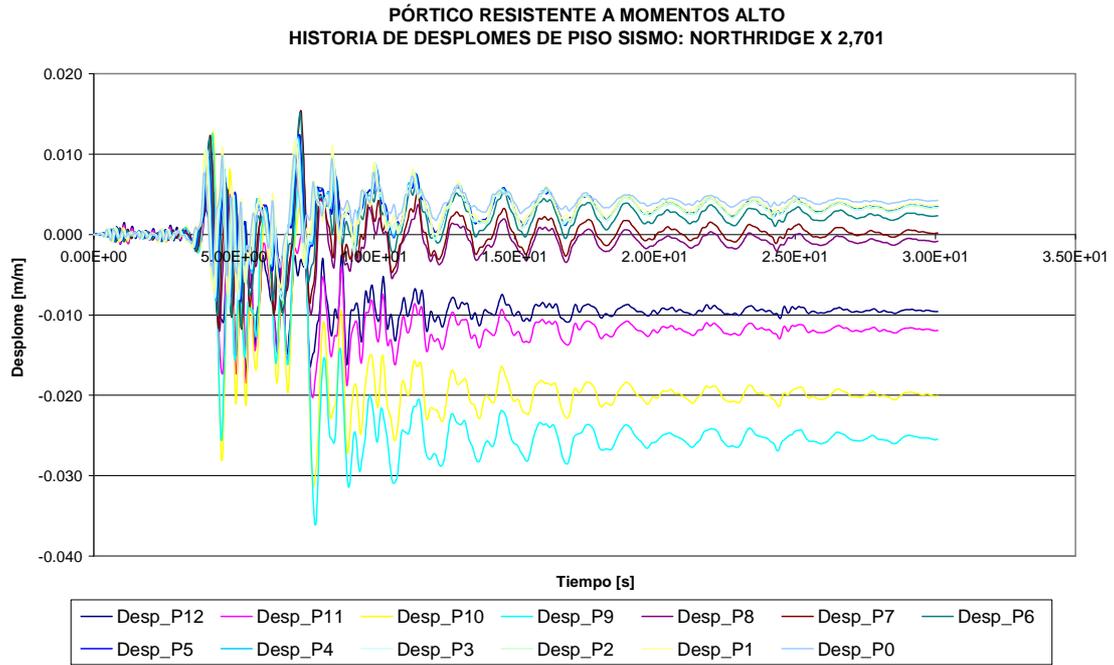


Figura 5.65. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de Northridge

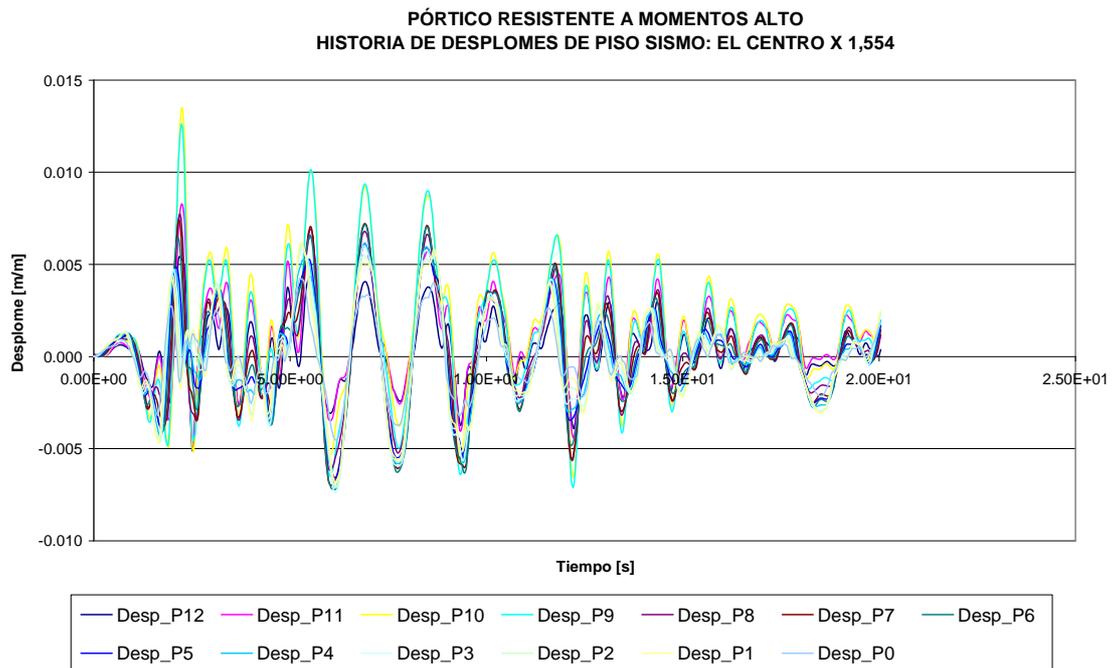


Figura 5.66. Historia de desplomes de piso bajo el sismo de El Centro escalado

DESPLOMES MAXIMOS																
Sismo	Sentido	RELATIVOS													Máx. edificio	TECHO [m]
		Piso 12	Piso 11	Piso 10	Piso 9	Piso 8	Piso 7	Piso 6	Piso 5	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1	Pl. Baja		
Benioff Calima	Pos	0,005	0,006	0,008	0,008	0,006	0,007	0,007	0,006	0,006	0,006	0,005	0,006	0,004	0,016	0,285
	Neg	-0,006	-0,010	-0,016	-0,016	-0,009	-0,009	-0,008	-0,005	-0,005	-0,005	-0,005	-0,005	-0,004		
Benioff sintético	Pos	0,007	0,010	0,016	0,017	0,012	0,013	0,013	0,011	0,012	0,013	0,013	0,012	0,009	0,017	0,423
	Neg	-0,005	-0,006	-0,010	-0,010	-0,008	-0,010	-0,009	-0,008	-0,008	-0,008	-0,008	-0,008	-0,005		
Romeral deconv.	Pos	0,010	0,013	0,022	0,025	0,015	0,017	0,015	0,014	0,016	0,019	0,021	0,028	0,153	0,153	0,900
	Neg	-0,008	-0,013	-0,023	-0,023	-0,009	-0,009	-0,008	-0,006	-0,007	-0,007	-0,007	-0,008	-0,006		
Romeral sintético	Pos	0,008	0,009	0,013	0,013	0,010	0,012	0,012	0,010	0,012	0,012	0,012	0,011	0,008	0,013	0,418
	Neg	-0,005	-0,006	-0,009	-0,009	-0,007	-0,010	-0,011	-0,009	-0,009	-0,009	-0,009	-0,008	-0,006		
Kobe	Pos	0,008	0,013	0,022	0,022	0,011	0,011	0,012	0,011	0,013	0,014	0,014	0,014	0,010	0,022	0,465
	Neg	-0,005	-0,009	-0,017	-0,017	-0,013	-0,014	-0,013	-0,010	-0,010	-0,010	-0,008	-0,008	-0,005		
Northridge	Pos	0,005	0,008	0,013	0,013	0,012	0,015	0,015	0,012	0,012	0,012	0,011	0,012	0,010	0,036	0,342
	Neg	-0,017	-0,020	-0,031	-0,036	-0,012	-0,012	-0,012	-0,008	-0,009	-0,009	-0,008	-0,007	-0,005		
El Centro	Pos	0,005	0,008	0,014	0,013	0,008	0,007	0,007	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,004	0,014	0,256
	Neg	-0,005	-0,005	-0,007	-0,007	-0,006	-0,007	-0,007	-0,007	-0,007	-0,007	-0,007	-0,007	-0,005		
Promedio para todos los sismos:														0,039	0,441	
Máximo para todos los sismos:														0,153	0,900	

Tabla 5.10. Valores máximos de desplome en pórtico resistente a momentos de gran altura

Conexión:	Ocupación inmediata				Prevención de colapso			
	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 1		Tipo 2	
Respuesta:	Global	Local	Global	Local	Global	Local	Global	Local
γ_a	1,04	1,04	1,04	1,04	1,10	1,10	1,10	1,10
γ	1,40	1,40	1,60	1,60	1,50	1,50	1,80	1,80
D	0,153	0,153	0,153	0,153	0,153	0,153	0,153	0,153
φ	1,00	0,90	0,85	0,80	0,75	0,90	0,60	0,80
C	0,020	0,015	0,010	0,010	0,085	0,049	0,060	0,042
β_{UT}	0,15	0,25	0,15	0,25	0,45	0,35	0,50	0,35
λ	11,138	16,501	29,952	31,824	3,960	5,701	8,415	8,973
k	3	3	3	3	3	3	3	3
β_{UT}^2	0,023	0,063	0,023	0,063	0,203	0,123	0,250	0,123
K_x	-15,84	-10,84	-22,44	-13,47	-2,38	-4,45	-3,51	-5,74
Nivel conf:	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00
Mínimo:	0,50	0,50	0,50	0,50	0,90	0,50	0,90	0,50
Veredicto:	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

Tabla 5.11. Evaluación de comportamiento de acuerdo con FEMA 351
(Variables calculadas como se explicó en la Tabla 5.2)

El máximo valor de desplome de techo obtenido con los sismos de proyecto para Manizales es de 0,900 m, asociado a un desplazamiento espectral de 0,623 m y, de acuerdo con las curvas de fragilidad de la Figura 4.43, al vector de daño: [0,03 0,18 0,38 0,31 0,10], que corresponde a la probabilidad de alcanzar los estados de daño nulo, leve, moderado, severo y colapso, en su orden. De acuerdo con esto la probabilidad de que se alcance el estado de daño moderado o mayor es de 79%, por lo cual el comportamiento del pórtico es muy deficiente. La Figura 5.58 indica que bajo el sismo Romeral deconvolución escalado se pueden presentar desplomes de hasta 15% en la planta baja. Por otra parte, esta estructura se comporta muy bien ante el sismo de Kobe: se alcanzan desplomes permanentes de solo 0,6% en la planta 2, como se aprecia en la Figura 5.60. Bajo el sismo de Northridge (Figura 5.61) se produce un desplome máximo de 3,6%. La evaluación de comportamiento de acuerdo con FEMA 351 (FEMA 2000b), en la Tabla 5.11, confirma que un desplome relativo de piso máximo de 15,3%, alcanzado con uno de los cuatro sismo de proyecto de Manizales, es excesivo aún para el estado de servicio de prevención de colapso.

5.11 Resumen y análisis de resultados del método normalizado

En lo que va de este capítulo se han analizado los pórticos estudiados en el capítulo anterior, pero esta vez mediante el análisis dinámico no lineal normalizado. En primer lugar se consideró el pórtico resistente a momentos del edificio prototipo sin rigidizar y

nuevamente se encontró que tiene una resistencia lateral insuficiente para resistir la peligrosidad sísmica de proyecto, esta vez representada por los cuatro sismos recomendados para tal efecto por el estudio de microzonificación de Manizales, debidamente escalados para que sean equivalentes al espectro de respuesta especificado para la zona. Se aplicó la metodología de FEMA 351 (FEMA 2000b) y se estableció que no satisface los requerimientos del estado de servicio de ocupación inmediata ni el de prevención de colapso. Los resultados del pórtico arriostrado bajo indicaron que se comporta bien bajo los sismos de proyecto y que bajo este criterio es una buena opción de reforzamiento para el pórtico anterior. No obstante se hizo evidente un resultado indeseable: que su comportamiento bajo cargas últimas es malo debido a que la disipación de energía por deformación se concentra en la planta en la que se han plastificado las riostras, mientras el resto del pórtico permanece casi totalmente rígido. La segunda opción de reforzamiento, el denominado pórtico resistente a momentos bajo, presenta mayor probabilidad de daño que la opción anterior pero se comporta mejor bajo cargas últimas, esto es, presenta mayor ductilidad, resultado que también se hizo evidente en el capítulo anterior, en la Figura 4.45. De acuerdo con la metodología FEMA este pórtico cumple con el estado de servicio de prevención de colapso pero no con el de ocupación inmediata.

De los pórticos de media altura estudiados pueden hacerse afirmaciones similares a las anteriores: en comparación con el pórtico resistente a momentos, el pórtico arriostrado tiene menor probabilidad de daño cuando se le somete a los sismos de proyecto pero exhibe menor ductilidad cuando se le somete a cargas últimas, que es este caso están representadas por el sismo de Kobe. Al aplicar la metodología FEMA se encuentra que el pórtico resistente a momentos de altura media solo cumple el estado de servicio de prevención de colapso, desde el punto de vista de comportamiento global, si las uniones son de tipo 1. Lo anterior también es cierto para el caso de los pórticos de gran altura, salvo que el sismo que representa las cargas últimas es el sismo de Northridge. Al aplicar la metodología FEMA se encuentra que el pórtico resistente a momentos de gran altura no cumple el estado de servicio de ocupación inmediata ni el de prevención de colapso. Los histogramas de probabilidad de daño obtenidos se resumen en la Figura 5.67. Es evidente en ella que en todos los casos los edificios arriostrados tiene menor probabilidad de daño que los edificios resistentes a momentos, pero, como se ya se ha mostrado, en realidad el comportamiento bajo cargas últimas es mejor en estos últimos.

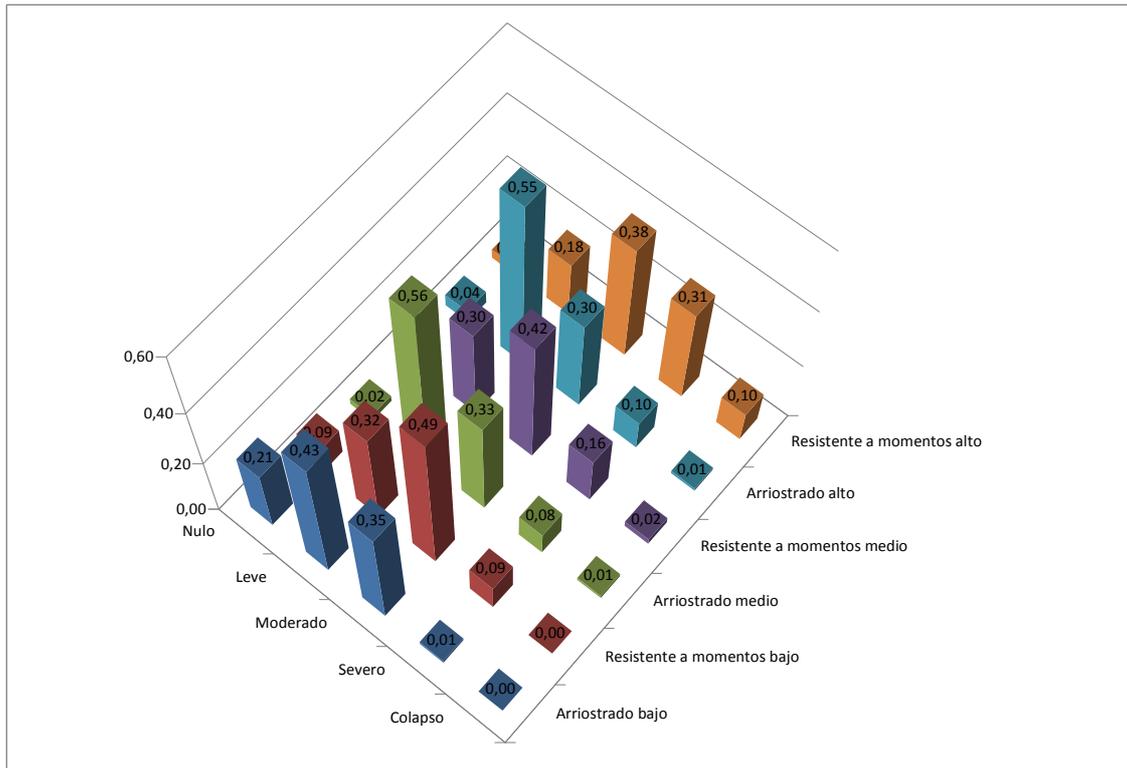


Figura 5.67. Histogramas de probabilidad de daño de los edificios bajo estudio

Comparando los resultados obtenidos con los dos diferentes métodos de análisis no lineal empleados se puede afirmar que en todos los casos la cantidad de daño calculada con el método dinámico es mayor que la calculada con el método estático. Estas diferencias alcanzan su punto culminante en el caso del pórtico resistente a momentos de gran altura, en el cual el análisis estático dio como resultado que la probabilidad de alcanzar el estado de daño moderado o mayor es de 13%, mientras que el análisis dinámico indicó que este pórtico no cumple los requisitos del estado de servicio de prevención de colapso. Sin embargo no puede asegurarse cuál de los dos métodos conduce a los resultados más confiables. En este punto parece apropiado discutir las limitantes que se hacen evidentes en el método dinámico. Como se explicó antes, con el fin de que los acelerogramas usados para el análisis sean equivalentes a la peligrosidad sísmica de proyecto es menester escalarlos. Sin embargo la determinación del factor apropiado da lugar a una gran incertidumbre por la razón que se pasa a explicar. De acuerdo con las NSR-98 “los espectros de respuesta de los acelerogramas empleados no pueden tener individualmente ordenadas espectrales, para *cualquier* período de vibración, menores que el 80% de las ordenadas espectrales del movimiento esperado del terreno”. Este requisito puede conllevar a que sea necesario emplear factores de escala muy grandes, por ejemplo, en el caso en que para períodos muy grandes las ordenadas espectrales de un acelerograma sean mucho menores que las del movimiento esperado del terreno. Aún empleando el criterio del *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance* (CEN 2004), que limita el rango de revisión al intervalo $[0,2T_1 \ 2T_1]$, siendo T_1 el período fundamental de la estructura, es posible que el factor encontrado resulte en requerimientos demasiado grandes de aceleración para períodos cercanos a T_1 . Véase por ejemplo la Figura 5.68 que contiene los espectros del sismo Romeral deconvolución escalados de acuerdo con el requisito mencionado para los pórticos de gran altura. Puede notarse en dicha figura que para períodos cercanos a T_1

(1,33 s para el pórtico arriostrado y 1,55 s para el pórtico resistente a momentos) la aceleración espectral resultante es cercana a 1 g, mucho mayor que la estipulada en el espectro de respuesta, que es de aproximadamente 0,32 g. Lo anterior es el resultado de que para $2T_1$ las ordenadas espectrales del sismo en cuestión son muy inferiores a las del movimiento esperado del terreno. Si se redujera el intervalo de revisión, a $[0,5T_1, 1,5T_1]$ por ejemplo, el factor de escala se reduciría, así como los requerimientos de aceleración para períodos cercanos a T_1 y por supuesto, el daño resultante sería menor. Una manera de abordar la solución a este problema es mediante el uso de los acelerogramas híbridos que se presentaron en la sección 5.3. Los resultados obtenidos con esta técnica se presentan en la siguiente sección.

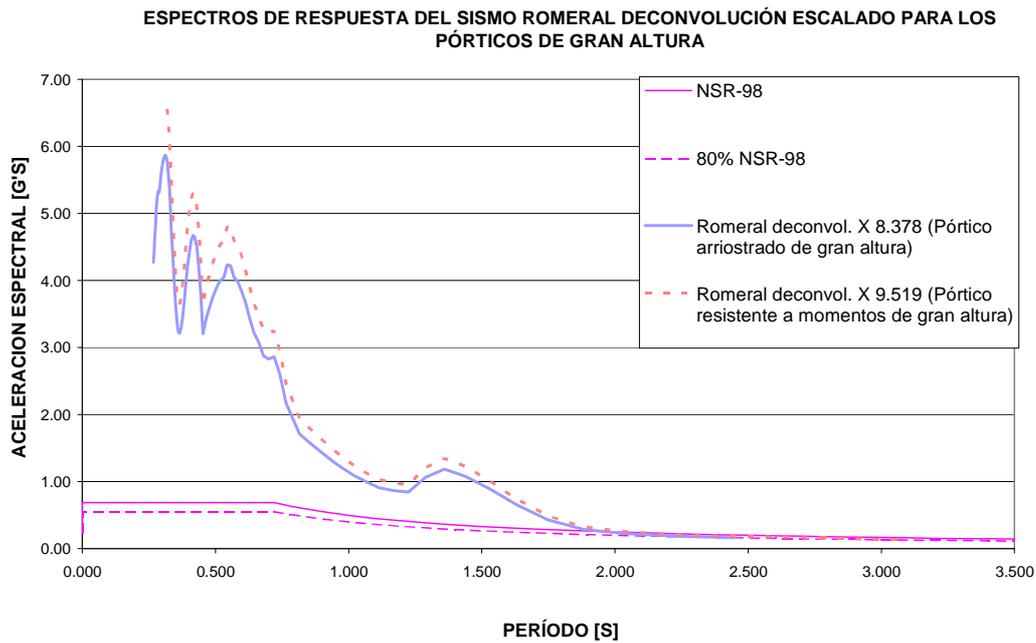


Figura 5.68. Espectros de respuesta del sismo Romeral deconvolución escalados para los pórticos arriostrado y resistente a momento de gran altura y comparación con el espectro de proyecto de la NSR-98

5.12 Resultados obtenidos con los acelerogramas híbridos

Los modelos representativos de las diferentes clases de estructuras metálicas se han sometido a la acción de los acelerogramas recomendados para la ciudad de Manizales escalados por bandas, según se presentaron en la sección 5.3. En las Figuras 5.69 a 5.75 se muestran las historias de los desplomes de piso que en cada caso alcanzaron los mayores valores. La Figura 5.69 muestra que el edificio prototipo no rigidizado alcanza en su planta baja un desplome de piso máximo de 1,3%, resultado que coincide notoriamente con el obtenido en el análisis estático que fue de 1,36% (ver sección 4.3.10). Esta cifra anuncia un gran daño en la estructura y en los acabados no estructurales pero dista mucho de la condición de colapso que pronostica el método dinámico normalizado. Según la Figura 5.70 el pórtico arriostrado de baja altura es

supremamente rígido puesto que solo se deforma un 0,3% bajo el acelerograma Romeral deconvolución escalado por bandas. Similar comportamiento se observó con el método estático (0,25%) y nuevamente el método dinámico normalizado resulta más conservador (0,7%). En el llamado edificio resistente a momentos de baja altura se obtuvo un desplome de piso de 1,1% con el acelerograma Benioff Calima escalado por bandas (Figura 5.71), semejante al obtenido con el método estático (1.11%) pero inferior al del método dinámico normalizado (1.7%). Pasando al pórtico arriostrado de altura media se tiene que su máximo desplome fue de 0,5%, que se presentó bajo la acción del sismo Romeral deconvolución escalado por bandas (Figura 5.72) mientras que con el método estático dio 1,08% y con el dinámico normalizado 1,0%. La Figura 5.73 indica que el pórtico resistente a momentos de media altura experimenta un desplome relativo máximo de 1,59%, debido al registro Benioff Calima escalado por bandas. El método estático para este edificio reportó un desplome de piso de 0,91% y con el método dinámico normalizado se alcanzó 4.7%. Las deformaciones de piso para el pórtico arriostrado alto son las siguientes: 0,6% con el acelerograma Benioff sintético escalado por bandas, 1% con el método estático y 4.9% con el método dinámico normalizado. Finalmente, para el pórtico resistente a momentos alto se tiene: 0,9%, desplome de piso calculado con el acelerograma Benioff Calima escalado por bandas, 0,78%, desplome calculado con el método estático y 15,3%, desplome calculado con el método dinámico normalizado. En conclusión puede afirmarse que el método dinámico normalizado puede llevar a resultados demasiado costosos por cuanto se sobrestima la peligrosidad sísmica. El método dinámico con acelerogramas híbridos brinda una interesante alternativa de diseño cuyos resultados son comparables con los del método estático. En el capítulo siguiente se presenta otra manera de hacer análisis dinámicos que elimina la incertidumbre generada en la determinación del factor de escala.

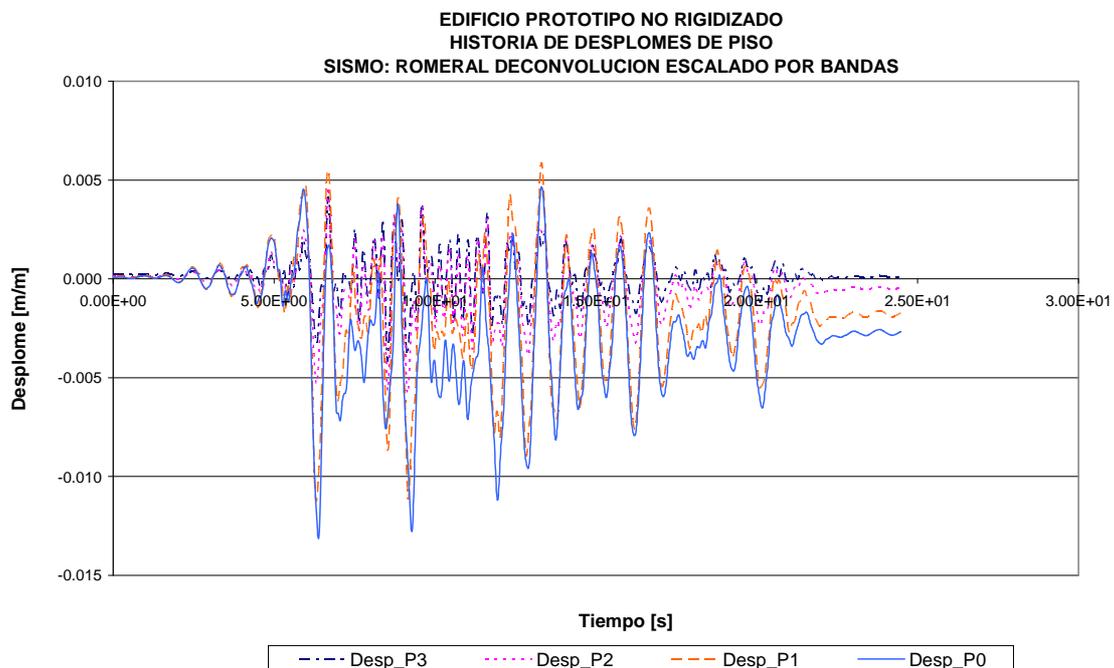


Figura 5.69. Historia de desplomes de piso del edificio prototipo no rigidizado sometido al sismo Romeral deconvolución escalado por bandas. Máximo desplome=0.013

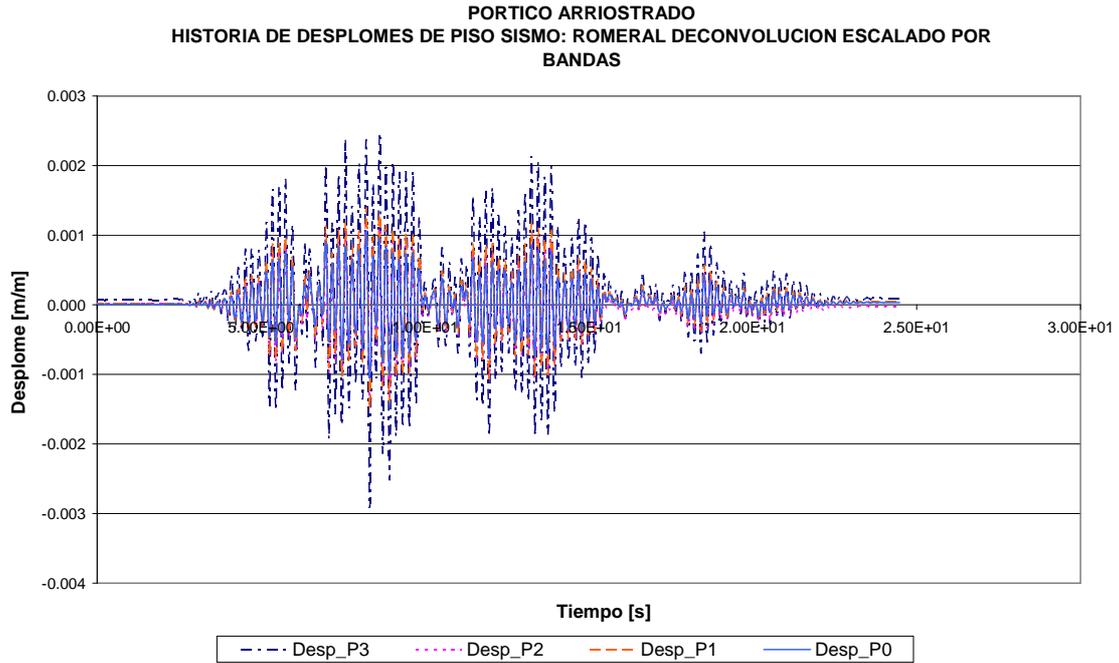


Figura 5.70. Historia de desplomes de piso del edificio arriostrado bajo sometido al sismo Romeral deconvolución escalado por bandas. Máximo desplome=0.003

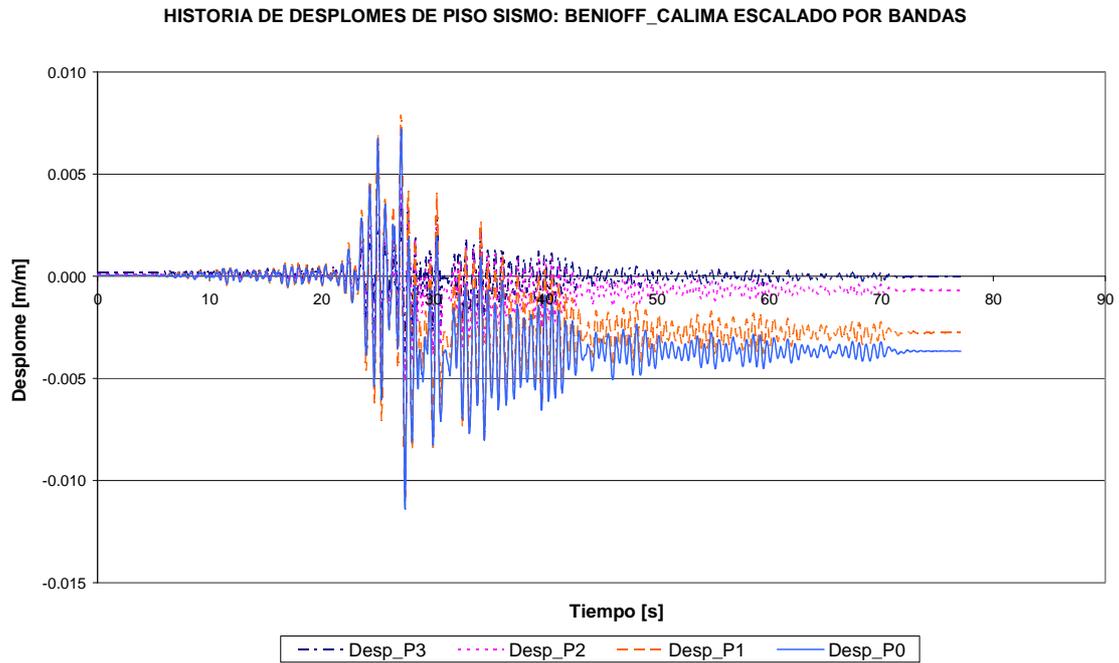


Figura 5.71. Historia de desplomes de piso del edificio resistente a momentos bajo sometido al sismo Benioff Calima escalado por bandas. Máximo desplome=0.011

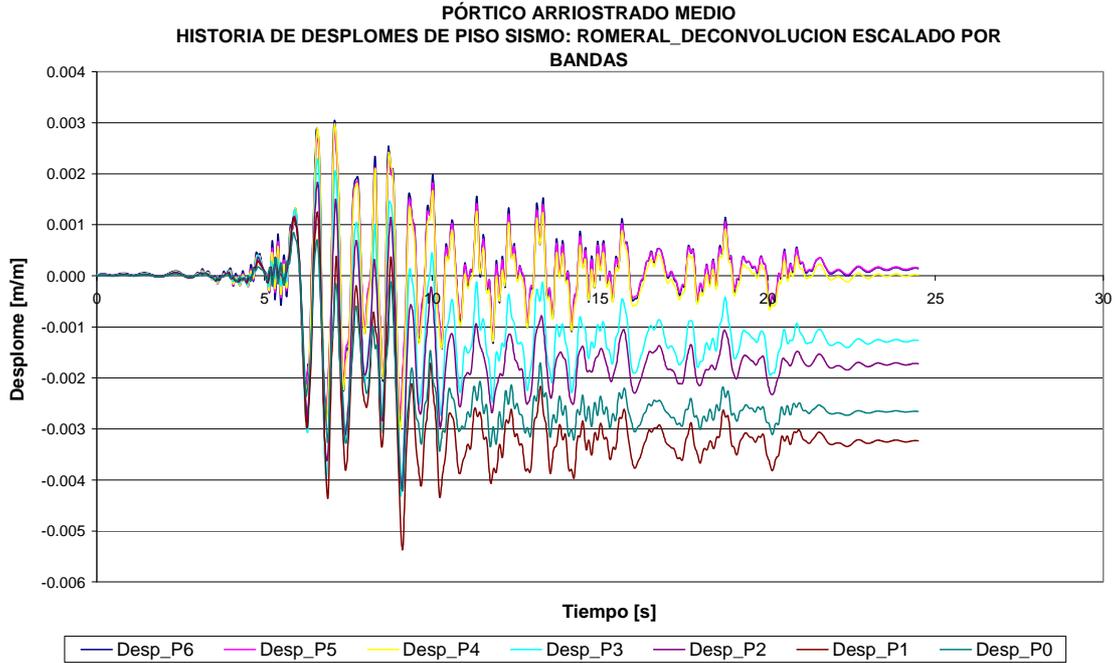


Figura 5.72. Historia de desplomes de piso del edificio arriostrado medio sometido al sismo Romeral deconvolución escalado por bandas. Máximo desplome=0.005

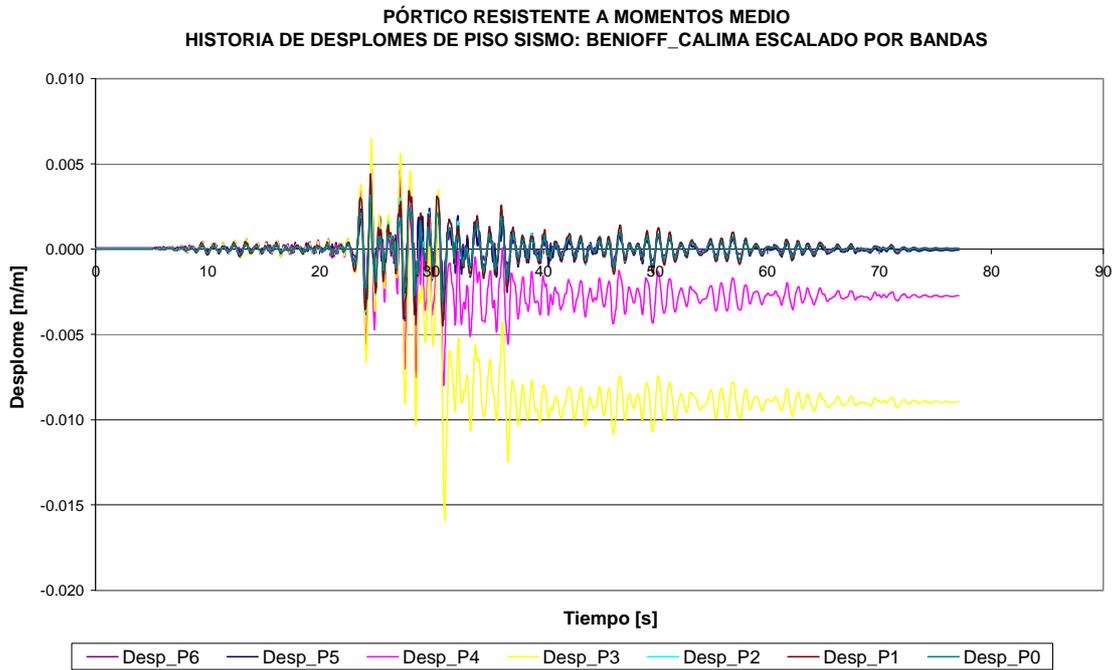


Figura 5.73. Historia de desplomes de piso del edificio resistente a momentos medio sometido al sismo Benioff Calima escalado por bandas. Máximo desplome=0.016

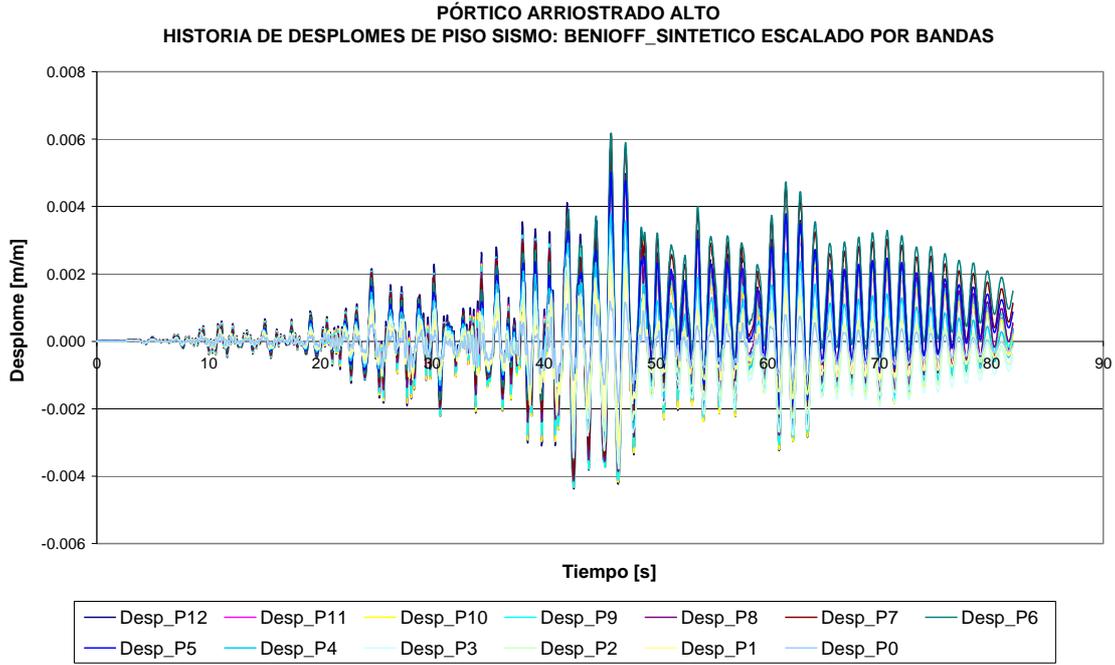


Figura 5.74. Historia de desplomes de piso del edificio arriostrado alto sometido al sismo Benioff sintético escalado por bandas. Máximo desplome=0.006

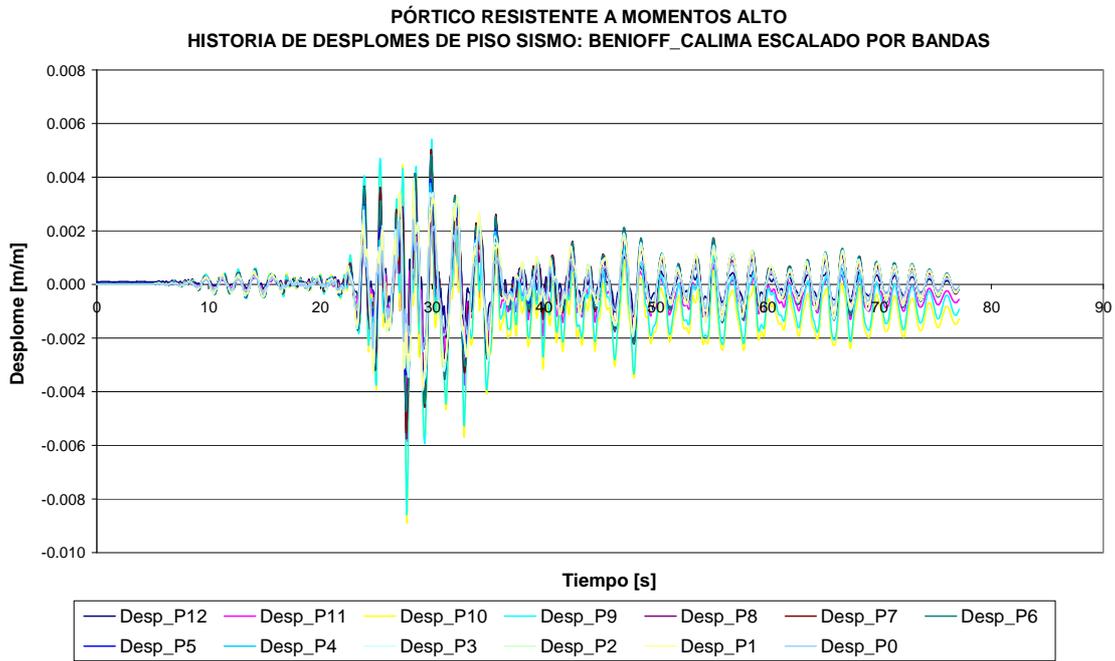


Figura 5.75. Historia de desplomes de piso del edificio resistente a momentos alto sometido al sismo Benioff Calima escalado por bandas. Máximo desplome=0.009

Capítulo 6

Evaluación probabilística del capítulo F2 de la norma NSR-98

El capítulo F2 de las *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98* (AIS 1998) determina los procedimientos de cálculo de estructuras de acero hechas con perfiles laminados o miembros armados de acuerdo con el método de los estados límite y aplica las prescripciones del American Institute of Steel Construction (AISC) dadas en *Load and Resistance Factor Design LRFD* (AISC 1994). A continuación se presenta una evaluación probabilística de los principales algoritmos contenidos en dicho capítulo y que son de ampliamente utilizados por los ingenieros calculistas dedicados a este tipo de edificios. Los resultados de esta investigación serán útiles para calibrar las normas mencionadas así como para avanzar en el desarrollo de un método de diseño basado en el concepto de la fiabilidad estructural.

6.1 Introducción

Uno de los factores que más incide en la vulnerabilidad de las estructuras es la norma que rige al momento de proyectarlas y de construirlas. Dicha norma establece procedimientos para estimar las cargas que pueden actuar durante la vida útil de la obra y los efectos que estas tendrán en cada uno de los miembros que componen el conjunto estructural. Se fijan las solicitaciones más importantes que deben revisarse así como los valores que indican que se ha alcanzado un estado límite. Para tener en cuenta la naturaleza aleatoria, tanto de las cargas como de los parámetros de resistencia, las normas más recientes ordenan el uso de coeficientes de carga y resistencia. Se espera que el resultado de aplicar esta técnica sea alcanzar un alto nivel de fiabilidad estructural; se da por sentado que, a menos que la acción sísmica sobrepase el valor de referencia, que normalmente se expresa como la aceleración pico del terreno que tiene un 10% de probabilidad de ser excedida en 50 años, el comportamiento de la estructura estará dentro de los umbrales de los diversos estados límite. En este capítulo se efectúa un análisis probabilista orientado a la verificación de los niveles de seguridad de los edificios de acuerdo con los criterios de diseño y un análisis de sensibilidad de los parámetros que más pueden afectar la respuesta sísmica estructural.

6.2 Puntos destacados del Capítulo F.2 de las NSR-98

El capítulo F.2. de las “*Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98*” (AIS 198), está basado en la *LRFD Specification* (AISC 1994), cuyo objetivo principal es proporcionar estructuras de acero de fiabilidad estructural uniforme ante diferentes condiciones de carga. Esta normativa usa coeficientes independientes para cada tipo de carga y de resistencia, que dependen del grado de certidumbre en el cálculo de cada uno de ellos, y que permiten obtener una fiabilidad uniforme en el cálculo estructural. El método de factores de carga y resistencia puede resumirse con la fórmula:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (6.1)$$

El lado izquierdo de la desigualdad es la resistencia requerida y se obtiene como la suma de los varios tipos de carga Q_i multiplicados por sus respectivos factores de carga γ_i . La resistencia de diseño, en el lado derecho, es la resistencia nominal R_n multiplicada por el factor de resistencia ϕ (AISC 1994).

A continuación se revisan y comentan algunos estados límite que contempla la NSR-98 junto con las ecuaciones que deben verificarse en los diferentes elementos y miembros estructurales y en el edificio en conjunto.

6.2.1. Estado límite de rotura por tracción de los anclajes

Los pernos de anclaje se dimensionan para que cumplan el estado límite de rotura por tracción en la sección efectiva. Se debe verificar la desigualdad:

$$M_{BASE} \leq d \cdot T \quad (6.2)$$

donde:

- M_{BASE} = Momento máximo actuante en la base de la columna obtenido al aplicar al edificio las correspondientes combinaciones de carga.
- d = Distancia entre ejes de pernos en la dirección de actuación del momento último, indicada en la Figura 6.1.
- T = Fuerza de tracción en los pernos de anclaje que están solicitados simultáneamente por tracción cuando actúa el momento flector en la base de la columna. Cuando la pletina de base tiene 4 pernos, como la mostrada en la Figura 6.1, dicha fuerza es la suma de las tracciones en dos pernos de anclaje. La resistencia a tracción de cada uno es:

$$T_b = 0,75 * 0,75 \cdot F_{ub} \cdot A_{gb} \quad (6.3)$$

donde:

- T_b = Resistencia a la tracción de un perno de anclaje.
- F_{ub} = Resistencia última a la tracción del material del perno. Para el acero ASTM A449 de hasta 25 mm de diámetro, $F_{ub} = 827,8$ MPa, y hasta 38 mm de diámetro, $F_{ub} = 724,3$ MPa [1].
- A_{gb} = Área nominal del perno.

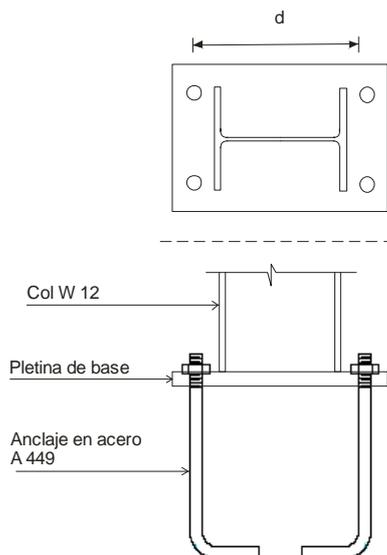


Figura 6.1. Detalle del sistema de sujeción de las columnas a la cimentación

6.2.2. Estado límite de plastificación por tracción en la sección total de columnas, riostras y elementos de empalme

Los miembros estructurales y sus pletinas de empalme y cartelas de unión pueden verse solicitados por fuerzas de tracción. Uno de los estados límite que debe revisarse en este caso es el de plastificación en la sección total y ha de verificarse que:

$$T \leq 0,9 \cdot F_y \cdot A_g \quad (6.4)$$

donde:

- T = Fuerza de tracción máxima actuante en el miembro o elemento estructural bajo estudio obtenida al aplicar al edificio las combinaciones de carga correspondiente.
- F_y = Valor mínimo especificado para la tensión de plastificación del acero empleado en el miembro estructural o en el elemento de conexión. Para el acero ASTM A-36, $F_y = 248$ MPa.
- A_g = Área de la sección total o bruta del miembro o elemento considerado.

Aunque hay otros estados límite que deben revisarse, como son el de rotura por tracción en la sección neta efectiva y rotura por bloque de cortante tanto en los miembros como en las pletinas de conexión, el detallado de la unión debe ser tal que el estado límite de plastificación en la sección total sea el que gobierne.

6.2.3. Estado límite de compresión por pandeo flector

Entre los miembros estructurales solicitados exclusivamente por compresión se encuentran las riostras cuyas conexiones de extremo son simples y, por lo tanto, trabajan como miembros biarticulados sometidos a compresión. Cuando estos miembros estructurales son doblemente simétricos, el estado límite que controla el comportamiento a la compresión es el de pandeo flector. En este caso se debe verificar la desigualdad:

$$C \leq 0,85 \cdot A_g \cdot F_{CR} \quad (6.5)$$

donde:

C = Fuerza actuante en el miembro a compresión obtenida al aplicar al edificio las correspondiente combinaciones de carga.

A_g = Área de la sección total o bruta del miembro o elemento considerado.

F_{CR} = Tensión crítica, calculada con las ecuaciones:

$$F_{CR} = \left[0,658^{\lambda_c^2} \right] F_y \quad \text{si } \lambda_c \leq 1,5 \quad (6.6)$$

$$F_{CR} = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad \text{si } \lambda_c > 1,5 \quad (6.7)$$

siendo:
$$\lambda_c = \frac{kL}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (6.8)$$

donde:

F_y = Resistencia mínima especificada a la plastificación propia del acero empleado en el miembro estructural o en el elemento de conexión. Para el acero ASTM A-36, $F_y = 2,48E+08$ Pa.

kL = Longitud efectiva del miembro a compresión.

r = Radio de giro en la dirección de pandeo.

E = Módulo de elasticidad del acero = $2,0 E+11$ Pa.

Si solo tienen un eje de simetría, como en el caso de los elementos ensamblados a partir de dos perfiles angulares, se debe verificar también el estado límite de pandeo flexo-torsor.

6.2.4. Estado límite de plastificación por flexión

Los miembros estructurales solicitados principalmente por flexión son las vigas. En particular, cuando se usan miembros de sección compacta y se restringe el pandeo lateral por la losa de hormigón que a su vez sostiene, el estado límite que aplica es el de plastificación por flexión. En las vigas se debe verificar la desigualdad:

$$M \leq 0,9M_p \quad (6.9)$$

donde:

M_p = Momento plástico = $Z \cdot F_y$.

Z = Módulo de sección plástico.

F_y = Tensión de plastificación propia del acero empleado en el miembro estructural o en el elemento de conexión. Para el acero ASTM A-36, $F_y = 2,48E+08$ Pa.

6.2.5. Estado límite de plastificación por corte

Los miembros estructurales que pueden llegar a fallar por corte son las vigas. En estas se debe verificar la desigualdad:

$$V \leq 0,9V_n \quad (6.10)$$

donde:

- V_n = Cortante nominal = $0,54 \cdot F_y \cdot A_w$
- A_w = Área resistente a cortante = $d \cdot t_w$
- d = Altura total de la viga.
- t_w = Espesor del alma.
- F_y = Tensión de plastificación propia del acero empleado en el miembro estructural o en el elemento de conexión. Para el acero ASTM A-36, $F_y = 2,48E+08$ Pa.

6.2.6. Estado límite de pandeo por tensiones combinadas de flexión y axial

La combinación de tensiones producidas por la acción de fuerzas axiales y momentos flectores actuando simultáneamente constituye la condición de carga crítica para las columnas. En ellas se debe verificar la desigualdad:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad \text{si } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,2 \quad (a)$$

ó (6.11)

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad \text{si } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,2 \quad (b)$$

donde:

- P_u = Fuerza de compresión actuante en el miembro obtenida al aplicar al edificio las correspondientes combinaciones de carga.
- M_{ux} = Momento flector en la dirección x actuante en el miembro obtenido al aplicar al edificio las correspondientes combinaciones de carga.
- M_{uy} = Momento flector en la dirección y actuante en el miembro obtenido al aplicar al edificio las correspondientes combinaciones de carga.
- P_n = Resistencia nominal a la compresión del miembro estructural.
- M_{nx} = Resistencia nominal a la flexión el miembro en la dirección x .
- M_{ny} = Resistencia nominal a la flexión del miembro en la dirección y .
- ϕ_c = Factor de resistencia a la compresión = 0,85.
- ϕ_b = Factor de resistencia a la flexión = 0,9.

6.2.7. Estado límite de deformación lateral

De acuerdo con el manual de construcción en acero del AISC (AISC 1994), el desplome de piso máximo del edificio, entendido como la máxima diferencia entre las deflexiones horizontales de pisos consecutivos, no debe exceder el límite establecido en el código de construcción vigente en el sitio de emplazamiento del edificio y debe ser tal que no perjudique la estabilidad de la estructura. Los códigos vigentes para los edificios que se analizarán son las *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98* (1998). Esta norma, para efectos de controlar el daño en la estructura y en los elementos no estructurales, fija como máxima deformación lateral aceptable para pórticos de acero la que produce un desplome relativo máximo de 0,01, entendiendo

como desplome relativo el cociente entre el desplome de piso y la altura del mismo. Además, para tener en cuenta el efecto del sismo en las dos direcciones principales del edificio, se establece que el desplome se calcule con la siguiente ecuación:

$$\Delta^i = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\delta_j^i - \delta_j^{i-1})^2} \leq 0,01 \cdot H \quad (6.12)$$

donde:

Δ^i = Desplome total del piso i.

δ_j^i = Desplazamiento en la dirección j de un punto del piso i.

δ_j^{i-1} = Desplazamiento en la dirección j de un punto del piso i-1, localizado en el mismo eje vertical del punto considerado en el piso i.

H = Altura de piso

6.3 Metodología

La metodología empleada consiste en escoger unos edificios representativos de los principales tipos de estructuras de acero, proyectados de acuerdo con las especificaciones de las NSR-98 (AIS 1998) y, posteriormente, analizar su comportamiento bajo sismos sintéticos aleatorios generados de acuerdo con las características sísmicas del lugar de emplazamiento y con el grado de peligrosidad sísmica para el cual fueron proyectados. También se ha tenido en cuenta la naturaleza aleatoria de las cargas muertas y vivas al igual que la de los parámetros de resistencia y de las propiedades mecánicas de los perfiles de acero. Se ha hecho un estudio estadístico detallado para establecer con qué probabilidad se puede sobrepasar la capacidad de los diferentes miembros estructurales y, por ende, hasta qué punto el código de construcciones es seguro al estipular los requisitos que deben cumplir cada uno de dichos miembros. Todo este procedimiento estadístico se ha llevado a cabo con el programa STAC (CIMNE 2002), con el cual se han realizado más de 10000 simulaciones estocásticas para cada uno de los edificios en estudio.

6.4 Demanda sísmica

De acuerdo con las NSR-98 (AIS 1998), la ciudad de Manizales se halla en una zona de amenaza sísmica alta, caracterizada por una aceleración pico efectiva A_a de 0,25 g. La forma del espectro elástico de aceleraciones, para un coeficiente de amortiguamiento crítico de 5%, se define por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\left. \begin{aligned} S_a &= 2,5A_a I && \text{Para } T \leq 0,48S \\ S_a &= \frac{1,2A_a S I}{T} && \text{Para } 0,48S \leq T \leq 2,4S \\ S_a &= \frac{A_a I}{2} && \text{Para } T > 2,4S \end{aligned} \right\} \quad (6.13)$$

donde:

- S_a = Espectro de aceleraciones, como una fracción de la gravedad.
- A_a = Aceleración pico efectiva para el cálculo.
- T = Período de vibración del sistema elástico, en segundos.
- S = Coeficiente de sitio.
- I = Coeficiente de importancia.

Para efectos de comparación, se supone que todos los edificios en estudio pertenecen al grupo de uso II, *Estructuras de ocupación especial*, con coeficiente de importancia $I = 1,1$, y que están situados en suelo tipo 3 (perfil de suelo en donde entre la roca y la superficie hay más de 20 m de suelo que contiene depósitos estables de arcillas cuya dureza varía entre mediana y blanda, con una velocidad de la onda de cortante entre 150 y 270 m/s) con coeficiente de sitio $S = 1,5$. Con esta información se obtiene el espectro de respuesta especificado por las NSR-98 (AIS 1998) para efectos de cálculo como aparece en la Figura 6.2. En esta figura también se ha incluido el espectro que proporciona el Sistema de Información Sísmica para Manizales SISMan (ITEC 2004), que es una herramienta desarrollada para la consulta de los espectros de respuesta en superficie y espectros de proyecto calculados con base en los resultados del estudio de Microzonificación Sísmica de Manizales (CIMOC 2002). Este espectro fue escalado por el coeficiente de importancia $I = 1,1$. El SISMan se elaboró con las metodologías más modernas a nivel mundial para el cálculo de espectros de respuesta de peligrosidad uniforme considerando funciones de transferencia y leyes de atenuación propias de la ciudad. Para el desarrollo del sistema fue necesario realizar una subdivisión rigurosa de la ciudad en polígonos donde la respuesta dinámica de los depósitos de suelos resultara similar de manera tal que fuera posible modelar su comportamiento empleando leyes de atenuación espectral desarrolladas específicamente para cada sector identificado. Luego, empleando la metodología de cálculo de espectros de peligrosidad uniforme, se calcularon las tasas de excedencia para múltiples ordenadas espectrales y diferentes fuentes sísmicas con el fin de obtener diversos escenarios de análisis que resultan de interés para el usuario final del software. El producto final es el Espectro de Diseño de la Figura 6.2.

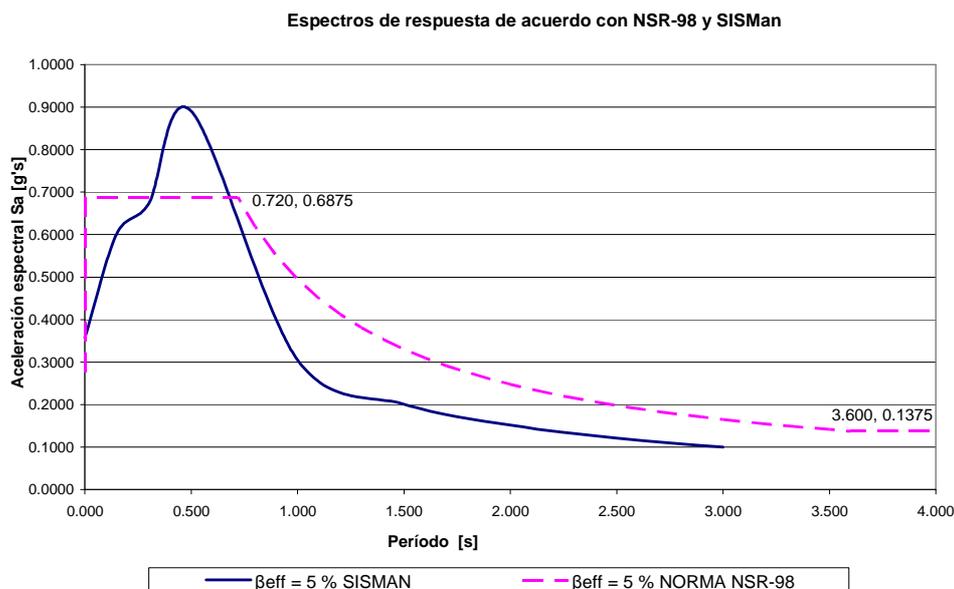


Figura 6.2. Espectros de respuesta de proyecto según las NSR-98 y SISMan

6.5 Análisis estocástico

En esta sección se definen las variables aleatorias que intervienen tanto en las sollicitaciones sobre las estructuras, es decir, la acción sísmica y las cargas verticales, como en la capacidad de las mismas, es decir, la tensión de plastificación del acero y las propiedades mecánicas de los miembros estructurales. Posteriormente se presentarán los resultados de las más de diez mil simulaciones hechas en cada pódico.

6.5.1 Variables aleatorias

6.5.1.1 Acción sísmica

Para efectos de hacer una evaluación probabilística de un código de construcciones sismo-resistentes es fundamental contar con un modelo matemático que permita generar una cantidad indefinida de sismos sintéticos que obedezcan a las características geológicas y tectónicas del lugar de emplazamiento de los edificios en estudio y que, en conjunto, representen bien la peligrosidad sísmica del lugar, caracterizada normalmente por la aceleración máxima del terreno que tiene una probabilidad de excedencia de 10% en cincuenta años y por una forma espectral. En este estudio se aplicarán los resultados de Hurtado (1999) para la modelación estocástica de la variación temporal de las ondas sísmicas en la ciudad de Manizales (Colombia) con base en los registros obtenidos allí en años recientes. La Tabla 6.1 muestra las variables aleatorias consideradas, su tipo de distribución estadística y los parámetros que las definen es decir, el valor medio μ , la desviación típica σ y el coeficiente de variación σ/μ (COV). Son tres los parámetros fundamentales que utiliza esta modelación: 1) la frecuencia angular del estrato de suelo predominante, ω_g (“omegag” en la Tabla 6.1), 2) el coeficiente de amortiguamiento efectivo, v_g (“nug” en la Tabla 6.1), y, 3) la duración de la fase fuerte del movimiento, s_o (Bonett 2003), parámetro que se calcula a partir de la aceleración máxima que tendrá el acelerograma y de una variable aleatoria normal ε (“epsilon” en la Tabla 6.1), con media cero y desviación estándar 0,2867 (Hurtado 1999).

Un conjunto cualquiera de acelerogramas sintéticos generados con esta técnica tiene características acordes con las propiedades geotectónicas de la ciudad de Manizales. No obstante para que dicho conjunto represente apropiadamente el nivel de peligrosidad sísmica exigido por las NSR-98 (AIS 1998) cada uno de ellos debe escalarse de tal forma que el 10% de ellos tenga una aceleración máxima que supere el valor de 0,25 g. Para ello se ha empleado la función de estadística denominada logística, cuya función de distribución de probabilidad es:

$$p(x) = \frac{e^{\left(\frac{x-a}{b}\right)}}{b \left[1 + e^{\left(\frac{x-a}{b}\right)} \right]^2} \quad (6.14)$$

y cuya función cumulativa es:

$$F(x) = \frac{1}{1 + e^{\left(\frac{x-a}{b}\right)}} \quad (6.15)$$

donde:

$$\mathbf{a} = \mu$$

$$\mathbf{b} = \sqrt{\frac{3\sigma^2}{\pi^2}}$$

σ = Desviación típica, que puede a su vez expresarse en función de **b**

$$\text{como: } \sigma = \sqrt{\frac{\mathbf{b}^2 \pi^2}{3}}$$

Para determinar los valores apropiados de los parámetros **a** y **b** hay que establecer el valor del coeficiente de variación (COV) propio de la aceleración máxima del terreno esperada en 50 años. Este es un valor que depende del sitio y puede variar de 0,56 a 1,38 (Bertero et al. 2002). En Tokio, donde se cuenta con una gran base de datos, la aceleración máxima del terreno esperada en 50 años es de 0,23g y su COV es de 0,60 (Foliente 2000). En este caso se supone un valor de 0,60 para el COV de la aceleración máxima de Manizales. A partir de este se calculan los parámetros **a** y **b** de la siguiente manera:

- a. Teniendo presente que la aceleración máxima dada por las NSR-98 (0,25g) no corresponde a la media sino al valor que tiene una probabilidad de 0,1 de ser excedido en 50 años, se puede evaluar la Ecuación 6.15 en ese punto así:

$$0,9 = \frac{1}{1 + e^{\left(\frac{-0,25 - \mathbf{a}}{\mathbf{b}}\right)}}$$

que con algunas operaciones matemáticas lleva a: $\mathbf{b} = \frac{(0,25 - \mathbf{a})}{2,197}$ (6.16)

b. Dado que: $\text{COV} = \frac{\sigma}{\mu} = \frac{\sqrt{\frac{\mathbf{b}^2 \pi^2}{3}}}{\mathbf{a}} = 0,6$

que con algunas operaciones matemáticas lleva a: $\mathbf{b} = \frac{0,6\sqrt{3}\mathbf{a}}{\pi}$ (6.17)

- c. Igualando las Ecuaciones (6.16 y 6.17) se obtiene: **a** = 0,1448 y **b** = 0,04789

- d. Finalmente se tiene: $\sigma = 0,08688$ (ver variable “acelmax” en la Tabla 6.1).

Ítem	Variable	Distribución	μ	σ	σ/μ	Parámetros
1	acelmax	Logística	1,448E-01	8,688E-02	6,000E-01	a=0,1448; b=0,04789
2	epsilon	Normal	1,000E-04	2,867E-01	2,867E+03	
3	omegag	Weibull	1,209E+01	3,022E+00	2,500E-01	k=1,55; w=12,6; $\epsilon = 7,5$
4	nug	Lognormal	1,540E-01	6,200E-02	4,026E-01	$\lambda = -1,9442$; $\zeta = 0,3865$

Tabla 6.1. Variables de modelación de la acción sísmica

A manera de ejemplo se presenta en las Figuras 6.3 y 6.4 una muestra de doscientos acelerogramas generados con el programa Yehwen-Promenvir-cb2, que aplica el modelo estocástico de Hurtado (1999), escalados como se acaba de explicar, y sus respectivos espectros de respuesta, así como el espectro de respuesta de las NSR-98 (AIS 1998) para Manizales y el espectro de diseño del SISMan. Se incluye en la Figura 6.4 el espectro medio de la muestra y el espectro medio más 1,28 veces la desviación estándar, cuya probabilidad de excedencia es de aproximadamente 10%.

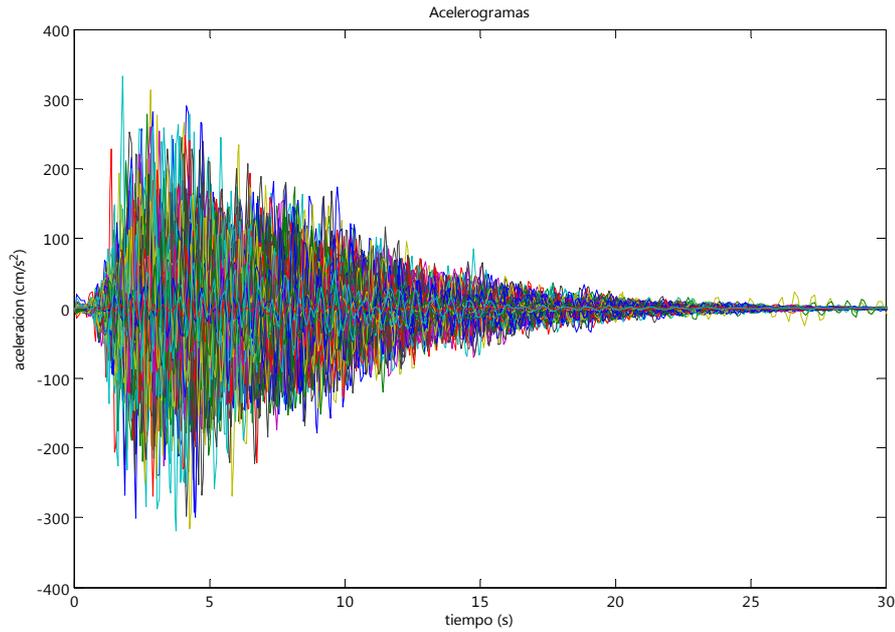


Figura 6.3. Acelerogramas de 200 sismos generados con el programa Yehwen-Promenvir-cb2

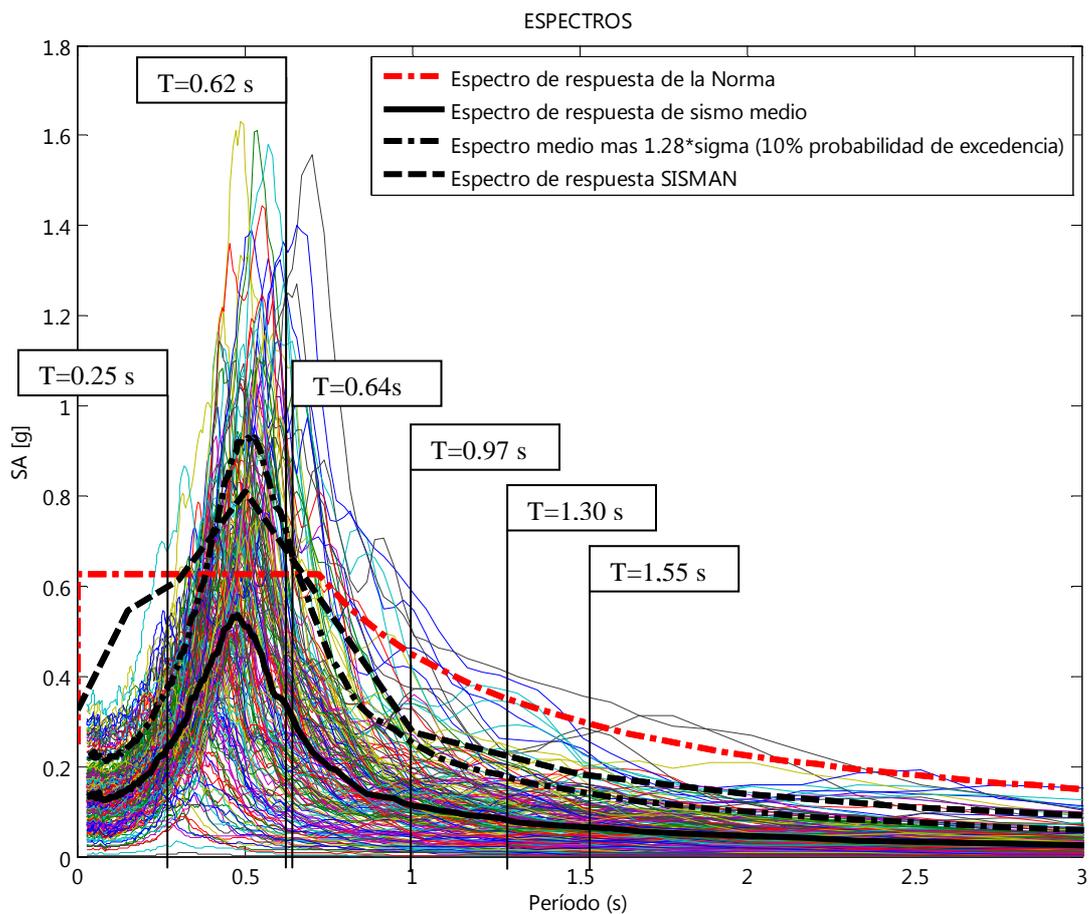


Figura 6.4. Espectros de respuesta de 200 acelerogramas generados, del acelerograma medio, medio+3 σ , de las NSR-98 y del SISMAN (Los períodos marcados corresponden a los edificios estudiados)

Con base en la Figura 6.4 puede afirmarse que el espectro medio más 1,28 veces la desviación estándar, cuya probabilidad de excedencia es de aproximadamente 10% se aproxima bastante al espectro SISMan, que se obtuvo del estudio de microzonificación sísmica de la ciudad. Esta comparación permite aseverar que los sismos generados con la técnica de Hurtado están en conformidad con las características geotectónicas de la zona y que, por el contrario, el espectro de respuesta de las NSR-98 resulta muy conservador para períodos mayores que 0,72 s.

6.5.1.2 Propiedades mecánicas

La fabricación de los perfiles de acero está reglamentada con la norma *American Society for Testing and Materials Specification A6*, de la cual el AISC proporciona un resumen en su *Manual of Steel Construction* (AISC 1994). Este reglamento contempla las tolerancias que constan en la Tabla 6.2 para las dimensiones principales de una sección de acero indicadas en la Figura 6.5.

En el marco de esta investigación se calculó que las variaciones permitidas en la dimensiones pueden hacer que el momento de inercia de una sección típica de 300 mm de altura varíe hasta en un 6,0 % con respecto al valor nominal. Suponiendo que se trata de una variable gaussiana, cuya mediana (μ) es su valor nominal y que el valor mínimo permitido ($0,94\mu$) corresponde a la mediana menos tres veces la desviación estándar ($\mu - 3\sigma$), es decir, que tiene una probabilidad de ser alcanzado o excedido de 99,86 %, se obtiene $COV = 0,02$ (véase por ejemplo las variables $i1$, $i2$, e $i7$ en las Tablas 6.3 y 6.4 que corresponden a los momentos de inercia de los miembros 1, 2 y 7 del pórtico arriostrado bajo y del resistente a momentos bajo respectivamente). Este coeficiente de variación se adoptó también para el área de la sección transversal (variables $a1$, $a2$ y $a4$ en la Tabla 6.3 y $a1$ y $a2$ en la Tabla 6.4) y para el módulo de elasticidad (variable me en la Tabla 6.6). Se aplicaron las mismas condiciones de variabilidad a todos los miembros de los pórticos bajo estudio (ver sección 6.6).

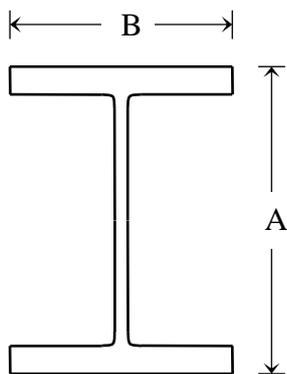


Figura 6.5. Dimensiones principales de una sección transversal

TOLERANCIAS SECCIÓN TRANSVERSAL				
Altura nominal	Altura, A, mm		Ancho, B, mm	
	Por encima	Por debajo	Por encima	Por debajo
Hasta 300 mm	13	3	6	5
Más de 300 mm	3	3	6	5
Máxima variación en área y peso: $\pm 2,5$ %				

Tabla 6.2. Tolerancias de las secciones de acero, en mm

Ítem	Variable	Distribución	μ	σ	σ/μ
1	a1	Normal	1,006E-02	2,012E-04	2,000E-02
2	i1	Normal	1,769E-04	3,538E-06	2,000E-02
3	a2	Normal	6.645E-03	1,329E-04	2,000E-02
4	i2	Normal	1,186E-04	2,372E-06	2,000E-02
5	a4	Normal	3,606E-03	7,212E-05	2,000E-02
6	i7	Normal	3,987E-05	7,974E-07	2,000E-02

Tabla 6.3. Variación estocástica de las propiedades de la sección transversal de los miembros del pórtico arriostrado bajo

Ítem	Variable	Distribución	μ	σ	σ/μ
1	a1	Normal	1,652E-02	3,304E-04	2,000E-02
2	i1	Normal	3,186E-04	6,372E-06	2,000E-02
3	a2	Normal	7,226E-03	1,445E-04	2,000E-02
4	i2	Normal	1,639E-04	3,278E-06	2,000E-02
5	i7	Normal	9,630E-05	1,926E-06	2,000E-02

Tabla 6.4. Variación estocástica de las propiedades de la sección transversal de los miembros del pórtico resistente a momentos bajo

Con respecto a la tensión de plastificación del acero, es bien reconocido por los especialistas que hay una diferencia significativa entre la denominada “tensión de plastificación mínima especificada”, simbolizada por f_y , que es el valor que garantizan los fabricantes para ser utilizado en los cálculos de acuerdo con los códigos de construcción, y los valores que en la práctica alcanza esta propiedad. Para estimar esta variabilidad se hace referencia en primera instancia a *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC 1992). En esta norma, para efectos de evaluar el momento de plastificación real de un perfil de acero, se contempla el uso del factor R_y , denominado “Relación entre la resistencia a la plastificación esperada y la resistencia a la plastificación mínima especificada”, cuyos valores para los diversos tipos de miembros estructurales de acero aparecen en la Tabla 6.5. Se puede deducir, por tanto, que es de esperar que la tensión de plastificación real del acero sea significativamente mayor que el valor nominal de cálculo.

Tipo de miembro estructural	R_y
Perfiles y barras laminados en caliente	
— ASTM A36/A36M	1,5
— ASTM A572/A572M Grado 42	1,3
— ASTM A992/A992M	1,1
— Todos los otros grados	1,1
Tubería cuadrada	
— ASTM A500, A501, A618 y A847	1,3
Tubería redonda	
— ASTM A53/A53M	1,4
Pletinas	1,1
Todos los otros productos	1,1

Tabla 6.5. Valores del factor R_y para diferentes tipos de miembros estructurales

Sin embargo, el uso de factor R_y del AISC no deja de ser una manera determinista de establecer el máximo momento de plastificación de las vigas que llegan a un nudo para garantizar que en este se consiga que las vigas plastifiquen antes que lo hagan las columnas (principio de columna-fuerte – viga-débil). Un tratamiento probabilista de esta propiedad se hace en *Simulation-Based Reliability Assessment for Structural Engineers* (Marek et al. 1996), en donde se presentan histogramas para la tensión de plastificación real de diferentes tipos de acero. Con base en la información allí presentada se ha calculado que la tensión de plastificación para el acero ASTM A-36, especificado para los edificios analizados, se puede expresar como una variable aleatoria normal con mediana $\mu = 3,390E+08$ Pa y $COV = 9,705E-02$ (ver Figura 6.6 y variable f_y en la Tabla 6.6). Nótese que dicha mediana corresponde a la tensión de plastificación mínima especificada para el acero ASTM A36 ($f_y = 2,480E+08$ Pa) multiplicada por un factor promedio R_y de 1,37, concordante con el valor máximo consignado en la Tabla 6.5. En la mayoría de los edificios de acero construidos en la segunda mitad del siglo XX se empleó este tipo de acero, que ahora está siendo reemplazado por el tipo ASTM A-572 (Bjorhovde 2004).

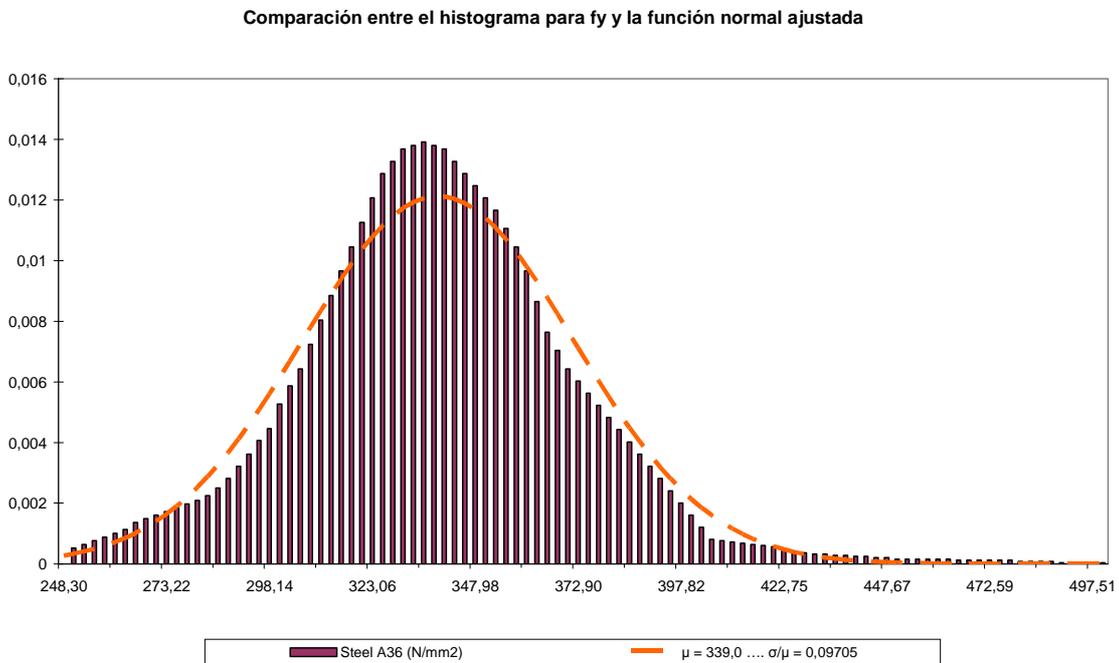


Figura 6.6. Histograma y curva ajustada para la tensión de plastificación del acero A36

6.5.1.3 Cargas verticales

Para el análisis estructural de los edificios de acero se han adoptado las combinaciones de carga desarrolladas por el Subcomité A-58 de Factores de Carga del American National Standards Institute (ANSI). Estas combinaciones están basadas en la suposición de que en un momento dado solo un tipo de carga alcanzará su valor máximo esperado en 50 años mientras que las demás permanecerán en un valor medio (Bermúdez 2005). El coeficiente de la carga permanente en tales combinaciones, para las etapas posteriores a la de construcción, alterna entre 0,9 y 1,2. Estadísticamente se puede expresar como una variable aleatoria normal con mediana $\mu = 1,05$ y $COV = 4,696E-02$ (ver variable *coefd* en la Tabla 6.6) [6]. De acuerdo con Faber y Sorensen (2002) las cargas permanentes corrientemente se modelan con una distribución normal

puesto que pueden considerarse como obtenidas a partir de muchas diferentes contribuciones. El coeficiente de variación es normalmente de 5% a 10%. Por su parte, el coeficiente de carga de ocupación en las combinaciones ANSI alterna entre 0,5, presente en las combinaciones en las que el viento, la nieve o el sismo son las cargas dominantes, y 1,6, presente en las combinaciones en las que la carga de ocupación es la dominante, es decir, que alcanza su máximo valor esperado en 50 años. Desde este punto de vista, y dado que en el estudio desarrollado se analiza el comportamiento de la estructura cuando actúa un sismo, el factor a escoger sería el primero (0,5). Sin embargo para darle un tratamiento estadístico a esta carga se ajusta una curva al histograma proporcionado por Marek (Marek et al. 1996) perteneciente a la carga de ocupación de larga aplicación y que tiene un pico en 0,625 y otro en 0,0. Normalmente esta variable se modela mediante una distribución de extremo (Faber y Sorensen 2002). La función matemática que ha permitido el mejor ajuste es la logística con los parámetros indicados en la Figura 6.7 (ver variable *coefl* en la Tabla 6.6).

Comparación entre el histograma para la carga viva de larga aplicación y la función logística ajustada

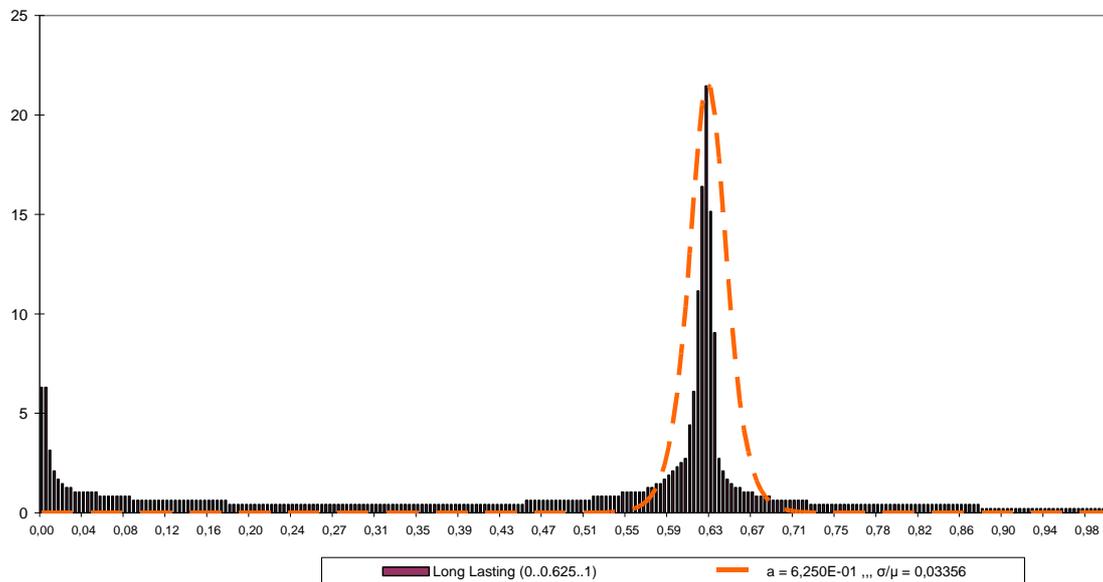


Figura 6.7. Histograma y curva de ajuste para la carga de ocupación

Ítem	Variable	Distribución	μ	σ	σ/μ	Parámetros
1	fy	Normal	3,390E+08	3,290E+07	9,705E-02	No aplica
2	me	Normal	2,000E+11	4,000E+09	2,000E-02	No aplica
3	coefd	Normal	1,050E+00	4,931E-02	4,696E-02	No aplica
4	coefl	Logística	6,250E-01	2,097E-02	3,355E-02	a=0,625; b=0,01156

Tabla 6.6. Variación estocástica de las propiedades mecánicas del acero y de las cargas verticales actuantes en los edificios

6.6 Pórticos estudiados

Para efectos de realizar la investigación propuesta se han escogido seis pórticos representativos de los principales tipos de estructuras de acero, indicados en la Tabla 6.7 junto con las alturas y el número de pisos seleccionados para este estudio. Estos edificios fueron analizados en el capítulo 4 con el método de análisis estático no lineal y en el capítulo 5 con el método de análisis dinámico no lineal. En este capítulo se analizarán dinámicamente estos edificios teniendo en cuenta la naturaleza aleatoria se las cargas y de las propiedades mecánicas de los materiales constitutivos.

Los edificios estudiados se caracterizan por haber sido proyectados en conformidad con las NSR-98 en igualdad de condiciones de cálculo, como son: peligrosidad sísmica alta, con $PGA=0,25g$; tipo de suelo S3, con factor de suelo $S=1,5$; factor de importancia $I=1,1$; carga permanente de $4,2 \text{ kN/m}^2$ y carga de ocupación de 2.0 kN/m^2 . En el dimensionamiento de las columnas se tuvo en cuenta el criterio de FEMA 356 (FEMA 2000) según el cual para que una columna pueda ser considerada de comportamiento controlado por deformación y no por fuerza, y por lo tanto se pueda esperar un comportamiento dúctil, como el indicado en la Figura 6.8, la relación entre la fuerza axial de compresión requerida y la resistencia de diseño no debe ser superior a 0,5. Otro factor que tiene mucha incidencia en el dimensionamiento de las columnas de los pórticos resistentes a momento es el requisito de las NSR-98 relativo a la deformación lateral, descrito en la sección 6.2.7.

Con el propósito de evaluar la probabilidad de excedencia de los valores de resistencia se han registrado en cada simulación estocástica los valores máximos de la fuerza axial, la fuerza cortante y el momento flector presentes en los extremos de los miembros críticos, aquellos que están más propensos a entrar en el campo plástico. En el caso de los pórticos resistentes a momento, estos miembros críticos son los del primer piso y los de los pisos en donde se presenta cambio de sección de columnas. En el caso de los pórticos arriostrados se añaden a los anteriores las riostras. En las Figuras 6.9 a 6.14 se han indicado los miembros críticos con líneas discontinuas.

Símbolo	Descripción	Altura			
		Rango		Seleccionada	
		Designación	Pisos	Pisos	Metros
S1L	Pórticos de Acero Resistentes a Momento	Baja	1-3	3	12
S1M		Media	4-7	7	23
S1H		Alta	8+	13	41
S2L	Pórticos de Acero Arriostrados	Baja	1-3	3	12
S2M		Media	4-7	7	23
S2H		Alta	8+	13	41

Tabla 6.7. Principales tipos de estructuras de acero y valores escogidos en este estudio

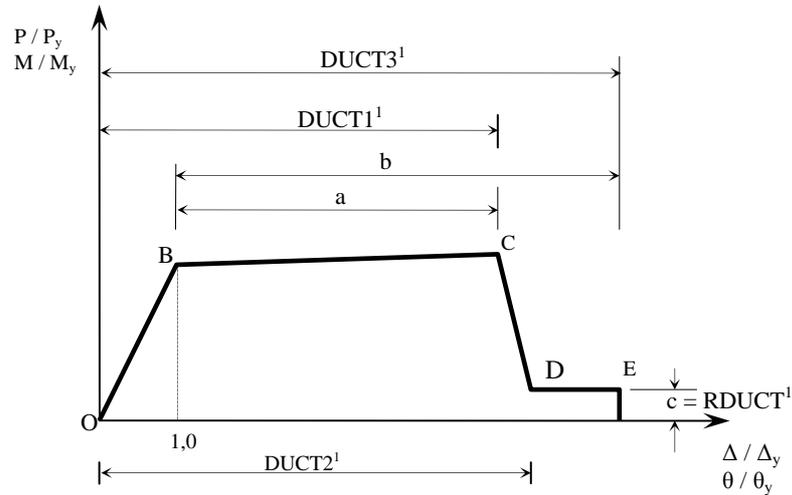


Figura 6.8. Esquema de relación momento-curvatura de una rótula
 Notas: (1) Parámetro de entrada para el programa RUAUMOKO

6.6.1 Pórtico arriostrado de baja altura

Se ha escogido para la primera parte de esta investigación el pórtico arriostrado del edificio prototipo descrito en la sección 3.5, que se presenta en la Figura 6.9 con la especificación de todos los miembros y secciones estructurales. Los miembros críticos en este caso son las vigas y columnas del primer piso y todas las riostras. Puede llamar la atención en la Figura 6.9 que en las riostras aparece doble numeración de miembro y tipo de sección. En realidad es en cada caso un elemento único; la doble numeración es un artificio de la modelación por la razón que se pasa a explicar. Como bien se sabe en un movimiento sísmico el edificio es sacudido en ambas direcciones, y por tanto cada riostra se ve sometida alternativamente a tensiones de compresión y de tracción. La capacidad de las riostras a cada una de estas solicitaciones es diferente, así como su diagrama tensión deformación. Por ello, cada riostra se modela como dos miembros coaxiales, uno que solo soporta tracción y otro que solo soporta compresión y cada uno con su correspondiente diagrama tensión deformación. Los valores que se usaron para la modelación del comportamiento plástico de los miembros de este pórtico arriostrado se muestran en la Tabla 6.8, cuyos términos se relacionan con los elementos de la Figura 6.8, que presenta los parámetros que usa el *FEMA 356* (*FEMA 2000*) y sus equivalencias para introducirlas en el programa de análisis no lineal *RUAUMOKO* (*Carr 2002*). El peso de cada pórtico transversal, más las viguetas de entrepiso y de cubierta, junto con la pletinas de conexión, es de 232 kN, lo que equivale a un peso de 551 N/m² o, en términos de peso por unidad de volumen, a 144 N/m³.

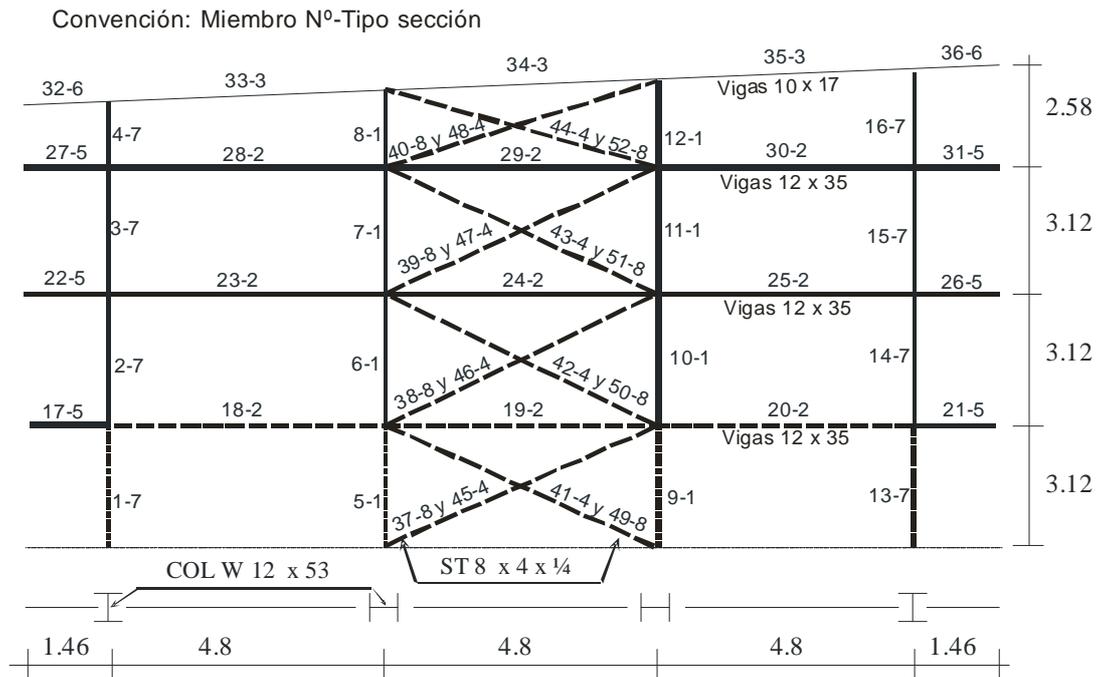


Figura 6.9. Pórtico arriostrado de baja altura

Perfil y eje de flexión	Solicitación principal	a	b	c = RDUCT ¹	DUCT1 ¹	DUCT2 ¹	DUCT3 ¹
W 12x53, XX	Compresión	0,50	8,00	0,20	1,50	7,58	9,00
W 12x53, YY	Flexión	1,48	2,25	0,20	2,48	2,604	3,25
W 12x35, XX	Flexión	9,00	11,00	0,60	10,00	10,20	12,00
ST 8x4x1/4	Compresión	0,5	3,64	0,23	1,50	3,07	4,64
ST 8x4x1/4	Tracción	11,00	14,00	0,8	12,00	13,20	15,0

Tabla 6.8. Comportamiento plástico pórtico arriostrado de baja altura

Notas: (1) Parámetro de entrada para el programa RUAUMOKO

6.6.2. Pórtico resistente a momentos de baja altura

Se estudia un edificio que es similar al del caso anterior en su geometría, cargas verticales, peligrosidad sísmica y materiales pero difiere en su configuración estructural en el hecho de que no tiene riostras sino que resiste enteramente la carga sísmica a través de la acción conjunta entre columnas y vigas conectadas monolíticamente. Sus dimensiones y perfiles estructurales se aprecian en la Figura 6.10. Los miembros críticos (línea discontinua) son las vigas y columnas del primer piso. El peso de cada pórtico transversal, más las viguetas de entrepiso y de cubierta, junto con la pletinas de conexión, es de 244 kN, lo que equivale a un peso de 581 N/m² o, en términos de peso por unidad de volumen, a 152 N/m³. Los valores que se usaron para la modelación del comportamiento plástico de los miembros de este pórtico no arriostrado se muestran en la Tabla 6.9, cuyos términos se relacionan con los elementos de la Figura 6.8, que presenta los parámetros que usa el *FEMA 356* (FEMA 2000) y sus equivalencias para introducirlas en el programa de análisis no lineal RUAUMOKO (Carr 2002).

Perfil	Solicitación principal	a	b	c = RDUCT ¹	DUCT1 ¹	DUCT2 ¹	DUCT3 ¹
W 12x87	Flexión	4,89	7,54	0,20	5,89	6,19	8,54
W 14x38	Flexión	9,00	11,00	0,60	10,00	10,20	12,00

Tabla 6.9. Comportamiento plástico pórtico resistente a momentos de baja altura
Notas: (1) Parámetro de entrada para el programa RUAUMOKO

Convención: Miembro N^o-Tipo sección

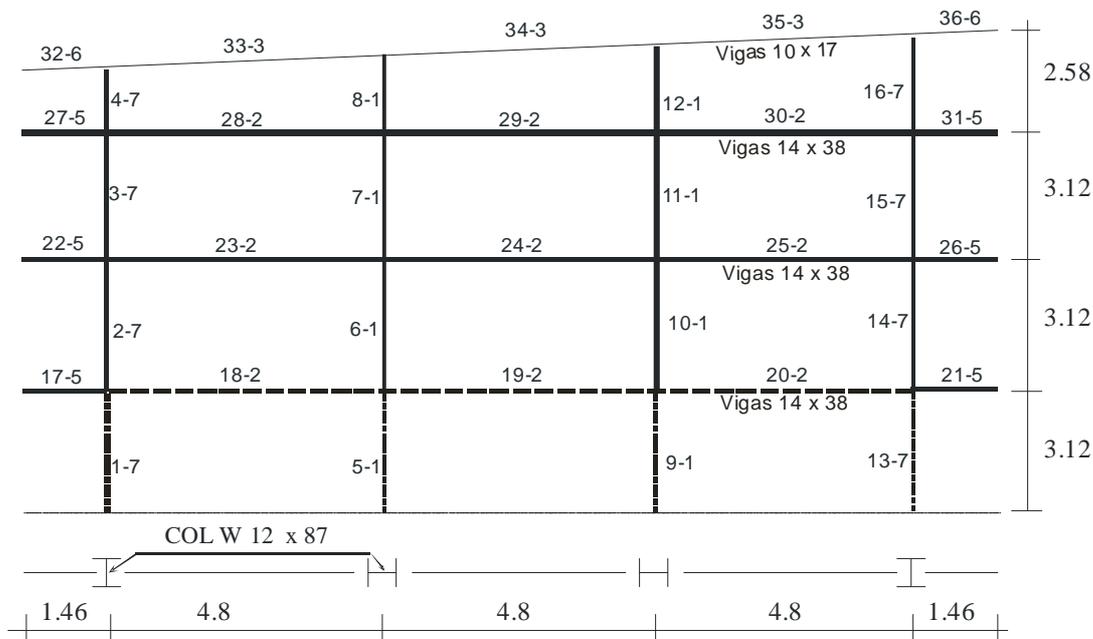


Figura 6.10. Pórtico resistente a momentos de baja altura

6.6.3. Pórtico arriostrado de altura media

Con el propósito de evaluar el efecto del cambio en la altura se describe en este apartado el edificio arriostrado de siete pisos que en planta es igual a los estudiados en los apartados anteriores. Sus dimensiones y perfiles estructurales se aprecian en la Figura 6.11. Los miembros que se han encontrado críticos son las vigas y columnas del primer piso, las del piso 4 y las riostras de todos los pisos. El piso cuarto resulta en este caso crítico por ser aquel en el se presenta un cambio de sección estructural de las columnas. Esta situación también conlleva la introducción de platinas de empalme entre las diferentes secciones de las columnas, las cuales pueden verse sometidas a fuerzas de tracción en un sismo, por lo que también se registrarán las fuerzas máximas de tracción en algunas de ellas.

El peso de cada pórtico transversal, más las viguetas de entrepiso y de cubierta, junto con la pletinas de conexión, es de 518 kN, lo que equivale a un peso de 527 N/m², o, en términos de peso por unidad de volumen a 166 N/m³. Los valores que se usaron para la modelación del comportamiento plástico de los miembros de este pórtico se muestran en la Tabla 6.10, cuyos términos se relacionan con los elementos de la Figura 6.8, que presenta los parámetros que usa el FEMA 356 (FEMA 2000) y sus equivalencias para introducirlas en el programa de análisis no lineal RUAUMOKO (Carr 2002).

Convención:
Número de miembro-Tipo de sección

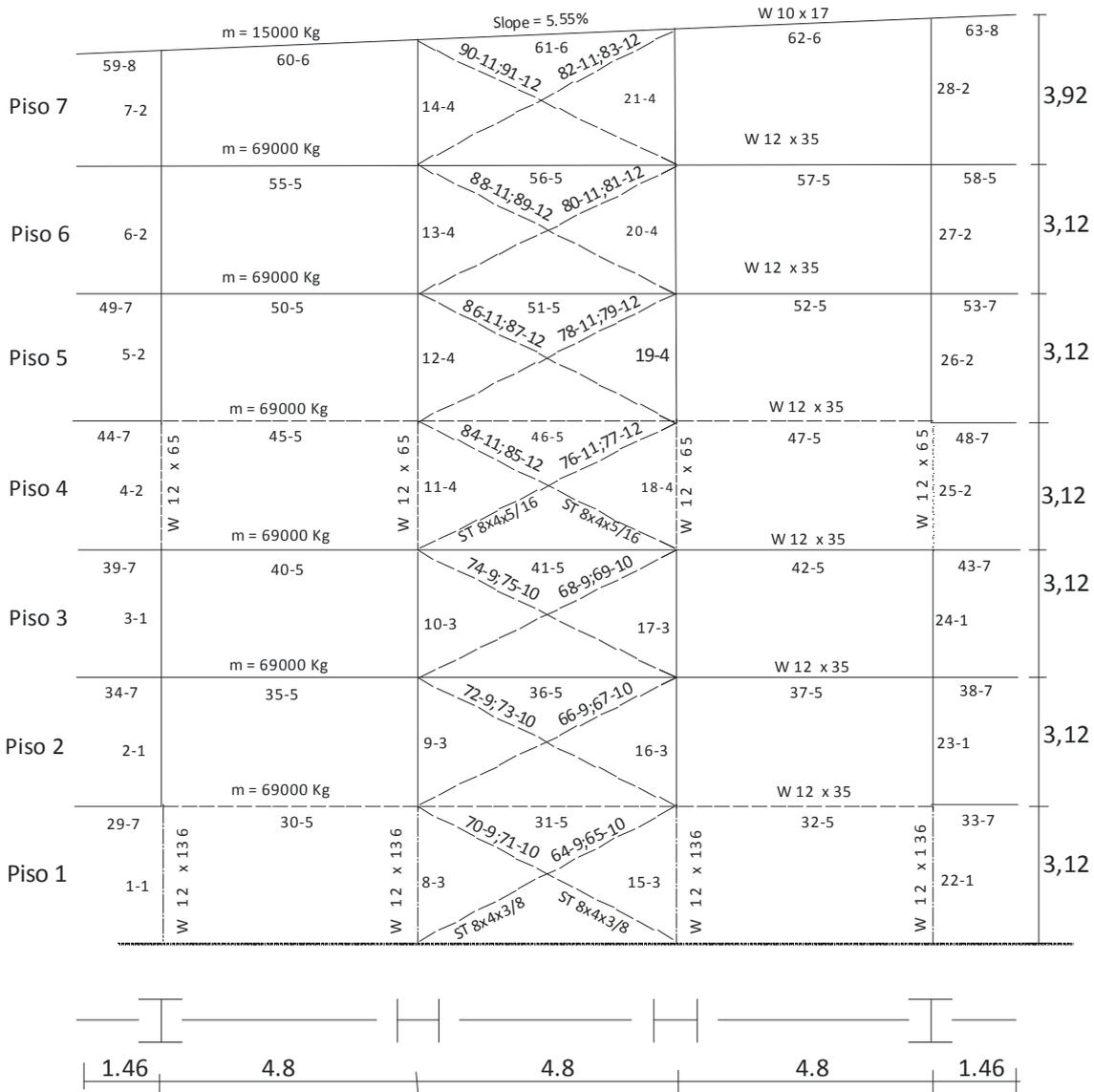


Figura 6.11. Pórtico arriostrado de altura media (siete pisos)

Perfil y eje de flexión	Solicitación principal	a	b	c = RDUCT ¹	DUCT1 ¹	DUCT2 ¹	DUCT3 ₁
W 12x136, XX	Compresión	0,50	8,00	0,20	1,50	7,58	9,00
W 12x136, YY	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	3,18	3,55
W 12x65 XX	Flexión	1,00	1,50	0,20	2,00	2,40	2,50
W 12x 65 YY	Flexión	1,00	1,50	0,20	2,00	2,40	2,50
W 12x35, XX	Flexión	9,00	11,0	0,60	10,00	10,20	12,00
ST 8x4x3/8	Compresión	0,5	6,20	0,36	1,50	1,80	7,20
ST 8x4x3/8	Tracción	11,0	14,0	0,8	12,00	14,40	15,0
ST 8x4x5/16	Compresión	0,5	5,18	0,31	1,50	1,80	6,18
ST 8x4x5/16	Tracción	11,0	14,0	0,8	12,00	14,40	15,0

Tabla 6.10. Comportamiento plástico pórtico arriostrado de altura media

Notas: (1) Parámetro de entrada para el programa RUAUMOKO

6.6.4. Pórtico resistente a momentos de altura media

Se describe en este apartado el edificio resistente a momentos de siete pisos de altura, con la misma distribución en planta y condiciones de cálculo que los anteriores. Sus dimensiones y perfiles estructurales se aprecian en la Figura 6.12, en la que se señalan con línea discontinua los miembros críticos, en este caso, las vigas y columnas del primer piso y las del piso 4, por presentarse en este un cambio de sección estructural en las vigas y columnas. Esta situación también conlleva la introducción de pletinas de empalme entre las diferentes secciones de las columnas, las cuales pueden verse sometidas a fuerzas de tracción en un sismo, por lo que también se registrarán las fuerzas máximas de tracción en algunas de ellas.

Convención:
Número de miembro-Tipo de sección

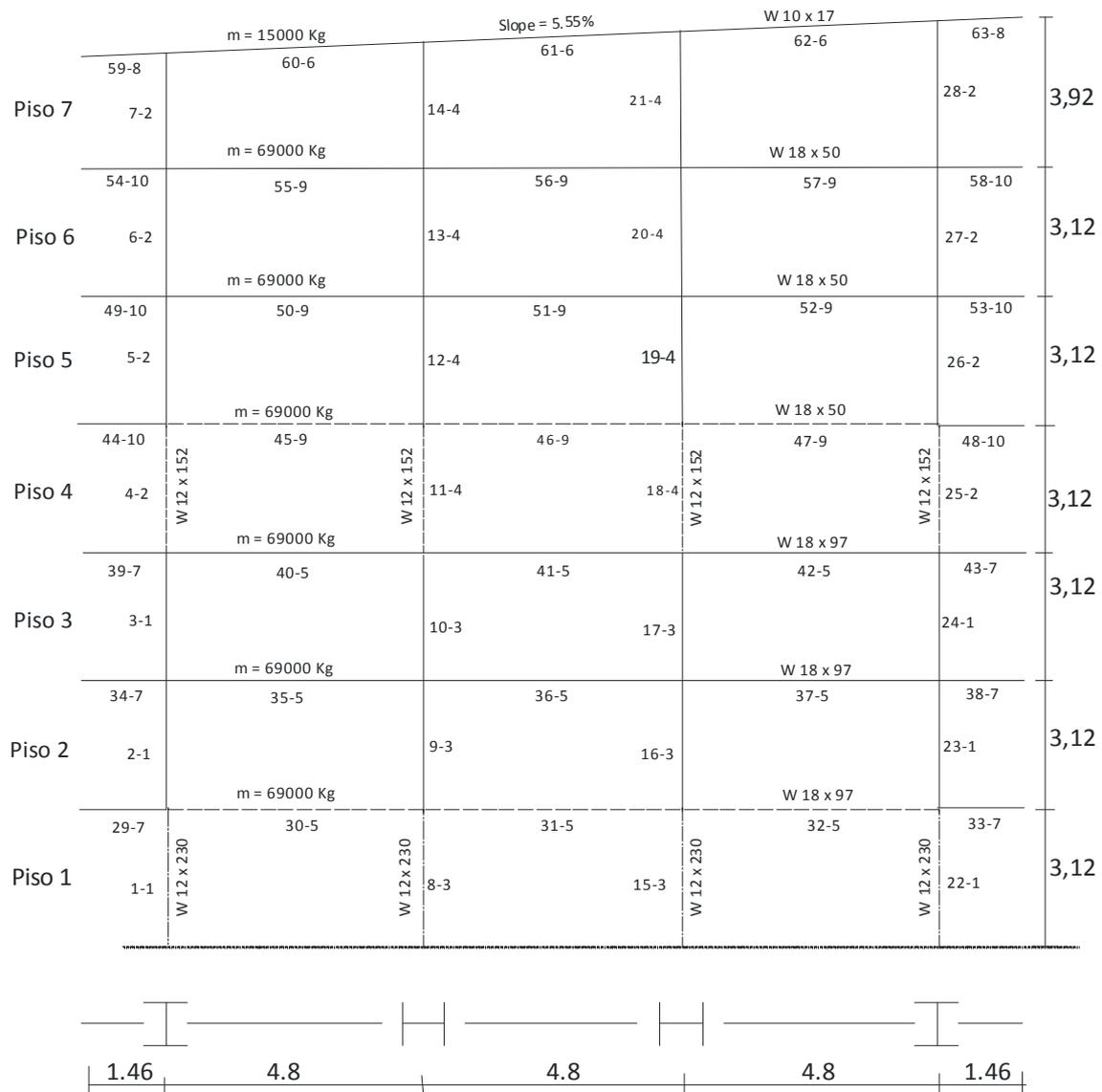


Figura 6.12. Pórtico resistente a momentos de altura media

El peso de cada pórtico transversal, más las viguetas de entrepiso y de cubierta, junto con la pletinas de conexión, es de 723 kN, lo que equivale a un peso de 736 N/m², o, en

términos de peso por unidad de volumen, a 232 N/m^3 . Los valores que se usaron para la modelación del comportamiento plástico de los miembros de este pórtico no arriostrado se muestran en la Tabla 6.11, cuyos términos se relacionan con los elementos de la Figura 6.8, que presenta los parámetros que usa el *FEMA 356* (FEMA 2000) y sus equivalencias para introducirlas en el programa de análisis no lineal RUAUMOKO (Carr 2002).

Perfil y eje de flexión	Solicitación principal	a	b	c = RDUCT ¹	DUCT1 ¹	DUCT2 ¹	DUCT3 ¹
W 12x230, XX	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	3,18	3,55
W 12x230, YY	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	3,18	3,55
W 12x152, XX	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	3,18	3,55
W 12x152, YY	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	3,18	3,55
W 18x97, XX	Flexión	9,00	11,0	0,60	10,00	10,20	12,00
W 18x50, XX	Flexión	9,00	11,0	0,60	10,00	10,20	12,00

Tabla 6.11. Comportamiento plástico pórtico resistente a momentos de altura media
Notas: (1) Parámetro de entrada para el programa RUAUMOKO

6.6.5. Pórtico alto arriostrado

Se describe en este apartado un edificio arriostrado de trece pisos que en planta es igual a los estudiados en los apartados anteriores y conserva los mismos valores para las cargas verticales, la peligrosidad sísmica y los materiales. Sus dimensiones y perfiles estructurales se aprecian en la Figura 6.13. Los miembros críticos, en línea discontinua, son las vigas y columnas de los pisos 1, 4, 7 y 10 y todas las riostras. También se registrarán las fuerzas de tracción en algunas columnas de estos pisos para estimar la probabilidad de falla de las pletinas de empalme.

El peso de cada pórtico transversal, más las viguetas de entrepiso y de cubierta, junto con la pletinas de conexión, es de 1148 kN, lo que equivale a un peso de 629 N/m^2 , o, en términos de peso por unidad de volumen a 200 N/m^3 . Los valores que se usaron para la modelación del comportamiento plástico de los miembros de este pórtico no arriostrado se muestran en la Tabla 6.12, cuyos términos se relacionan con los elementos de la Figura 6.8, que presenta los parámetros que usa el *FEMA 356* (FEMA 2000) y sus equivalencias para introducirlas en el programa de análisis no lineal RUAUMOKO (Carr 2002).

Convención:
Número de miembro-Tipo de sección

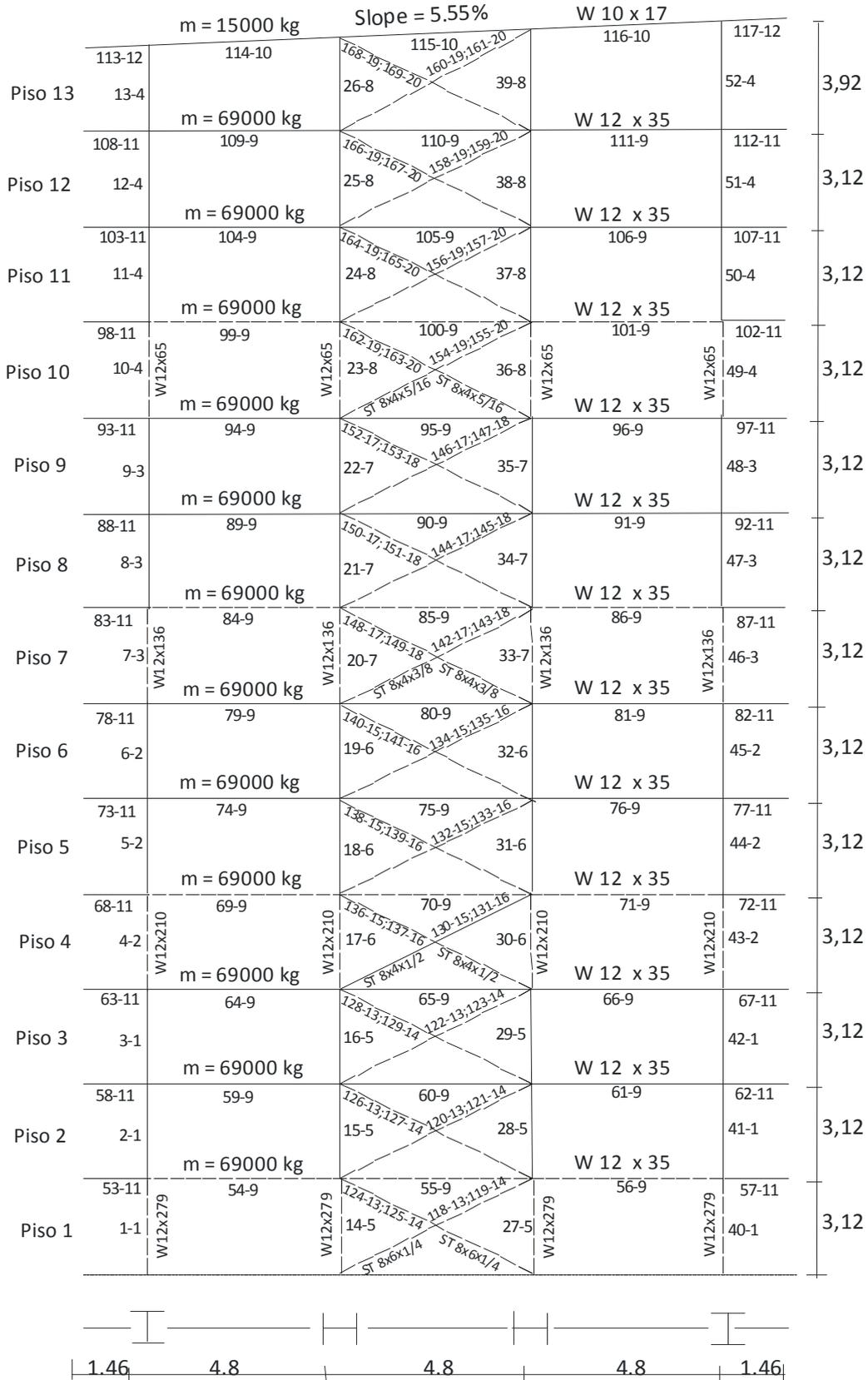


Figura 6.13. Pórtico alto arriostrado (trece pisos)

Perfil y eje de flexión	Solicitación principal	a	b	c = RDUCT ¹	DUCT1 ¹	DUCT2 ¹	DUCT3 ¹
W 12x279, XX	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	2,78	3,55
W 12x279, YY	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	2,78	3,55
W 12x210 XX	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	2,78	3,55
W 12x210, YY	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	2,78	3,55
W 12x136, XX	Compresión	0,50	8,00	0,20	1,50	7,58	9,00
W 12x136, YY	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	2,78	3,55
W 12x65, XX	Flexión	1,00	1,50	0,20	2,00	2,40	2,50
W 12x65, YY	Flexión	1,00	1,50	0,20	2,00	2,10	2,50
W 12x35, XX	Flexión	9,00	11,0	0,60	10,00	10,20	12,00
ST 8x6x1/4	Compresión	0,5	3,64	0,23	1,50	1,80	4,64
ST 8x6x1/4	Tracción	11,0	14,0	0,8	12,00	14,40	15,0
ST 8x4x1/2	Compresión	0,5	7,48	0,42	1,50	1,80	8,48
ST 8x4x1/2	Tracción	11,0	14,0	0,8	12,00	14,40	15,0
ST 8x4x3/8	Compresión	0,5	6,20	0,36	1,50	1,80	7,20
ST 8x4x3/8	Tracción	11,0	14,0	0,8	12,00	14,40	15,0
ST 8x4x5/16	Compresión	0,5	5,18	0,31	1,50	1,80	6,18
ST 8x4x5/16	Tracción	11,0	14,0	0,8	12,00	14,40	15,0

Tabla 6.12. Comportamiento plástico pórtico alto arriostrado
Notas: (1) Parámetro de entrada para el programa RUAUMOKO

6.6.6. Pórtico alto resistente a momentos

Se describe aquí el edificio resistente a momentos de trece pisos de altura, con la misma distribución en planta y los mismos valores para las cargas verticales, la peligrosidad sísmica y los materiales. Sus dimensiones y perfiles estructurales se aprecian en la Figura 6.14. En esta figura se muestran en línea discontinua los miembros que se han encontrado críticos: las vigas y columnas de los pisos 1, 4, 7 y 10. También se registrarán las fuerzas de tracción en algunas columnas de estos pisos para estimar la probabilidad de falla de las pletinas de empalme.

El peso de cada pórtico transversal, más las viguetas de entrepiso y de cubierta, junto con la pletinas de conexión, es de 1707 kN, lo que equivale a un peso de 936 N/m², o, en términos de peso por unidad de volumen a 297 N/m³. Los valores que se usaron para la modelación del comportamiento plástico de los miembros de este pórtico no arriostrado se muestran en la Tabla 6.13, cuyos términos se relacionan con los elementos de la Figura 6.8, que presenta los parámetros que usa el *FEMA 356* (FEMA 2000) y sus equivalencias para introducirlas en el programa de análisis no lineal RUAUMOKO (Carr 2002).

Convención:
Número de miembro-Tipo de sección

		m = 15000 kg		Slope = 5.55%		W 10 x 17			
Piso 13	113-12	114-13	115-13	116-13	117-12				
	13-4		26-8	39-8	52-4			3,92	
Piso 12	108-11	109-12	110-12	111-12	112-11	W18x50			
	12-4		25-8	38-8	51-4			3,12	
Piso 11	103-11	104-12	105-12	106-12	107-11	W18x50			
	11-4		24-8	37-8	50-4			3,12	
Piso 10	98-11	99-12	100-12	101-12	102-11	W18x97			
	10-4		23-8	36-8	49-4			3,12	
Piso 9	93-11	94-11	95-11	96-11	97-11	W18x97			
	9-3		22-7	35-7	48-3			3,12	
Piso 8	88-11	89-11	90-11	91-11	92-11	W18x97			
	8-3		21-7	34-7	47-3			3,12	
Piso 7	83-11	84-11	85-11	86-11	87-11	W18x130			
	7-3		20-7	33-7	46-3			3,12	
Piso 6	78-11	79-10	80-10	81-10	82-11	W18x130			
	6-2		19-6	32-6	45-2			3,12	
Piso 5	73-11	74-10	75-10	76-10	77-11	W18x130			
	5-2		18-6	31-6	44-2			3,12	
Piso 4	68-11	69-10	70-10	71-10	72-11	W18x143			
	4-2		17-6	30-6	43-2			3,12	
Piso 3	63-11	64-9	65-9	66-9	67-11	W18x143			
	3-1		16-5	29-5	42-1			3,12	
Piso 2	58-11	59-9	60-9	61-9	62-11	W18x143			
	2-1		15-5	28-5	41-1			3,12	
Piso 1	53-11	54-9	55-9	56-9	57-11	W18x336			
	1-1		14-5	27-5	40-1			3,12	

1.46	4.8	4.8	4.8	1.46
------	-----	-----	-----	------

Figura 6.14. Pórtico alto resistente a momentos

Perfil y eje de flexión	Solicitación principal	a	b	c = RDUCT ¹	DUCT1 ¹	DUCT2 ¹	DUCT3 ¹
W 12x336, XX	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	2,78	3,55
W 12x336, YY	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	2,78	3,55
W 12x305, XX	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	2,78	3,55
W 12x305, YY	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	2,78	3,55
W 12x230, XX	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	2,78	3,55
W 12x230, YY	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	2,78	3,55
W 12x152, XX	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	2,78	3,55
W 12x152, YY	Flexión	1,65	2,55	0,20	2,65	2,78	3,55
W 18x143, XX	Flexión	9,00	11,0	0,60	10,00	10,20	12,00
W 18x130, XX	Flexión	9,00	11,0	0,60	10,00	10,20	12,00
W 18x97, XX	Flexión	9,00	11,0	0,60	10,00	10,20	12,00
W 18x50, XX	Flexión	9,00	11,0	0,60	10,00	10,20	12,00

Tabla 6.13. Comportamiento plástico pórtico alto resistente a momentos

Notas: (1) Parámetro de entrada para el programa RUAUMOKO

6.6.7. Resistencia nominal

En las Tablas 6.14 y 6.15 se muestran los valores de resistencia nominal que tienen los miembros estructurales especificados para los sistemas estructurales estudiados. De ser superados estos valores se presentarán los estados límite alistados en la sección 6.2. El desplome máximo aceptable fue calculado limitando la deformación lateral aceptable a 0,9%, para tener en cuenta la participación que puedan tener en el desplome total las deformaciones en la dirección perpendicular al pórtico plano que se analizará (ver Ecuación 6.12). Lo mismo vale para el estado límite de pandeo por tensiones combinadas de flexión y axial, cuyo límite se fijó en 0,9 (Ecuación 6.11).

Estado límite	Indicador de resistencia	Edificio:	Arriostrado 3p	No arriostrado 3p	Arriostrado 7p		No arriostrado 7p	
		Pisos:	1-3	1-3	1-3	4-6	1-3	4-6
		Columna (W):	12x53	12x87	12x136	12x65	12x230	12x152
		Viga (W):	12x35	14x38	12x35	12x35	18x97	18x50
		Riostra (ST):	8x4x1/4	N. A.	8x4x3/8	8x4x5/16	N. A.	N. A.
		Unidad						
Rotura por tracción anclajes	Distancia entre pernos	mm	380	390	420		480	
	Díámetro de los pernos	mm	25	38	25		38	
	Condición límite: $M_{BASE} \leq$	kN.m	178,9	362,3	198,2		445,9	
Plastificación por tracción	Condición límite: $T_{COL} \leq$	kN	2236	3687	5753	2754	9761	6444
	Condición límite: $T_{RTR} \leq$	kN	804,9	N. A.	1164,9	989	N. A.	N. A.
Compresión por pandeo flector	Condición límite: $C_{RTR} \leq$	kN	284,3	N. A.	342,7	298,2	N. A.	N. A.
Plastificación por flexión	Módulo sección Z	m ³	8,39E-04	1,01E-03	8,39E-04	8,39E-04	3,46E-03	1,66E-03
	Condición límite: $M_{VIG} \leq$	kN.m	187,3	225,2	187,3	187,3	772,7	396,9
Plastificación por corte	Altura de la viga	mm	318	358	318	318	472	457
	Espesor del alma	mm	7,62	7,87	7,62	7,62	13,6	9,02
	Condición límite: $V_{VIG} \leq$	kN	324,4	378	324	324	860	553
Pandeo por tensiones combinadas de flexión y axial	Resist. a la compresión $\phi_b P_n$	kN	1866	2848	5006	2381	7810	5095
	Resist. a la flexión $\phi_b M_{nx}$	kN.m	285,3	483	784	355	1414	890
	Resist. a la flexión $\phi_b M_{ny}$	kN.m	106,6	221	359	162	648	407
	Condición límite suma tensiones		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
Deformación lateral	Altura de piso H	m	3,12	3,12	3,12	3,12	3,12	3,12
	Condición límite: $\Delta \leq$	m	0,02808	0,02808	0,02808	0,02808	0,02808	0,02808

Tabla 6.14. Resistencia nominal según tipo de solicitud en edificios de 3 y 7 pisos

Estado límite	Indicador de resistencia	Edificio:	Arriostrado 13p				No arriostrado 13 p			
		Pisos:	1-3	4-6	7-9	10-13	1-3	4-6	7-9	10-13
		Columna (W):	12x279	12x210	12x136	12x65	12x336	12x305	12x230	12x152
		Viga (W):	12x35	12x35	12x35	12x35	18x143	18x130	18x97	18x50
		Riostra (ST):	8x6x1/4	8x4x1/2	8x4x3/8	8x4x5/16	N. A.	N. A.	N. A.	N. A.
		Unidad								
Rotura por tracción anclajes	Distancia entre pernos	mm	480				530			
	Diámetro de los pernos	mm	25				38			
	Condición límite: $M_{BASE} \leq$	kN.m	226,5				492,4			
Plastificación por tracción	Condición límite: $T_{COL} \leq$	kN	11808	8910	5753	2754	14244	12918	9761	6444
	Condición límite: $T_{RTR} \leq$	kN	950,1	1499,4	1164,9	989	N. A.	N. A.	N. A.	N. A.
Compresión por pandeo flector	Condición límite: $C_{RTR} \leq$	kN	591,9	405,0	342,7	298,2	N. A.	N. A.	N. A.	N. A.
Plastificación por flexión	Módulo sección Z	m ³	8,39E-04	8,39E-04	8,39E-04	8,39E-04	5,28E-03	4,77E-03	3,46E-03	1,66E-03
	Condición límite: $M_{VIG} \leq$	kN.m	187,3	187,3	187,3	187,3	1179,2	1065,6	772,7	396,9
Plastificación por corte	Altura de la viga	mm	318	318	318	318	495	489	472	457
	Espesor del alma	mm	7,62	7,62	7,62	7,62	18,5	17,0	13,6	9,02
	Condición límite: $V_{VIG} \leq$	kN	324	324	324	324	1231	1116	860	553
Pandeo por tensiones combinadas de flexión y axial	Resist. a la compresión $\phi_c P_n$	kN	10370	7788	5006	2381	11440	10320	7810	5095
	Resist. a la flexión $\phi_b M_{nx}$	kN.m	1761	1274	784	355	2208	1967	1414	890
	Resist. a la flexión $\phi_b M_{ny}$	kN.m	806	582	359	162	1003	894	648	407
	Límite suma tensiones		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
Deformación lateral	Altura de piso H	m	3,12	3,12	3,12	3,12	3,12	3,12	3,12	3,12
	Condición límite: $\Delta \leq$	m	0,02808	0,02808	0,02808	0,02808	0,02808	0,02808	0,02808	0,02808

Tabla 6.15. Resistencia nominal según tipo de solicitud en edificios de 13 pisos

6.7 Probabilidad de excedencia de los estados límite

Para evaluar la probabilidad de excedencia de los estados límite alistados en el numeral 6.2 se ha procedido a hacer una simulación de Monte Carlo utilizando la plataforma STAC. Mediante esta, se hace un sorteo estadístico de todas las variables de entrada involucradas, como son las relativas a la modelación sísmica (Tabla 6.1), las propiedades mecánicas del acero (Tabla 6.6), las cargas verticales actuantes (Tabla 6.6), el momento de inercia y el área transversal de los miembros estructurales (véase a manera de ejemplo las Tablas 6.3 y 6.4 que corresponden a los pórticos bajos) y, con todas ellas, se modifican los archivos de entrada de los programas Yehwen-Promenvir-cb2, que generan los acelerogramas sintéticos, y RUAUMOKO (Carr 2002), con el cual se ha realizado el análisis no lineal (en los Anexos 2 y 3 se incluyen dos ejemplos de archivos de entrada de datos, Lanu14racell.txt y Lanu14acell.txt, correspondientes al pórtico bajo arriostrado y no arriostrado respectivamente). Posteriormente se leen y registran los resultados del archivo de salida de RUAUMOKO para el subsiguiente análisis estadístico.

6.7.1. Pórtico arriostrado bajo

En la Tabla 6.16 se presentan los resultados obtenidos con la simulación de Monte Carlo en el pórtico arriostrado bajo, en la que se realizaron 10569 iteraciones. Se puede observar que los momentos estadísticos de las variables de entrada, en los ítems 1 a 14, corresponden a los preestablecidos en las Tablas 6.1, 6.3 y 6.6, lo cual indica que el procedimiento empleado en la plataforma STAC para realizar el sorteo estadístico es correcto y que las variables de entrada de la simulación estocástica efectivamente tienen las distribuciones de probabilidades deseadas. A continuación aparece en la Tabla 6.16 la información referente a algunas variables de salida seleccionadas del total de 67 variables de salida definidas en la simulación (la información de todas las variables se muestra en la Tabla A4.1 del Anexo 4). La selección que se presenta aquí tiene como objetivo mostrar el tipo de variables de salida que se definieron, las que se obtuvieron en un postproceso y, sobretodo, las que tienen probabilidades de excedencia significativas. En las columnas 3 a 5 de la Tabla 6.16 se muestran los momentos estadísticos de todas las variables; en las columnas 6 y 7 se incluyen las ecuaciones que corresponden a cada caso y su valor límite. Cuando el número de la ecuación está entre paréntesis se indica que la acción no es la única que interviene en la ecuación. En las dos últimas columnas aparece la probabilidad de excedencia de los valores límite, calculada como el número de veces en que se sobrepasó el límite dividido entre el número total de simulaciones exitosas (10455 en este caso). La columna 8 se calcula con respecto a los valores nominales, es decir los que empleó el calculista en el proyecto estructural y la columna 9 con respecto a los valores de resistencia aleatorios, es decir, los generados en cada simulación estocástica. Los ítems 15 a 18 de la Tabla 6.16 corresponden a los desplomes locales de piso de los niveles 1 y 2, máximos y mínimos. Los ítems 20, 21 y 29 a 32 muestran las acciones en los extremos de la columna 5, que es uno de los miembros críticos indicados con línea discontinua en la Figura 6.9. Los ítems 83 a 88 son resultado de un postproceso para evaluar la condición de tensiones combinadas (de acuerdo con la fórmula F.2-46 de las NSR-98, que corresponde a la Ecuación 6.11(a) de este capítulo) y el ítem 89 contiene la combinación de los desplomes sin importar su signo. En los renglones 90 a 93 se incluyen los valores límite de desplomes correspondientes a los estados de daño leve, moderado, severo y colapso.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecua- ciones que aplican	Límite	Proba- bilidad exce- dencia ¹	Proba- bilidad exce- dencia ²
1	'acelmax'	1,447E-01	8,351E-02	5,770E-01		0,25	0,1029	0,1029
2	'epsilon'	-4,118E-03	2,839E-01	-6,894E+01		N.A.	N.A.	N.A.
3	'omegag'	1,145E+01	3,024E+00	2,640E-01		N.A.	N.A.	N.A.
4	'nug'	1,442E-01	6,142E-02	4,259E-01		N.A.	N.A.	N.A.
5	'fy'	3,388E+08	3,284E+07	9,693E-02		N.A.	N.A.	N.A.
6	'me'	2,001E+11	3,984E+09	1,991E-02		N.A.	N.A.	N.A.
7	'a1'	1,006E-02	1,994E-04	1,982E-02		N.A.	N.A.	N.A.
8	'i1'	1,768E-04	3,532E-06	1,997E-02		N.A.	N.A.	N.A.
9	'a2'	6,645E-03	1,353E-04	2,036E-02		N.A.	N.A.	N.A.
10	'i2'	1,186E-04	2,357E-06	1,987E-02		N.A.	N.A.	N.A.
11	'coefd'	1,051E+00	4,971E-02	4,730E-02		N.A.	N.A.	N.A.
12	'coefl'	6,252E-01	2,099E-02	3,358E-02		N.A.	N.A.	N.A.
13	'a4'	3,606E-03	7,230E-05	2,005E-02		N.A.	N.A.	N.A.
14	'i7'	3,989E-05	8,056E-07	2,020E-02		N.A.	N.A.	N.A.
15	'desp_max_1'	1,392E-03	1,377E-03	9,893E-01	6.12	0,02808	0,0002	0,0002
16	'desp_min_1'	-1,293E-03	1,205E-03	-9,318E-01	6.12	-0,02808	0,0001	0,0001
17	'desp_max_2'	1,888E-03	1,291E-03	6,840E-01	6.12	0,02808	0,0000	0,0000
18	'desp_min_2'	-1,728E-03	1,233E-03	-7,137E-01	6.12	-0,02808	0,0000	0,0000
20	'comp_max_5'	-1,147E+06	2,788E+05	-2,430E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
21	'trac_max_5'	-3,392E+05	2,317E+05	-6,830E-01	6.4	2236000	0,0000	0,0000
29	'mom_max_5-1'	1,548E+04	1,391E+04	8,985E-01	6.2, (11)	178900	0,0000	0,0000
30	'mom_min_5-1'	-1,880E+04	1,939E+04	-1,031E+00	6.2, (11)	-178900	0,0023	0,0023
31	'mom_max_5-2'	1,085E+04	1,134E+04	1,045E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
32	'mom_min_5-2'	-5,210E+03	8,257E+03	-1,585E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
45	'axial_min_41'	-2,068E+05	9,242E+04	-4,470E-01	6.5	-275900	0,2924	0,0714
46	'axial_min_42'	-1,722E+05	9,031E+04	-5,244E-01	6.5	-275900	0,1838	0,0329
49	'axial_min_45'	-2,040E+05	9,404E+04	-4,610E-01	6.5	-275900	0,2889	0,0723
50	'axial_min_46'	-1,695E+05	9,170E+04	-5,412E-01	6.5	-275900	0,1786	0,0324
83	F.2-46_5-1	6,802E-01	2,059E-01	3,026E-01	6.11	0,9	0,1414	0,0253
84	F.2-46_5-2	6,502E-01	1,798E-01	2,765E-01	6.11	0,9	0,0972	0,0152
85	F.2-46_9-1	6,859E-01	2,045E-01	2,981E-01	6.11	0,9	0,1452	0,0274
86	F.2-46_9-2	6,563E-01	1,776E-01	2,706E-01	6.11	0,9	0,1025	0,0150
89	despl abs máx	2,072E-03	1,639E-03	7,908E-01	6.12	0,0281	0,0003	0,0003
90	despl abs máx	2,072E-03	1,639E-03	7,908E-01	D. leve	0,0025	0,3598	0,3598
91	despl abs máx	2,072E-03	1,639E-03	7,908E-01	D. mod.	0,0286	0,0002	0,0002
92	despl abs máx	2,072E-03	1,639E-03	7,908E-01	D. sev.	0,1219	0,0000	0,0000
93	despl abs máx	2,072E-03	1,639E-03	7,908E-01	Colapso	0,2053	0,0000	0,0000

Notas:

(1) Calculada con respecto a valores de resistencia nominales

(2) Calculada con respecto a valores de resistencia aleatorios

Tabla 6.16. Resultados de simulación de Monte Carlo en pórtico bajo arriostrado

De la Tabla 6.16 son destacables los siguientes puntos:

- El conjunto de acelerogramas sintéticos generados en este análisis estocástico tiene una probabilidad de 0,1029 (ítem 1) de exceder la máxima aceleración del terreno establecida para Manizales (0,25 g). Esta característica se prefijó para el conjunto de acelerogramas generados con el fin de que pudiera ser equivalente a la peligrosidad sísmica definida por el espectro de respuesta elástico de las NSR-98 para Manizales. No obstante, como se observa en la Figura 6.4, el espectro de respuesta de la norma, válido para análisis estáticos y dinámicos en el modo fundamental de vibración, tiene una zona de aceleración constante que se ha forzado para que empiece en $T=0$. Esto resulta en que para períodos menores a 0,3 s el requerimiento de aceleración de la norma sea mayor que el del conjunto de acelerogramas sintéticos representado por el espectro medio más 1,28 veces la desviación estándar de la muestra, cuya probabilidad de ser excedido es aproximadamente del 10%. Dado que el período fundamental de vibración de este pórtico es de 0.25 s (Tabla 4.22), la acción sísmica aplicada en este análisis estocástico es inferior a la del proyecto.
- La situación más crítica se presenta para las riostras cuando son sometidas a compresión (ítems 45, 46, 49 y 50). En este caso, la probabilidad de excedencia con respecto a los valores de resistencia nominales es cercana a 0,30, y con respecto a los valores de resistencia aleatorios alcanza la cifra de 0,0723. Por ser esta última cifra menor de 0,10 se deduce que la seguridad estructural brindada por los miembros estructurales proyectados de acuerdo con la norma es buena. Sin embargo, el hecho de que en la práctica se alcancen valores muy superiores a los nominales, pone de manifiesto que las uniones de tales elementos probablemente se verán sometidas a fuerzas para las cuales no estuvieron proyectadas con lo cual es de esperar la falla de los elementos de sujeción (tornillos o soldaduras) y, por ende, la falla del elemento.
- Los estados límite representados por las ecuaciones (6.2), (6.4), (6.9), (6.10) y (6.12) representan estados límite con muy baja probabilidad de excedencia (en la mayoría de los casos menor a 0,0001).
- Dadas las probabilidades de ocurrencia de los distintos estados de daño se puede afirmar que ante la ocurrencia de un sismo hay una probabilidad de 0,3598 de que se sobrepase el estado de daño leve y de 0,0002 de que se sobrepase el estado de daño moderado. La probabilidad de que se alcance el estado de daño severo es menor de 0,0001. No obstante, tanto para este caso como para todos los demás en que la probabilidad de falla es de, o cercana a, cero, debe tenerse en cuenta que el margen de error de esta simulación es de 0,0135. Este está calculado con base en el número de iteraciones que resultaron fallidas. De un total de 10596 iteraciones realizadas, 141 de ellas resultaron fallidas. Se observó que las iteraciones fallidas se debían a que el STAC no podía hacer lectura de resultados del archivo de salida del RUAUMOKO. La razón es que, por alguna razón, las casillas que contienen los diferentes guarismos en este archivo no estaban ocupadas, o por lo menos, no por caracteres numéricos. Esta irregularidad en la presentación del archivo de salida puede deberse a que el pórtico colapsó antes de que se terminara de ejecutar el análisis estructural dinámico para el sismo considerado y, por lo tanto, se alteró el archivo de resultados. No obstante puede haber otras razones para que la iteración resulte fallida y, ante la incertidumbre, sencillamente se acota como margen de error.

Estas simulaciones fallidas no se tomaron en cuenta en el cálculo de probabilidad de excedencia de los estados límite.

Estos resultados, que se pueden apreciar en la Figura 6.15, permiten afirmar que los edificios de acero bajos, cuyo sistema resistente a las fuerzas sísmicas está constituido por pórticos arriostrados proyectados de acuerdo con las NSR-98, ofrecen la fiabilidad estructural pretendida por dicho reglamento, es decir, ante la eventualidad de un movimiento del terreno con probabilidad de excedencia de 10%, los daños serán menores y estarán concentrados principalmente en las riostras, siempre y cuando sus conexiones hayan sido proyectadas teniendo en cuenta la sobrerresistencia a la plastificación que pueden llegar a tener los miembros estructurales. Por el contrario, si tales conexiones fueron dimensionadas solo para las tensiones nominales, pueden esperarse extensos daños en las soldaduras y tornillos de conexión. Los resultados indican que las desplomes relativos de piso serán bajos, con una media de 2,072E-03, y que la probabilidad de que se alcancen los rangos de desplome que dañan los cerramientos exteriores e interiores y otros elementos no estructurales sensibles al daño por desplome es de solo 0,03 %.

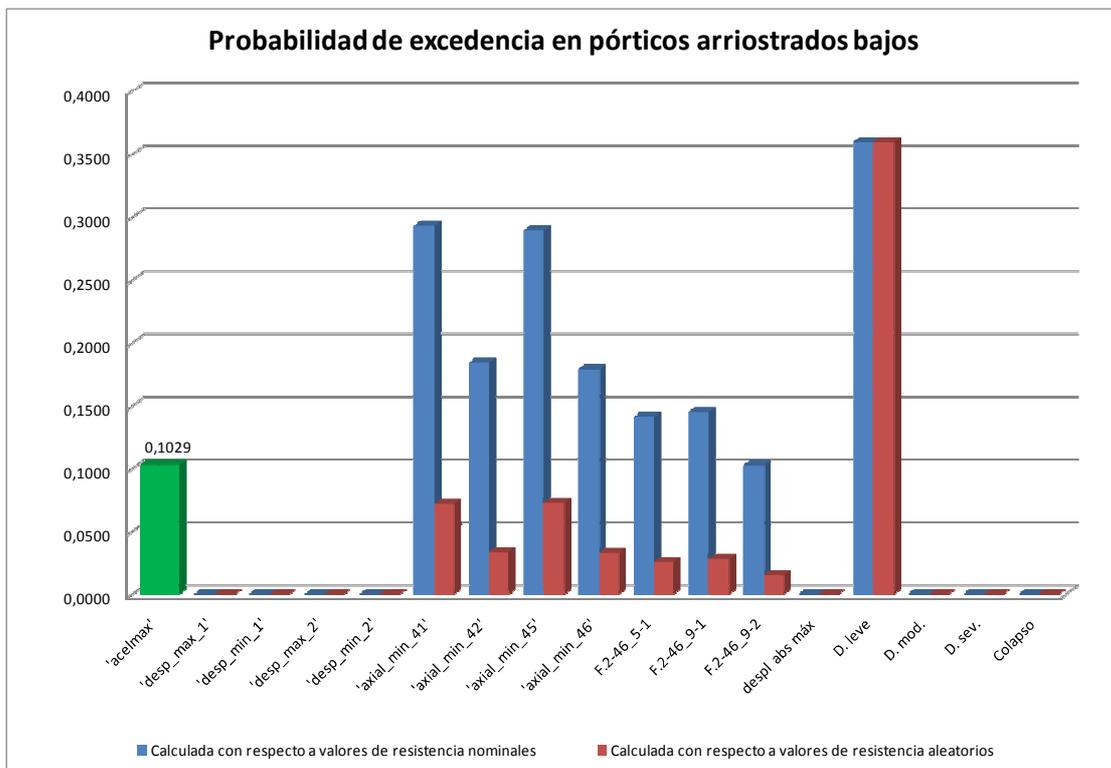


Figura 6.15. Probabilidades de excedencia en pórticos arriostrados bajos

En los cálculos realizados no se han incluido los coeficientes de carga que se estipulan en el código, toda vez que se ha determinado la distribución estadística de las cargas muerta, viva y de sismo. Los factores de resistencia en cambio no se han eliminado por cuanto, si bien es cierto que se han incluido en los análisis algunas variables que influyen en ella, tales como variabilidad de las propiedades mecánicas de las secciones estructurales, el momento de inercia, el área de la sección transversal y el punto de plastificación, otras, de gran importancia, no se han incluido, como son las posibles excentricidades debidas al proceso de construcción, la discrepancia entre las

condiciones de apoyo reales con respecto a las teóricas y los defectos de construcción, en los cordones de soldadura, por ejemplo.

Se ha aplicado la misma metodología a todos los pórticos bajo estudio. Para facilidad de lectura se presentan en este informe los resultados resumidos en las Figuras 6.16 a 6.20 mientras que las tablas con la información referente a todas las variables envueltas se encuentran en el Anexo 4.

6.7.2. Pórtico no arriostrado bajo

En la Figura 6.16 se puede observar que los edificios no arriostrados bajos, a pesar de haber sido proyectados de conformidad con los requisitos de resistencia y deformación de las NSR-98 (AIS 1998), ante un evento sísmico tienen una probabilidad de hasta el 40% de que se exceda la deformación lateral permitida y por ende se cause daño en los elementos no estructurales sensibles al desplome. Otro resultado indeseable es que la probabilidad de que se exceda la capacidad del sistema de sujeción a la cimentación es de casi el 60% (variables mom_min_5-1 y mom_min_9-1). Esta situación concuerda con el hecho de que las columnas del primer piso (miembros 1, 5, 9 y 13) tienen alta probabilidad de experimentar plastificación en su base (extremo 1) bajo la acción de tensiones combinadas de fuerza axial y momento flector (variable F.2-46_1-1 por ejemplo). Confirma esta tendencia el que la probabilidad de que se alcance el estado de daño moderado sea del 24%. Como se explicó en el capítulo 4, el alcanzar dicho estado de daño implica el inicio de la plastificación en todos los apoyos. Adicionalmente la probabilidad de que plastifiquen los extremos de las vigas del primer piso (miembros 18, 19 y 20) supera el 40%. Por otra parte, la probabilidad de que ocurran los estados de daño severo y de colapso es menor de 0.0001. De acuerdo con la Figura 6.4, dado que el período fundamental de vibración de este pórtico es de 0.64 s (Tabla 4.22), la acción sísmica aplicada en este análisis estocástico es ligeramente superior a la del proyecto, definida por el espectro de respuesta de las NSR-98, por lo cual las conclusiones mencionadas no deben ser revisadas por este concepto.

En resumen, puede decirse que los edificios de acero bajos cuyo sistema resistente a las fuerzas sísmicas está constituido por pórticos resistentes a momento, proyectados de acuerdo con las NSR-98, no ofrecen la fiabilidad estructural pretendida por dicho reglamento, es decir, ante la eventualidad de un movimiento del terreno, con una probabilidad de 10% de superar la aceleración máxima de proyecto, los daños estructurales serán numerosos y estarán localizados tanto en las conexiones a la cimentación, como en las vigas y en las columnas, principalmente del primer piso. Los resultados indican que los desplomes relativos de piso serán altos y que con una probabilidad superior al 40% se alcanzarán los rangos de desplome que pueden resultar en daño de los cerramientos exteriores e interiores y de otros elementos no estructurales sensibles al daño por desplome. Es de esperar que se alcancen los estados de daño estructural leve (probabilidad de 67%) y moderado (probabilidad de 24%) pero no el severo ni el de colapso (probabilidad menor de 0,01%). El margen de error de este análisis es de 0,93%.

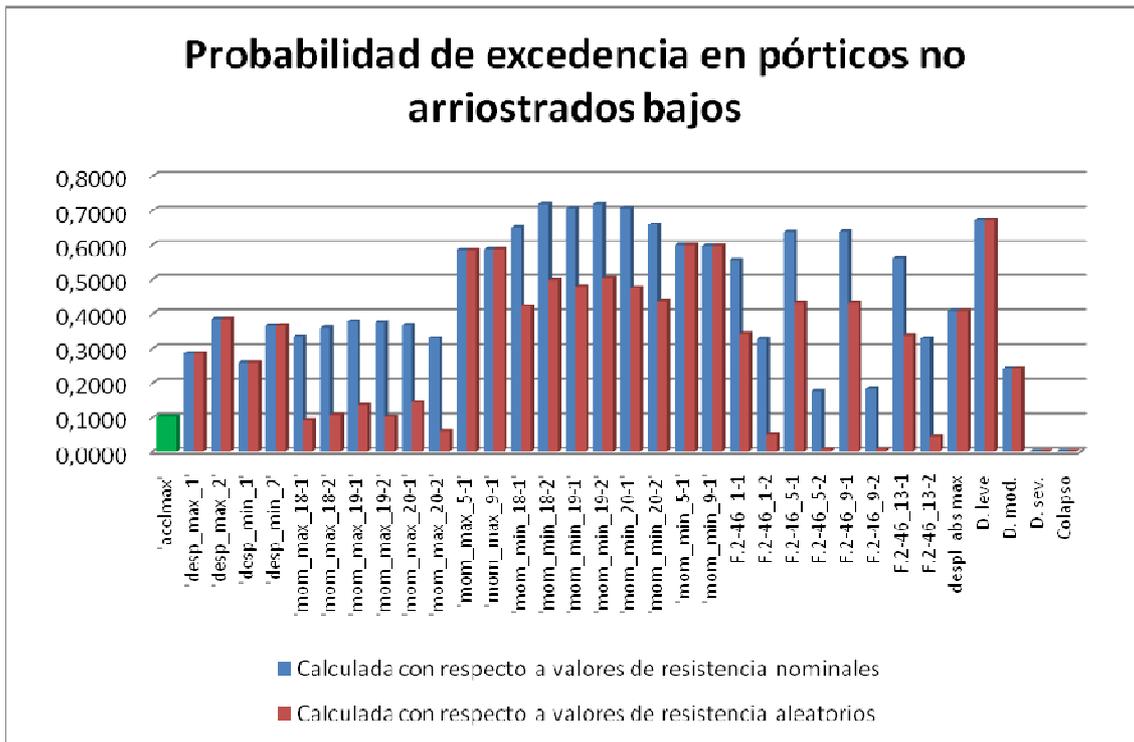


Figura 6.16. Probabilidades de excedencia en pórticos no arriostrados bajos

6.7.3. Pórtico arriostrado medio

En la Figura 6.17 se presentan los resultados del análisis estocástico en pórticos arriostrados de altura media. La primera barra muestra que, como se pretendía, el conjunto de sismos sintéticos generados (en número de 10451) tienen una probabilidad de superar la aceleración máxima de proyecto (0,25 g). La probabilidad de que los desplomes de piso superen el límite de seguridad es muy baja (3%), lo cual confirma la bondad del sistema estructural en este aspecto. Se nota en cambio que la probabilidad de que se supere la capacidad de las riostras es mayor del 80% cuando se trata de solicitaciones por compresión (variables axial_min) si se calcula con respecto a los valores de resistencia nominales. Aún cuando se calcula con respecto a los valores de resistencia aleatorios, la probabilidad de excedencia de la capacidad a la compresión es mayor a la pretendida por el código (alrededor de 35%). En lo referente a las solicitaciones por tracción (variables axial_max), la probabilidad de excedencia es de alrededor al 40% cuando se calcula con respecto a los valores de resistencia nominales, lo que confirma la necesidad de que las conexiones se proyecten de acuerdo con los niveles de sobrerresistencia que se pueden alcanzar. Hay otros dos aspectos en que se hace evidente la vulnerabilidad del sistema: las columnas centrales experimentarán momentos en su base superiores a los de proyecto (mom_max_8-1 a mom_min_15-1) y estas mismas columnas, tanto en el primer piso como en el cuarto, tienen una alta probabilidad de que se presente la plastificación por tensiones combinadas de fuerza axial y momento flector (variables F.2-46_8-1 a -F.2-46_18-2). De conformidad con el hecho de que las columnas exteriores no entran en el campo plástico, la probabilidad de que se presente el estado de daño moderado, que implica el inicio de la plastificación de todas las columnas de base es muy baja (0.0008). De acuerdo con la Figura 6.4, dado que el período fundamental de vibración de este pórtico es de 0.62 s (Tabla 4.22), la

6.7.4. Pórtico no arriostrado medio

En la Figura 6.18 se presenta el resumen de los resultados del análisis estocástico en pórticos no arriostrados de altura media. Se nota que en las conexiones a la cimentación de las columnas centrales (variables *mom_max_8-1* a *mom_min_15-1*) muy probablemente se presentarán tensiones mayores a las de proyecto, lo que pone de manifiesto la necesidad imperiosa de que los anclajes de piso sean proyectados con factores de seguridad apropiados. Dados los momentos estadísticos encontrados para estas variables, los cálculos muestran que, para mantener un grado de fiabilidad uniforme, se ha de usar un factor de seguridad de 2,7. Llama la atención que, salvo lo anterior, las probabilidades de excedencia calculadas con respecto a los valores de resistencia aleatorios son menores que la probabilidad de excedencia de la aceleración máxima del terreno (10%). Algunos desplomes de piso sobrepasan levemente el margen de seguridad, y la probabilidad general de excedencia de tales desplomes (variable “*despl abs max*”) es de 14,32%. De acuerdo con la Figura 6.4, dado que el período fundamental de vibración de este pórtico es de 0,97 s (Tabla 4.22), la acción sísmica aplicada en este análisis estocástico, si bien es similar a la establecida en el Sistema de Información Sísmica para Manizales SISMan (ITEC 2004), es significativamente inferior a la de proyecto, definida por el espectro de respuesta de las NSR-98, por lo cual las conclusiones mencionadas deben ser revisadas por este concepto.

Puede afirmarse, por lo tanto, que los edificios de acero de altura media cuyo sistema resistente a las fuerzas sísmicas está constituido por pórticos resistentes a momento, proyectados de acuerdo con las NSR-98 (AIS 1998) y las pautas de plasticidad de *FEMA 356* (FEMA 2000), al ser sometidos a una acción sísmica similar a la proporcionada por el Sistema de Información Sísmica para Manizales SISMan (ITEC 2004), tienen probabilidades de excedencia de la resistencia menores que la de la aceleración máxima del terreno (10%), salvo en sus conexiones con la cimentación, para las cuales se recomienda un factor de seguridad adicional de 2,7, y probabilidades de excedencia de deformación por encima del margen de seguridad de los elementos no estructurales del orden del 14%. La probabilidad de que se alcance el estado de daño leve es de 31,31%, y la del estado de daño moderado es de 3,87%. No son de esperar los estados de daño severo (probabilidad 0,01%) ni de colapso (probabilidad menor de 0,01%). El margen de error es de 0,78%. Por otra parte, para evaluar el comportamiento bajo la acción sísmica especificada por las NSR-98 para los períodos de vibración cercanos a 1 s será necesario definir otro sistema de generación de sismos sintéticos que se aproxime más al espectro de respuesta de dicha norma.

fiabilidad estructural pretendida por dicho reglamento. Las deformaciones laterales estarán dentro de los márgenes de seguridad para los elementos sensibles al daño por desplome. No obstante pueden esperarse daños en las conexiones a la cimentación, en las riostras, principalmente por tensiones de compresión y en algunas vigas. La probabilidad de que se alcance el estado de daño leve es de 70%. Los demás estados de daño tienen probabilidades menores de 0.01%. El margen de error es de 0,95%. Por otra parte, para evaluar el comportamiento bajo la acción sísmica especificada por las NSR-98 para los períodos de vibración propios de edificios altos será necesario definir otro sistema de generación de sismos sintéticos que se aproxime más al espectro de respuesta de dicha norma.

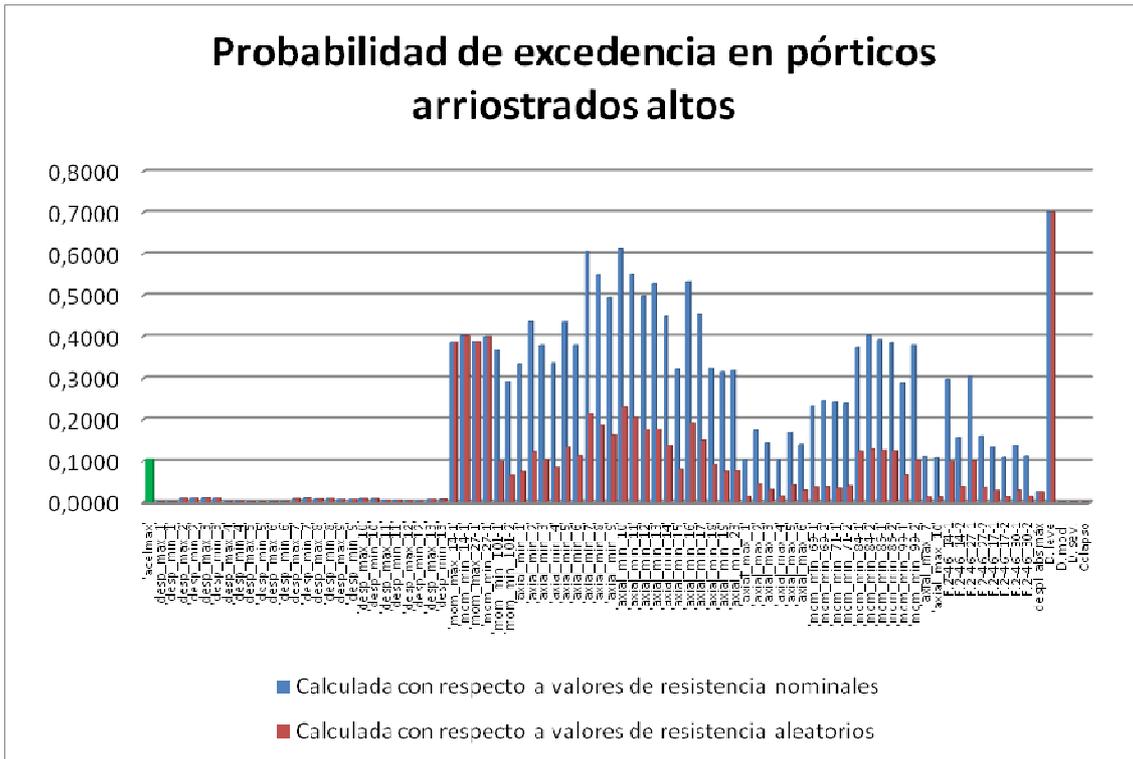


Figura 6.19. Probabilidades de excedencia en pórticos arriostrados altos

6.7.6. Pórtico no arriostrado alto

En la Figura 6.20 se presentan los resultados del análisis estocástico para pórticos no arriostrados altos. Se nota que en las conexiones con la cimentación de las columnas centrales (variables mom_max_14-1 a mom_min_27-1) la probabilidad de excedencia del estado límite de tracción en los anclajes es de aproximadamente 60%, lo que confirma la necesidad de multiplicar el momento máximo que proporciona el análisis estructural por un factor de seguridad adicional apropiado, que en este caso resultó ser de 2,75. La probabilidad de excedencia combinada de los desplomes de piso es de 6,51% lo que indica que la fiabilidad estructural en este caso está dentro de lo pretendido por las NSR-98 (AIS 1998). Este buen comportamiento también se hace evidente en el hecho de que la probabilidad de que se alcance el estado de daño leve es de 12,61%, mientras que para los demás estados de daño la probabilidad es de 0,08% o menor. De acuerdo con la Figura 6.4, dado que el período fundamental de vibración de

este pórtico es de 1,55 s (Tabla 4.22), la acción sísmica aplicada en este análisis estocástico, si bien es similar a la establecida en el Sistema de Información Sísmica para Manizales SISMan (ITEC 2004), es significativamente inferior a la de proyecto, definida por el espectro de respuesta de las NSR-98, por lo cual las conclusiones mencionadas deben ser revisadas por este concepto.

Puede afirmarse por lo tanto que los edificios de acero altos cuyo sistema de resistencia lateral está constituido por pórticos resistentes a momento, proyectados de acuerdo con las NSR-98 (AIS 1998) y las pautas de plasticidad de FEMA 356 (FEMA 2000), al ser sometidos a una acción sísmica similar a la proporcionada por el Sistema de Información Sísmica para Manizales SISMan (ITEC 2004), tienen probabilidades de excedencia de resistencia bajas, cercanas al 10%, salvo en sus conexiones a la cimentación, para las cuales se recomienda un factor de seguridad adicional de 2,75. La probabilidad de que se alcance el estado de daño leve es de 12,61%. No son de esperar los demás estados de daño. El margen de error es de 0,83%. Por otra parte, para evaluar el comportamiento bajo la acción sísmica especificada por las NSR-98 para los períodos de vibración propios de edificios altos será necesario definir otro sistema de generación de sismos sintéticos que se aproxime más al espectro de respuesta de dicha norma.

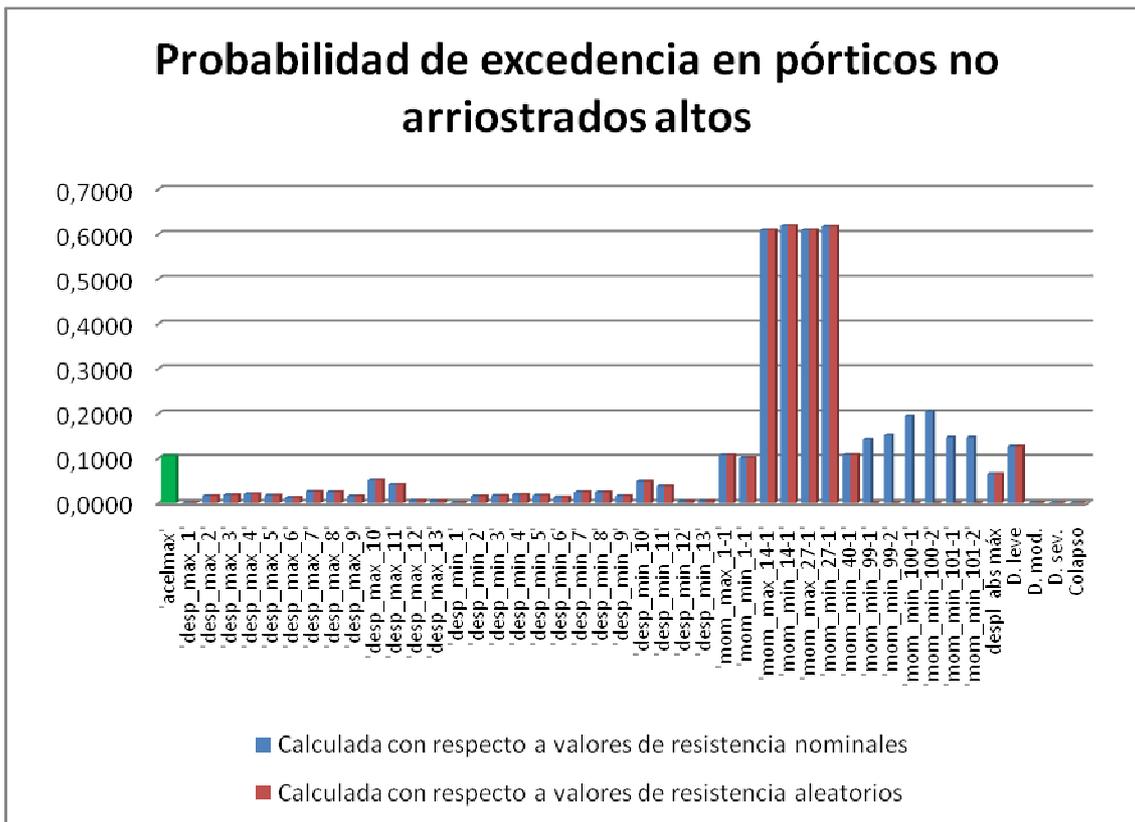


Figura 6.20. Probabilidades de excedencia en pórticos no arriostrados altos

6.7.7. Análisis de correlación

Con el fin de determinar las variables de entrada que inciden más en el comportamiento de las estructuras se ha hecho un análisis matemático utilizando la correlación de

Pearson entre los vectores que contienen los valores que adoptan las diferentes variables en cada una de las más de 60000 simulaciones realizadas. Se ilustran a continuación los resultados obtenidos más representativos

La aceleración máxima del terreno es la variable de entrada que, por mucho, es la que más directamente incide en todas las variables de salida. Los momentos estadísticos de su correlación de Pearson con las diferentes variables de salida son $\mu = 0,7113$ y $COV = 0,1210$. La Figura 6.21, que contiene la correlación entre las variables de entrada y los desplomes de piso de los pórticos bajos arriostrados se toma como ejemplo. En esta destaca la influencia de la aceleración máxima (*'ma'* en la figura). También se puede apreciar que de las tres variables de entrada que determinan la generación de los acelerogramas sintéticos, la que más incide en las variables de salida es la frecuencia angular del estrato predominante *omaga* (*' ω '*). Los momentos estadísticos de su correlación de Pearson con las diferentes variables de salida son $\mu = 0,3744$ y $COV = 0,1577$.

El punto de fluencia del acero *fy* tiene poca influencia en los desplomes de piso, como se nota en la figura analizada en el párrafo anterior, lo cual resulta cierto para todos los tipos de pórticos. Los momentos estadísticos de su correlación de Pearson con las diferentes variables de salida son $\mu = 0,0271$ y $COV = 1,4859$. No obstante esta variable incide notablemente en las magnitudes de las acciones que se desarrollan en algunos miembros, como las riostras de los pórticos de mediana altura, que se muestran en la Figura 6.22. Se observa en ella que el coeficiente de Pearson (*r*) es del orden de 0,3 para el caso de los axiales máximos de compresión (variables *axial_min*), lo que indica la alta tendencia de estos miembros a plastificarse por tensiones de compresión.

En el mismo orden de ideas puede decirse que en general los coeficientes de carga vertical no presentan altos valores de *r*, pues su mediana y coeficiente de variación para todo el conjunto de variables de salida son: $\mu = 0,0224$ y $COV = 4,6295$ para la carga permanente y $\mu = 0,0098$ y $COV = 2,7986$ para la carga de ocupación. Sin embargo dichos coeficientes sí tienen alta incidencia en las acciones de algunos miembros, como en la fuerza axial presente en las columnas centrales de los pórticos no arriostrados de altura media. De acuerdo con la Figura 6.23 pueden alcanzarse valores de $r = 0,8296$ para la carga permanente y de $r = 0,1762$ para la carga de ocupación. Consecuentemente en tales columnas la influencia de las variables correspondientes a la acción sísmica es mucho menor. Esto indica que la acción sísmica repercute más en los momentos flectores de estas columnas que en sus fuerzas axiales. Un fenómeno parecido ocurre con las fuerzas cortantes de las vigas centrales superiores de los pórticos altos arriostrados (variables *cort_max_100-1* a *cort_min_100-2* en la Figura 6.24), en donde se alcanzan valores de $r = 0,7945$ para la carga permanente y de $r = 0,1541$ para la carga de ocupación. De esta manera se hace evidente que la acción sísmica tiene más influencia en los momentos flectores y fuerzas cortantes de las vigas laterales que en las centrales.

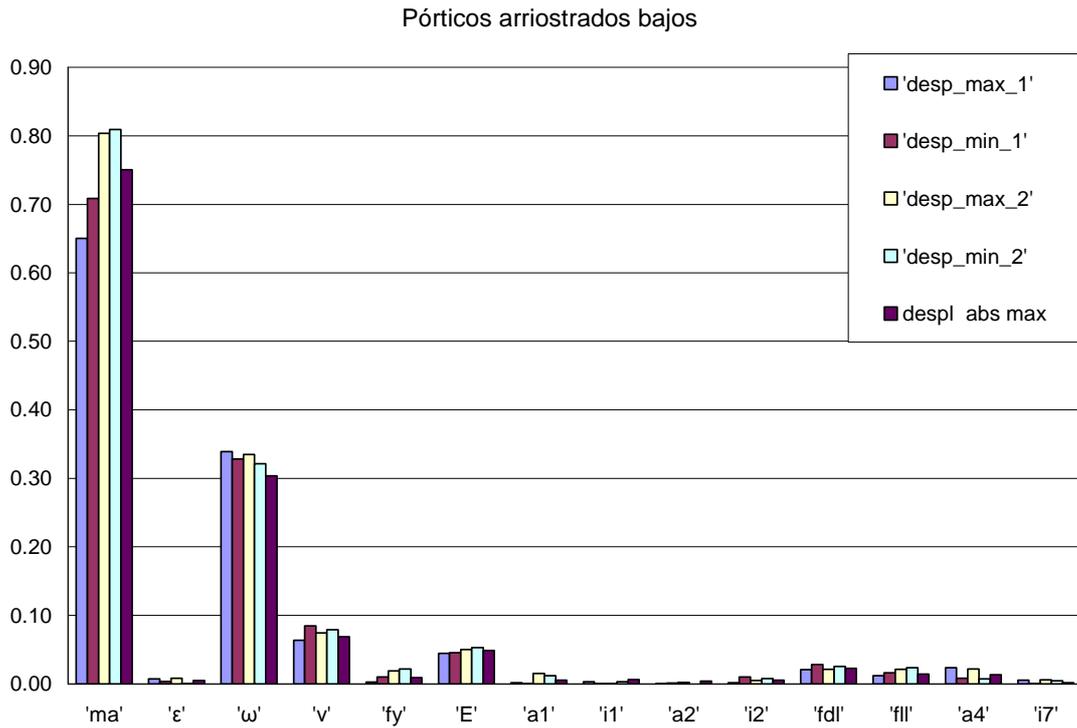


Figura 6.21. Correlación de Pearson entre variables de entrada y variables de salida

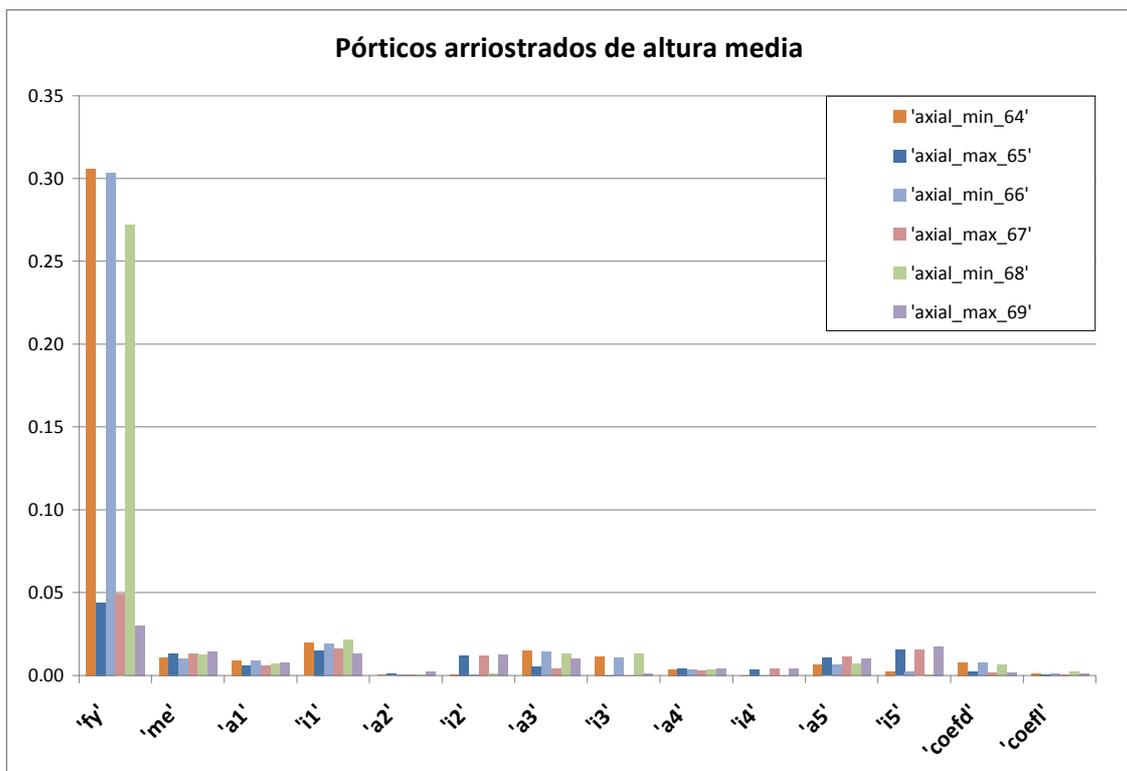


Figura 6.22. Correlación de Pearson entre variables de entrada y variables de salida

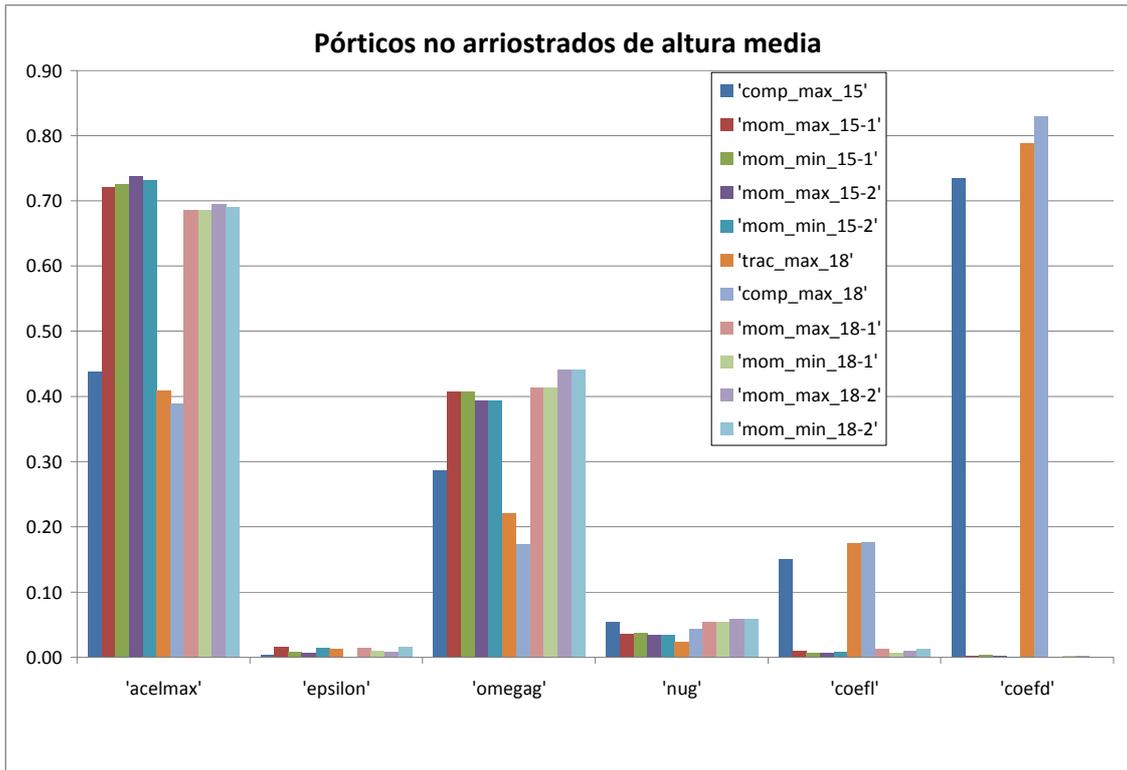


Figura 6.23. Correlación de Pearson entre variables de entrada y variables de salida

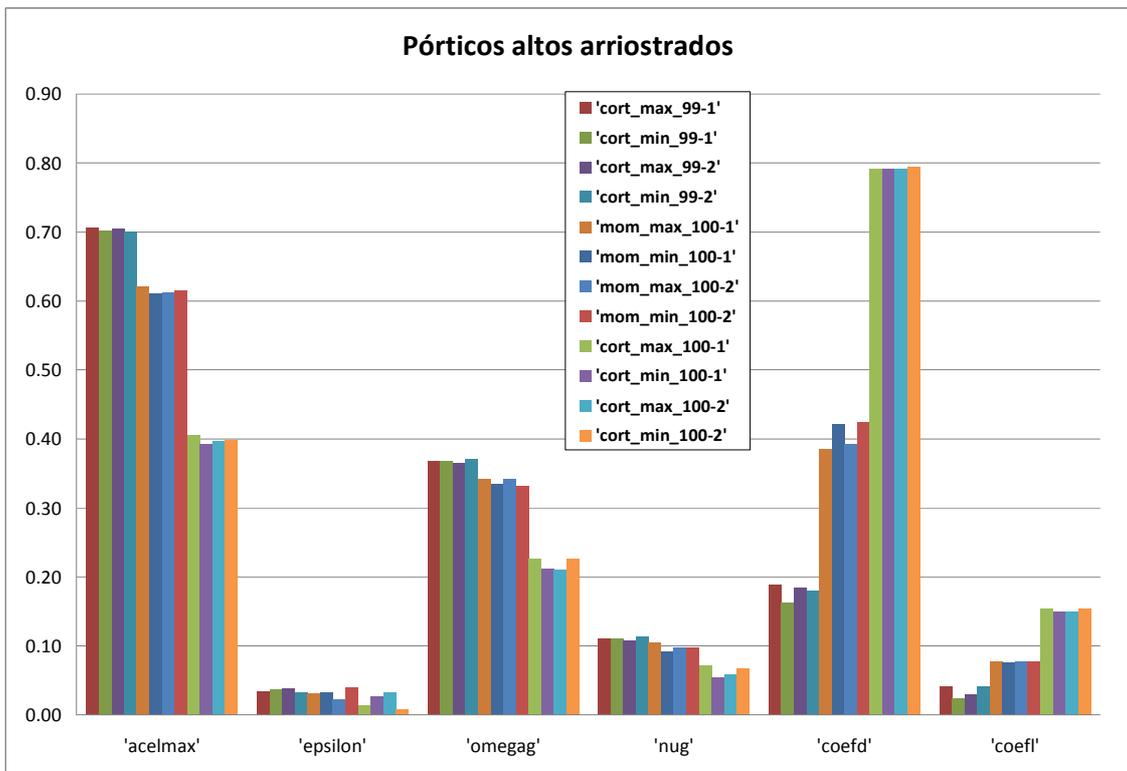


Figura 6.24. Correlación de Pearson entre variables de entrada y variables de salida

6.8 Resumen y discusión de resultados

Los edificios de acero bajos cuyo sistema resistente a las fuerzas sísmicas está constituido por pórticos arriostrados proyectados de acuerdo con las NSR-98 ofrecen la fiabilidad estructural pretendida por dicho reglamento, es decir, ante la eventualidad de un movimiento del terreno que tenga un 10% de probabilidad de exceder la aceleración efectiva de diseño los daños serán menores y estarán concentrados principalmente en las riostras, siempre y cuando sus conexiones hayan sido proyectadas teniendo en cuenta la sobrerresistencia a la plastificación que pueden llegar a tener los miembros estructurales. Por el contrario, si tales conexiones fueron dimensionadas solo para las tensiones nominales, pueden esperarse extensos daños en las soldaduras y tornillos de conexión. Los resultados indican que las deformaciones laterales serán bajas, con una media de 0,002 y que la probabilidad de que se alcancen los rangos de desplome que dañan los cerramientos exteriores e interiores y otros elementos no estructurales sensibles al daño por desplome es de solo 0,03 %.

Los edificios de acero bajos cuyo sistema resistente a las fuerzas sísmicas está constituido por pórticos resistentes a momento proyectados de acuerdo con las NSR-98 no ofrecen la fiabilidad estructural pretendida por dicho reglamento, es decir, ante la eventualidad de un movimiento del terreno que tenga un 10% de probabilidad de exceder la aceleración efectiva de diseño los daños estructurales serán numerosos y estarán localizados tanto en las conexiones a la cimentación, como en las vigas y en las columnas, principalmente del primer piso. Los resultados indican que los desplomes relativos de piso serán altos y que con una probabilidad superior al 40% se alcanzarán los rangos de desplome que pueden resultar en daño de los cerramientos exteriores e interiores y otros elementos no estructurales sensibles al daño por desplome. Es de esperar que se alcancen los estados de daño estructural leve (probabilidad de 67%) y moderado (probabilidad de 24%) pero no el severo ni el de colapso (probabilidad menor de 0,01%). El margen de error de este análisis es de 0,93%.

Los edificios de acero de altura media cuyo sistema resistente a las fuerzas sísmicas está constituido por pórticos arriostrados, proyectados de acuerdo con las NSR-98 (AIS 1998) y las pautas de plasticidad de *FEMA 356* (FEMA 2000), ofrecen como conjunto la fiabilidad estructural pretendida por dicho reglamento, es decir, ante la eventualidad de un movimiento del terreno que tenga un 10% de probabilidad de exceder la aceleración efectiva de diseño solo se alcanzará el estado de daño leve. Los desplomes relativos de piso serán inferiores a los valores que pueden resultar en daño de los cerramientos exteriores e interiores y de otros elementos no estructurales sensibles al daño por desplome. No obstante lo anterior son de esperar daños estructurales localizados en las conexiones de la platina de base y de las riostras. También podrá ocurrir daño en las riostras mismas, sobretodo por compresión y en algunas columnas. Es de esperar que se alcance el estado de daño estructural leve (probabilidad de 90%) pero no el moderado (probabilidad de 0,27%), el severo (probabilidad 0,18%) ni el de colapso (probabilidad de 0,13%). El margen de error de este análisis es de 2,25%.

Los edificios de acero de altura media cuyo sistema resistente a las fuerzas sísmicas está constituido por pórticos resistentes a momento, proyectados de acuerdo con las NSR-98 (AIS 1998) y las pautas de plasticidad de *FEMA 356* (FEMA 2000), al ser sometidos a una acción sísmica similar a la proporcionada por el Sistema de Información Sísmica

para Manizales SISMan (ITEC 2004), tienen probabilidades de excedencia de la resistencia menores que la de la aceleración máxima del terreno (10%), salvo en sus conexiones con la cimentación, para las cuales se recomienda un factor de seguridad adicional de 2,7, y, probabilidades de excedencia de deformación por encima del margen de seguridad de los elementos no estructurales del orden del 14%. La probabilidad de que se alcance el estado de daño leve es de 31,31%, y la del estado de daño moderado es de 3,87%. No son de esperar los estados de daño severo (probabilidad 0,01%) ni de colapso (probabilidad menor de 0.01%). El margen de error es de 0,78%. Por otra parte, para evaluar el comportamiento bajo la acción sísmica especificada por las NSR-98 para los períodos de vibración cercanos a 1 s será necesario definir otro sistema de generación de sismos sintéticos que se aproxime más al espectro de respuesta de dicha norma.

Los edificios de acero altos cuyo sistema resistente a las fuerzas sísmicas está constituido por pórticos arriostrados, proyectados de acuerdo con las NSR-98 (AIS 1998) y las pautas de plasticidad de *FEMA 356* (FEMA 2000), al ser sometidos a una acción sísmica similar a la proporcionada por el Sistema de Información Sísmica para Manizales SISMan (ITEC 2004), ofrecen como conjunto la fiabilidad estructural pretendida por dicho reglamento. Las deformaciones laterales estarán dentro de los márgenes de seguridad para los elementos sensibles al daño por desplome. No obstante pueden esperarse daños en las conexiones a la cimentación, en las riostras, principalmente por tensiones de compresión y en algunas vigas. La probabilidad de que se alcance el estado de daño leve es de 70%. Los demás estados de daño tienen probabilidades menores de 0.01%. El margen de error es de 0,95%. Por otra parte, para evaluar el comportamiento bajo la acción sísmica especificada por las NSR-98 para los períodos de vibración propios de edificios altos será necesario definir otro sistema de generación de sismos sintéticos que se aproxime más al espectro de respuesta de dicha norma.

Los edificios de acero altos cuyo sistema de resistencia lateral está constituido por pórticos resistentes a momento, proyectados de acuerdo con las NSR-98 (AIS 1998) y las pautas de plasticidad de *FEMA 356* (FEMA 2000), al ser sometidos a una acción sísmica similar a la proporcionada por el Sistema de Información Sísmica para Manizales SISMan (ITEC 2004), tienen probabilidades de excedencia de resistencia bajas, cercanas al 10%, salvo en sus conexiones a la cimentación, para las cuales se recomienda un factor de seguridad adicional de 2,75. La probabilidad de que se alcance el estado de daño leve es de 12,61%. No son de esperar los demás estados de daño. El margen de error es de 0,83%. Por otra parte, para evaluar el comportamiento bajo la acción sísmica especificada por las NSR-98 para los períodos de vibración propios de edificios altos será necesario definir otro sistema de generación de sismos sintéticos que se aproxime más al espectro de respuesta de dicha norma.

Capítulo 7

Conclusiones, recomendaciones y propuestas de líneas de trabajo futuro

7.1 Conclusiones y recomendaciones

Las estadísticas de los estudios de evaluación postsísmicas de los sismos del 17 de enero de 1995 en Hyogoken-Nanbu (Kobe), Japón, y del 26 de diciembre de 2003 en la Ciudad de Bam, Irán, indican que, en determinadas circunstancias bajo la acción de un sismo, los edificios de acero pueden llegar a ser tan vulnerables, e incluso más, que los edificios de hormigón armado.

De acuerdo con los resultados obtenidos se propone desglosar, en la escala de intensidad macrosísmica europea EMS-98 (Figura 2.2), las estructuras de acero para especificar la vulnerabilidad de las subclases predominantes, como se muestra en la Figura 7.1, cuyas implicaciones más importantes se explican a continuación. La altura de los edificios de acero ha resultado ser un factor determinante de su vulnerabilidad sísmica: la configuración estructural de pórticos arriostrados resulta muy ventajosa en el caso de los edificios de baja altura mientras que el sistema de pórticos resistentes a momento brinda más seguridad estructural en el caso de los pórticos de gran altura. Consecuentemente en el caso de los pórticos de altura media la vulnerabilidad sísmica de los dos sistemas es similar.

Un fenómeno muy importante que obra en contra de los edificios arriostrados es la concentración de la plastificación en las plantas que resulten más débiles, una vez que se ha degradado la resistencia de los arriostramientos, conformándose una condición de planta débil ampliamente deformada por un bloque superior de mucha mayor rigidez. En contraste, en los edificios resistentes a momentos la plastificación se distribuye más uniformemente en la altura del edificio, mejorando notoriamente su comportamiento bajo cargas últimas. Este efecto, no obstante, se hace menos evidente en el caso de los edificios bajos, por cuanto, dada su alta rigidez, penetran muy poco en el campo plástico cuando son sometidos a fuerzas sísmicas.

Como consecuencia del punto anterior, los umbrales de colapso de los edificios altos y medianos arriostrados, en términos de su desplazamiento espectral, son inferiores a los de los edificios resistentes a momento de la misma altura, en clara contradicción con

HAZUS 99 (FEMA, NIBS 1999) que presenta el mismo umbral de colapso para edificios de la misma altura sin tener en cuenta el sistema estructural (véase por ejemplo la Tabla 2.7). Con todo, se reconoce que los resultados obtenidos en esta investigación corresponden a edificios específicos mientras que los de HAZUS 99 corresponden a una categoría de edificios, por lo cual debería efectuarse más investigación antes de tomar estos resultados como concluyentes.

TIPO DE ESTRUCTURA		Clase de vulnerabilidad					
		A	B	C	D	E	F
FÁBRICA	piedra suelta o canto rodado	○					
	adobe (ladrillo de tierra)	○—					
	mampostería○					
	sillería		—○.....				
	sin armar, de ladrillos o bloques○.....					
	sin armar, con forjados de hormigón armado		—○.....				
	armado o confinada		○—			
	HORMIGÓN ARMADO	pórtico sin diseño sismorresistente (DSR)○.....				
pórtico con nivel medio de DSR		○—				
pórtico con nivel alto de DSR			○—			
muros sin DSR		○—				
muros con nivel medio de DSR			○—			
muros con nivel alto de DSR				○—		
ACERO	pórtico resistente a momentos de baja altura	○—				
	pórtico resistente a momentos de altura media		○.....			
	pórtico resistente a momentos de gran altura				—○.....		
	pórtico arriostrado de baja altura		○.....			
	pórtico arriostrado de altura media		○.....			
	pórtico arriostrado de gran altura	○—				
MADERA	estructuras de madera	○—				
CONVENCIÓN							
○	Clase de vulnerabilidad más probable						
	Rango probable						
.....	Rango de casos menos probables, excepcionales						

Figura 7.1. Escala de intensidad macrosísmica europea EMS-98 con la nueva clasificación de las estructuras de acero propuesta

Los umbrales de los diferentes estados de daño, especificados para cada tipo de sistema estructural, se pueden expresar de manera aproximada en función de los puntos característicos del espectro de capacidad bilineal, como se muestra en la Tabla 7.1.

Estado de daño	Pórticos arriostrados	Pórticos resistentes a momentos
Leve	$Sd_L = 0,50 Sd_Y$	$Sd_L = 0.55 Sd_Y$
Moderado	$Sd_M = 3,20 Sd_Y$	$Sd_M = 1.20 Sd_Y$
Severo	$Sd_S = Sd_Y + 0,50 (Sd_U - Sd_Y)$	$Sd_S = Sd_Y + 0,40 (Sd_U - Sd_Y)$
Colapso	$Sd_C = Sd_U$	$Sd_C = Sd_U$

Tabla 7.1. Umbrales de estados de daño propuestos

El método de análisis estructural dinámico no lineal que consiste en realizar evaluaciones de la respuesta en el tiempo mediante la integración paso a paso la ecuación del movimiento, tiene una limitación importante en la determinación del factor de escala que se ha de aplicar al acelerograma. Toda vez que se quiere que este sea representativo del nivel de peligrosidad sísmica del proyecto en cuestión, se busca establecer una equivalencia entre su espectro de respuesta y el espectro de respuesta representativo de la peligrosidad sísmica del emplazamiento. Sin embargo, la determinación del rango de períodos en el cual se efectúa dicha comparación está sujeta a criterios diversos y para cada uno de ellos se encuentra un factor de escala diferente, lo que genera una gran incertidumbre en cuanto a lo correcto de su selección. En esta investigación se aplicó el criterio de *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance* (CEN 2004), que limita el rango de revisión al intervalo $[0,2T_1 \ 2T_1]$, siendo T_1 el período fundamental de la estructura. Al trabajar con un solo factor en todo ese dominio se tiende a sobreestimar la peligrosidad sísmica para ciertos períodos. A pesar de la limitación mencionada, este análisis dinámico no lineal normalizado ha sido muy útil para distinguir entre el comportamiento de la estructura bajo cargas de proyecto y bajo cargas últimas o de falla. En particular, se pudo confirmar que, como se había observado en el análisis estático no lineal, en los edificios arriostrados puede ocurrir una falla muy temprana producto de la concentración de la plastificación en las plantas más vulnerables. Al aplicar la técnica de escalado por bandas se consiguen espectros muy cercanos al del movimiento esperado del terreno y las acciones resultantes en los edificios son, en general, muy similares a las proporcionadas por el método estático no lineal.

La evaluación probabilística realizada de los requerimientos contenidos en el capítulo F2 de la NSR-98 demostró que, aunque una estructura esté cuidadosamente dimensionada de acuerdo con dichos requerimientos, cuando se tiene en cuenta la variabilidad de los parámetros de resistencia y de carga se pueden encontrar probabilidades de excedencia superiores a las consideradas aceptables en el proyecto, por el efecto de la propagación de la incertidumbre. Los resultados más relevantes para cada tipo de pórtico son los siguientes:

- *Pórticos arriostrados de baja altura:* Sí ofrecen la confiabilidad estructural pretendida por las NSR-98. Los daños serán menores y estarán concentrados principalmente en las riostras, siempre y cuando sus conexiones hayan sido proyectadas teniendo en cuenta la sobrerresistencia a la plastificación que pueden llegar a tener los miembros estructurales. Por el contrario, si tales

conexiones fueron dimensionadas solo para las tensiones nominales, esperarse extensos daños en las soldaduras y tornillos de conexión. Los resultados indican que las deformaciones laterales serán bajas, con una media de 0,002 y que la probabilidad de que se alcancen los rangos de desplome que dañan los cerramientos exteriores e interiores y otros elementos no estructurales sensibles al daño por desplome es de solo 0,03 %. Con respecto a la acción sísmica aplicada en este análisis estocástico puede decirse que aunque es inferior a la del proyecto, representada por el espectro de respuesta de las NSR-98, sí corresponde a la de un espectro que tiene como origen un PGA de 0,25g, especificado para Manizales, con una probabilidad de excedencia de 10%.

- *Pórticos resistentes a momento de baja altura:* No ofrecen la confiabilidad estructural pretendida por las NSR-98. Los daños estructurales podrán ser numerosos, localizados tanto en las conexiones a la cimentación como en las vigas y en las columnas, principalmente del primer piso. Los resultados indican que hay una probabilidad superior al 40% de que se alcancen los rangos de desplome que pueden resultar en daño de los cerramientos exteriores e interiores y otros elementos no estructurales sensibles al daño por desplome. Es de esperar que se alcancen los estados de daño estructural leve (probabilidad de 67%) y moderado (probabilidad de 24%) pero no el severo ni el de colapso (probabilidad menor de 0,01%). El margen de error de este análisis es de 0,93%.
- *Pórticos arriostrados de altura media:* Como conjunto, tienen la confiabilidad estructural pretendida por las NSR-98. Solo se alcanzará el estado de daño leve. Los desplomes relativos de piso serán inferiores a los valores que pueden dañar los cerramientos exteriores e interiores y otros elementos no estructurales sensibles al daño por desplome. No obstante lo anterior son de esperar daños estructurales localizados en las conexiones de la platina de base y de las riostras. También podrá ocurrir daño en las riostras mismas, sobre todo por compresión y en algunas columnas. Es de esperar que se alcance el estado de daño estructural leve (probabilidad de 90%) pero no el moderado (probabilidad de 0,27%), el severo (probabilidad 0,18%) ni el de colapso (probabilidad de 0,13%). El margen de error de este análisis es de 2,25%.
- *Pórticos resistentes a momento de altura media:* al ser sometidos a una acción sísmica similar a la proporcionada por el Sistema de Información Sísmica para Manizales SISMan (ITEC 2004), tienen probabilidades de excedencia de la resistencia menores que la de la aceleración máxima del terreno (10%), salvo en sus conexiones a la cimentación para las cuales se recomienda un factor de seguridad adicional de 2,7, y probabilidades de excedencia de deformación por encima del margen de seguridad de los elementos no estructurales del orden del 14%. La probabilidad de que se alcance el estado de daño leve es de 31,31%, y la del estado de daño moderado es de 3,87%. No son de esperar los estados de daño severo (probabilidad 0,01%) ni de colapso (probabilidad menor de 0,01%). El margen de error es de 0,78%. Por otra parte, para evaluar el comportamiento bajo la acción sísmica especificada por las NSR-98 para los períodos de vibración cercanos a 1 s será necesario definir otro sistema de generación de sismos sintéticos que se aproxime más al espectro de respuesta de dicha norma.

- *Pórticos arriostrados de gran altura*: al ser sometidos a una acción sísmica similar a la proporcionada por el Sistema de Información Sísmica para Manizales SISMan (ITEC 2004), ofrecen, como conjunto, la confiabilidad estructural pretendida por dicho reglamento. Las deformaciones laterales estarán dentro de los márgenes de seguridad para los elementos sensibles al daño por desplome. No obstante pueden esperarse daños en las conexiones a la cimentación, en las riostras, principalmente por tensiones de compresión y en algunas vigas. La probabilidad de que se alcance el estado de daño leve es de 70%. Los demás estados de daño tienen probabilidades menores de 0.01%. El margen de error es de 0,95%. Por otra parte, para evaluar el comportamiento bajo la acción sísmica especificada por las NSR-98 para los períodos de vibración propios de edificios altos será necesario definir otro sistema de generación de sismos sintéticos que se aproxime más al espectro de respuesta de dicha norma.
- *Pórticos resistentes a momento de gran altura*: al ser sometidos a una acción sísmica similar a la proporcionada por el Sistema de Información Sísmica para Manizales SISMan (ITEC 2004) tienen probabilidades de excedencia de resistencia bajas, cercanas al 10%, salvo en sus conexiones a la cimentación para las cuales se recomienda un factor de seguridad adicional de 2,75. La probabilidad de que se alcance el estado de daño leve es de 12,61%. No son de esperar los demás estados de daño. El margen de error es de 0,83%. Por otra parte, para evaluar el comportamiento bajo la acción sísmica especificada por las NSR-98 para los períodos de vibración propios de edificios altos será necesario definir otro sistema de generación de sismos sintéticos que se aproxime más al espectro de respuesta de dicha norma.

7.2 Líneas de trabajo futuro

Puesto que en el estudio de la vulnerabilidad de los edificios es determinante el modelo que se adopte para el comportamiento plástico de las rótulas, que abarca su capacidad de deformación antes de la primera pérdida de resistencia, su resistencia residual y la deformación hasta la pérdida total de resistencia (Figura 4.1, magnitudes *a*, *b* y *c*) es conveniente realizar investigación experimental que permita confirmar o corregir los valores propuestos por *FEMA 356* (FEMA 2000c) y que en esta investigación se aceptaron como ciertos. Los modelos a estudiar comprenden el de la plastificación por fuerza axial de compresión y de tracción, por momento flector solamente y por la combinación de fuerza axial de compresión y momento flector.

Un tema muy relacionado con el anterior, que exigirá la construcción de modelos a escala natural, es la determinación del mecanismo de transferencia de la carga actuante en los miembros que experimentan pérdida total de resistencia al resto de la estructura. Como se anotó en la sección 4.3, existen tres métodos para descargar el miembro en el que la rótula plástica formada ha agotado su capacidad de deformación y los resultados que arrojan estos son considerablemente diferentes entre sí. Es importante por lo tanto determinar cuál método es el que refleja mejor el comportamiento real de las estructuras. Este asunto es particularmente importante en las estructuras arriostradas. Como es bien sabido, las cargas sísmicas son resistidas principalmente por la riostras;

cuando estas fallan la carga que estaban resistiendo debe ser transferida a otros miembros a través de un mecanismo que debe ser cuidadosamente estudiado.

Dado que, como se explicó arriba, los resultados de esta investigación se obtienen a partir de un número limitado de modelos representativos de las diferentes subclases de las estructuras de acero sería propio extenderla para abarcar otras combinaciones de número de pisos, distancia entre columnas y altura de las mismas y niveles de peligrosidad sísmica. Además, puesto que los resultados obtenidos en esta investigación sitúan a las estructuras de acero en niveles de resistencia ligeramente inferiores a los indicados para las estructuras de hormigón en la escala macrosísmica EMS-98 sería muy interesante aplicar esta misma metodología a estas últimas para determinar con precisión su resistencia relativa.

Referencias

- AIS. (1998). *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, D. C., Colombia.
- AIS. (2009). *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-09. Edición Preliminar Para Discusión Pública*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, D. C., Colombia.
- AISC. (1992). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL., USA.
- AISC. (1994). *Load and Resistance Factor Design (LRFD) Manual of Steel Construction*. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL., USA.
- AISC. (2002a). *Commentary on the Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL., USA.
- AISC. (2002b). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL., USA.
- ATC. (1985). *Earthquake Damage Evaluation Data for California (ATC-13)*. Applied Technology Council. Redwood City, California, USA.
- ATC. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC-40)*. Applied Technology Council (ATC). Redwood City, California., USA.
- Barbat, A. H., Canet, J. M. (1994). *Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas*. Barcelona, España.
- Barbat, A. H., Yepes, F., Canas, J. A. (1996). “Damage scenarios simulation for risk assessment in urban zones”, *Earthquake Spectra*, 2(3), pp 371-394.
- Barbat, A. H. (1998). *El riesgo sísmico en el diseño de edificios*. EPES, Industrias Gráficas, S. L., Alcobendas, Madrid, España.
- Barbat, A. H., Oller S., Pujades L. G. (2005). “Conceptos de vulnerabilidad y ductilidad en el proyecto sismorresistente de edificios”, *Hormigón y acero*, 238, pp 61-73.
- Barbat, A. H., Pujades, L. G., Lantada, N. (2006). “Performance of buildings under earthquakes in Barcelona, Spain”, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 21, pp 573- 593.

- Bazzurro, P., Cornell, C., Menun, C., Luco, N., Motahari, M. (2004). *Advanced Seismic Assessment Guidelines*. Stanford, CA, USA.
- Bermúdez, C. (2005). *Curso Básico de Estructuras Metálicas*. Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, Manizales, Colombia.
- Bermúdez, C. A., Barbat, A. H., Pujades, L. G. (2007). “Vulnerabilidad y Fragilidad Sísmicas de un Edificio de Acero Localizado en Manizales, Colombia”, *Memorias Tercer Congreso de Ingeniería Sísmica AEIS*, pp. 684-703.
- Bertero, R., Bertero, V. (2002). “Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach”, *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 31, pp 627- 652.
- Bjorhovde R. (2004). “Development and use of high performance steel”, *Journal of Constructional Steel Research* 60, pp 393-400.
- Bonett, R. L. (2003). Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a Entornos Urbanos en Zonas de Amenaza Alta y Moderada. *Tesis Doctoral*. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, ESPAÑA.
- Bruneau, M., Uang Ch., Whittaker, A. (1998). *Ductile Design of Steel Structures*. New York, NY, USA.
- BSSC. (1995). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings: 1994 Edition*, FEMA 222A (Provisions), and FEMA 223A (Commentary), prepared by the Building Seismic Safety Council; published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C., USA.
- Carr, J. A. (2002). *Ruaumoko3d- Inelastic Dynamic Analysis Program*, Dept. of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- CEN. (2004). *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.
- CIMOC. (2002). *Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales*. Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles, Universidad de los Andes, Bogotá, D. C., Colombia.
- CIMNE. (2002). *STAC Stochastic Analysis Computation*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- CSI. (2005). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE*. Computers and Structures. Berkeley, California, USA.

- Faber, M. H.; Sorensen, J. D. (2002). *Reliability Based Code Calibration*. Paper for the Joint Committee on Structural Safety, Draft, March 2002. Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, Switzerland.
- FEMA, NIBS. (1999). *Earthquake Loss Estimation Methodology (HAZUS 99)*. Federal Emergency Management Agency y National Institute of Building Sciences. Washington, D.C., USA.
- FEMA. (1997). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 302)*, Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C., USA.
- FEMA. (2000a). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings (FEMA 350)*, Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C., USA.
- FEMA. (2000b). *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Building (FEMA 351)*, Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C., USA.
- FEMA. (2000c). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356)*, Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C., USA.
- Foliente, G. C., Paevere P. J., Saito T, Kawai, N. (2000). *Seismic Capacity Rating and Reliability Assessment of Wood Shear Walls*. In: Proceedings of the 6th World Conference on Timber Engineering. British Columbia, Canada.
- García, N. W., Bermúdez, C. A. (2000). “Diseño Estructural Edificio Docencia, Campus La Nubia, Universidad Nacional de Colombia, Sede Manizales”, Manizales, CDS., Colombia.
- Grünthal, G. ed. 1998. “European Macroseismic Scale 1998 EMS–98”, *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg*.
- Grünthal, G. ed. 2003. “European Macroseismic Scale 1998 EMS–98”, *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg*, traducido al español por J. C. Villagrán De León
- Gupta, A., Krawinkler, H. (1999). “Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures” (SAC Task 5.4.3), *Report 132*, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, California, USA.
- Kircher, C. A., Nassar, M., Kustu, O., Holmes, W.T. (1997). “Development of Building Damage Functions for Earthquake Loss Estimation” *Earthquake Spectra* 1997; 13: 663-682.

- ICBO. (1985). *Uniform Building Code (UBC-85)*. International Conference of Building Officials. Whittier, California, USA.
- ICBO. (1997). *Uniform Building Code (UBC-97)*. International Conference of Building Officials. Whittier, California, USA.
- ITEC. (2004). *Sistema de información Sísmica para Manizales (SISMan, versión 1.1.0)*. Ingeniería Técnica y Científica Limitada. Manizales, CDS., Colombia.
- Lantada, N. (2007). Evaluación del Riesgo Sísmico mediante Métodos Avanzados y Técnicas GIS. Aplicación a la Ciudad de Barcelona. *Tesis Doctoral*. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, ESPAÑA.
- Marek, P., Gustar, M., Anagnos, T. (1996). *Simulation-Based Reliability Assessment for Structural Engineers*. Boca Raton, Florida, USA.
- Mele, E., Calado, L., De Luca, A. (2003). “Experimental Investigation on European Welded Connections” *Journal of Structural Engineering* 2003; 129: 1301-1311.
- Milutinovic, Z. V., Trendafiloski, G. S. (2003). “WP4 Vulnerability of Current Buildings”, Risk-UE Project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns.
- MOC. (1981). *Building Standard Law in Japan (BSL)*, Japanese Ministry of Construction. Tokyo, Japan, June 1981 (in Japanese).
- Mostafaei, H., Kabeyasawa, T. (2004). “Investigation and Analysis of Damage to Building during the 2003 Bam Earthquake” *Bulletin of the Earthquake Research Institute* 2004; 79:107-132, University of Tokyo, Tokio, Japan.
- Moreno, R., Bairán, J. M., Pujades, L. G., Aparicio, A. C., Barbat, A. H. (2004). “Evaluación probabilista del comportamiento sísmico de edificios porticados de hormigón armado”, *Hormigón y acero*, 231, pp 125- 136.
- Murao, O., and Yamazaki, F. (1997). “Analysis on building damage in Nada Ward due to the Hyogoken-Nanbu Earthquake.” *Proceedings of the 24th JSCE Earthquake Engineering Symposium 2*: 1261-1264 (in Japanese).
- Murphy, J. R., O’Brien, L. J. (1977). “The Correlation of Peak Ground Acceleration Amplitude with Seismic Intensity and Other Physical Parameters”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 67, No. 3, pp. 877-915.
- Paz, M. (1994). *International Handbook of Earthquake Engineering: codes, programs, and examples*. New York, N.Y., USA.
- Pujades, L. G., Barbat, A. H. (2004). “Metodología de Estimación de la Vulnerabilidad Sísmica de las Construcciones Clasificadas de “Importancia Especial” en la NCSE-02” *Informe Técnico N° IT-438* Centro Internacional de

Métodos Numéricos en Ingeniería, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

- Ruiz-García, J., Miranda, E. (2005). “Performance-Based Assessment of Existing Structures Accounting for Residual Displacements”, *Report 153*, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA., USA.
- Spence, R. (2007). “Earthquake loss estimation for reinforced concrete buildings: some problems”, *Morley Symposium on Concrete Plasticity and its Application*, University of Cambridge.
- Sugiura, M., and Yamazaki, F. (1998). Fragility curves for buildings based on damage data in Takarazuka due to the Hyogoken-Nanbu Earthquake. *Proceedings of the 10th Japan Earthquake Engineering Symposium 2*: 3385-3390 (in Japanese).
- Yamaguchi, N., F. Yamazaki, and Wakamatsu, K. (1998). Analysis of building damage in Nishinomiya City due to the Hyogoken-Nanbu Earthquake. *Proceedings of the 6th U. S. National Conference on Earthquake Engineering*. Seattle, USA, 11p, CD-ROM.
- Yamaguchi, N., and Yamazaki, F. (1999). Estimation of strong motion in the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake based on building damage data. *Proceedings of the Asian-Pacific Symposium on Structural Reliability and its Applications*. Taipei, Taiwan, 478-489.
- Yamazaki, F., Murao, O. (2000). “Fragility Curves for Buildings in Japan based on Experience from the 1995 Kobe Earthquake”, Berkeley, CA., USA

Anexo 1

Acelerogramas Híbridos

Acelerogramas híbridos

En problemas de ingeniería sísmica es habitual necesitar historias temporales de aceleración que cumplan determinados requisitos. Existen numerosas técnicas de generación de acelerogramas artificiales pero todas ellas pueden agruparse en dos grandes categorías que responden a dos planteamientos distintos: 1) representación adecuada de las características de los sismos esperados en un lugar específico y 2) compatibilidad con un determinado espectro de diseño. Disponer de estas dos clases de acelerogramas, permite simular respectivamente escenarios sísmicos y sismos compatibles con las acciones de diseño. Los métodos sismológicos permiten hallar acelerogramas sintéticos modelando la fuente sísmica, el camino de propagación y las condiciones de sitio. Podemos también hallar acelerogramas compatibles con cualquier forma espectral mediante métodos numéricos estándar. Con todo y en la medida de lo posible, se aconseja usar acelerogramas reales, puesto que son éstos los que mejor representan la realidad de la fuente, del camino y del lugar de registro. Pero, a pesar de que cada día existen más y mejores bases de datos de registros de aceleración, producidos por sismos de diferentes mecanismos focales, tamaño y distancias, la densidad de su distribución en el espacio, como es obvio, no es homogénea, de forma que, en muchos emplazamientos, aún es difícil hallar registros reales que tengan el tamaño y contenido frecuencial adecuados. Cuando se dispone de acelerogramas reales, el problema del tamaño suele resolverse drásticamente mediante un escalado, que consiste en multiplicar la aceleración por un factor que, para un período dado, produce la aceleración espectral que se requiere. Frecuentemente, la cantidad que se usa para escalar el acelerograma es la aceleración pico efectiva, que se relaciona directamente con la intensidad o magnitud del terremoto. La multiplicación de todo el acelerograma por una cantidad fija suele llevar a sobrevalorar el espectro de respuesta en determinadas bandas frecuenciales donde puede pasar a ser incompatible con el espectro de diseño del edificio cuyo comportamiento sísmico se quiere evaluar o analizar. En este escrito presentamos el caso de los requisitos que el código Colombiano exige a los acelerogramas usados en análisis estructural dinámico paso a paso y un método original que permite conciliar acelerogramas reales con espectros de diseño. El método se ilustra mediante el escalado inteligente de acelerogramas típicos de la ciudad de Manizales para que sean compatibles con los requisitos de la norma NSR-98.

A1.1. Requisitos de la Norma Colombiana NSR-98

Los métodos de análisis dinámico consisten en someter el edificio o estructura que se diseña a acciones sísmicas definidas directamente por acelerogramas, es decir, por series temporales de la aceleración. El apartado A.2.7 de la norma NSR-98 describe las condiciones que deben cumplir las historias temporales de aceleración o las familias de acelerogramas que deben ser usadas en procedimientos de análisis dinámico. Textualmente dice:

Cuando se empleen procedimientos de análisis dinámico, consistentes en evaluaciones contra el tiempo, obtenidas integrando paso a paso la ecuación de movimiento, los acelerogramas que se utilicen deben cumplir los siguientes requisitos:

- (a) *deben utilizarse para efectos de proyecto, las respuestas ante un mínimo de tres acelerogramas diferentes, todos ellos representativos de los movimientos esperados del terreno, pero que cumplan la mayor gama de frecuencias y amplificaciones posible,*
- (b) *los espectros de respuesta de los acelerogramas empleados no pueden tener individualmente ordenadas espectrales, para cualquier período de vibración, menores que el 80% de las ordenadas espectrales del movimiento esperado del terreno ...*

Nada se afirma sobre límites superiores de la respuesta espectral, lo que puede llevar a incoherencias o inconsistencias entre los espectros de diseño de la norma y los correspondientes a los espectros escalados, que fácilmente pueden superar las condiciones de diseño resultando edificios sobredimensionados. Con el objetivo de corregir esta situación mediante una revisión y mejora de la norma NSR-98 vigente, el documento “*Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-09. Edición Preliminar Para Discusión Pública (AIS 2009)*”, propone modificar este último requisito de la siguiente manera:

- (c) *los espectros de respuesta de los acelerogramas empleados, apropiadamente escalados en consistencia con la amenaza, no pueden tener individualmente ordenadas espectrales, para cualquier período de vibración en el rango comprendido entre $0.8 T$ y $1.2 T$, donde T es el período de vibración fundamental inelástico esperado de la estructura en la dirección bajo estudio, menores que el 80% de las ordenadas espectrales del movimiento esperado del terreno [...] y el promedio de las ordenadas espectrales de todos los registros utilizados, en el rango comprendido entre $0.2 T$ y $1.5 T$, no debe ser menor que las ordenadas espectrales en el mismo rango de períodos para el movimiento esperado del terreno.*

De esta forma se sugiere que es suficiente que las ordenadas espectrales individuales de los sismos considerados no sean menores que el 80% de las ordenadas del espectro de la norma sólo para una banda frecuencial más o menos estrecha en torno a la correspondiente al edificio. Pero como el período de vibración fundamental inelástico depende a su vez de la acción, ya que disminuye en la medida en que la estructura penetra en el campo plástico, cumplir esta condición puede requerir procedimientos iterativos de estima del periodo propio y escalado. Otros códigos de diseño sísmico pueden imponer otras condiciones parecidas. El criterio del *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance* (CEN 2004), establece un rango de periodos comprendido entre $0.2 T_1$ y $2.0 T_1$, siendo T_1 el período fundamental de la estructura en la dirección en que será aplicado el acelerograma. En cualquier caso este tipo de criterios parecen obligar a escalados diferentes en función del edificio a estudiar y de la señal utilizada. En el capítulo 5 de esta tesis se ha usado el criterio del eurocódigo EC-08 para escalar los acelerogramas utilizados. Aquí se describe un método nuevo que permite usar acelerogramas reales para generar acelerogramas compatibles con cualquier espectro de diseño en todo el rango de frecuencias pero, conservando sus principales características espectrales y, en consecuencia, respetando también las características de los acelerogramas de sismos compatibles con la amenaza y características del lugar.

A1.2. Método

Consideremos un espectro de diseño $D(\omega)$ y un acelerograma $a(t)$ en el dominio del tiempo y $A(\omega)$ en el dominio de la frecuencia con un espectro de respuesta $R(\omega)$. El método consiste en definir un nuevo acelerograma $\gamma(t)$ definido como:

$$\gamma(t) = \sum_{j=1}^k C_j F_j(t) \quad (\text{A1.1})$$

donde C_j , son coeficientes o factores de escala y $F_j(t)$ son funciones definidas mediante la siguiente ecuación:

$$F_j(t) = \Psi_{(f_{j-1}, f_j, norden)}[a(t)] \quad (\text{A1.2})$$

donde $F_j(t)$ es el acelerograma $a(t)$ filtrado que resulta de aplicar el filtro definido por el operador Ψ a la señal $a(t)$. Para $j=1$, $f_0=f_{j-1}$ es la frecuencia nula y el filtro es un filtro pasa-bajas. Para $j=k$, f_k corresponde a la frecuencia infinita por lo que el filtro es un filtro pasa-altas. Para valores intermedios de j el filtro es paso-banda. *norden* es el número de orden del filtro. Estas frecuencias y los coeficientes C_j se eligen de forma que se cumplan las condiciones de escalado que se requiera. Así pues, si $\Gamma(\omega)$ es el espectro de respuesta de $\gamma(t)$, entonces debe cumplirse cierta condición o condiciones $h(\omega)$ que son función de $D(\omega)$ y $\Gamma(\omega)$.

$$h(\omega) = \Phi(D(\omega), \Gamma(\omega)) \quad (\text{A1.3})$$

un sencillo ejemplo de este tipo de condiciones podría ser:

$$0.8 D(\omega) \leq \Gamma(\omega) \leq 1.2 D(\omega) \quad \omega_1 \leq \omega \leq \omega_2 \quad (\text{A1.4})$$

donde ω_1 y ω_2 son dos frecuencias características.

Obviamente los espectros de diseño definidos por la función $D(\omega)$ son suavizados y se representan por funciones frecuenciales sencillas, pero las funciones $a(t)$, $A(\omega)$, $R(\omega)$ y $\Gamma(\omega)$ no suelen conocerse de forma analítica, sino sólo en formato digital, es decir, mediante un número finito de muestras numéricas. Por este motivo, la elección de las bandas frecuenciales y de los factores de amplificación no es trivial. Dependiendo de las características del problema a tratar, pueden diseñarse algoritmos que permitan automatizar el proceso pero en el ejemplo de aplicación que sigue se ha procedido por inspección y comparación entre el espectro de respuesta de diseño $D(\omega)$ y los espectros $R(\omega)$ y $\Gamma(\omega)$, eligiendo así las frecuencias de filtrado y los coeficientes o factores de amplificación.

A1.3. El caso de Manizales en Colombia

El análisis se centra en 6 edificios de estructura metálica que hipotéticamente corresponden a centros universitarios de la Universidad Nacional de Colombia en Manizales y se hallan emplazados en un tipo de suelo 3.

A1.3.1. Espectro de diseño

La Figura A1.1 muestra el espectro de respuesta elástica 5% amortiguada propuesto en la norma sísmica Colombiana (NSR-98) donde A_a es la aceleración pico efectiva, I es un factor de importancia y S es un factor de suelo. S_a es la aceleración espectral en unidades de g y T es el periodo en segundos. La aceleración pico efectiva de Manizales de la acción sísmica con un período de retorno de 500 años es de $0.25 g$ y se supone un valor del coeficiente de importancia $I=1.1$ y un factor de suelo $S=1.5$, de forma que la aceleración espectral correspondiente a la meseta del espectro de respuesta de la Figura A1.1 es 0.6875 y los periodos T_c y T_L respectivamente son 0.72 y 3.6 s.

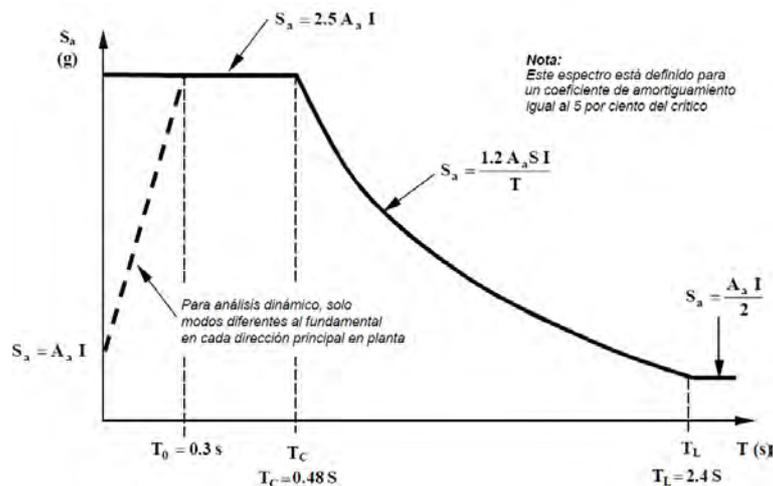


Figura A1.1.- Espectro de respuesta elástica 5% amortiguada establecido en la norma sismorresistente de Colombia NSR-98.

Los edificios objeto del estudio son de estructura metálica resistente a momento (RM) y con pórticos arriostrados (AR) respectivamente Bajos (B), de altura Mediana (M) y Altos (H). De esta forma, los tres edificios tipo RM se denominan RM_B , RM_M y RM_H y sus períodos propios son respectivamente de 0.64 , 0.97 y 1.55 s, mientras que los edificios tipo AR se denominan AR_B , AR_M y AR_H y sus períodos propios son respectivamente de 0.25 , 0.62 y 1.30 s. La Figura A1.2 muestra el espectro para el lugar del emplazamiento de los edificios estudiados. La Figura A1.3 muestra el espectro de la Figura A1.2 en su formato S_a - S_d o ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum). En estas dos figuras se han representado también los espectros correspondientes al 80 % y al 120 % del espectro y los períodos propios de la respuesta elástica de los 6 edificios analizados

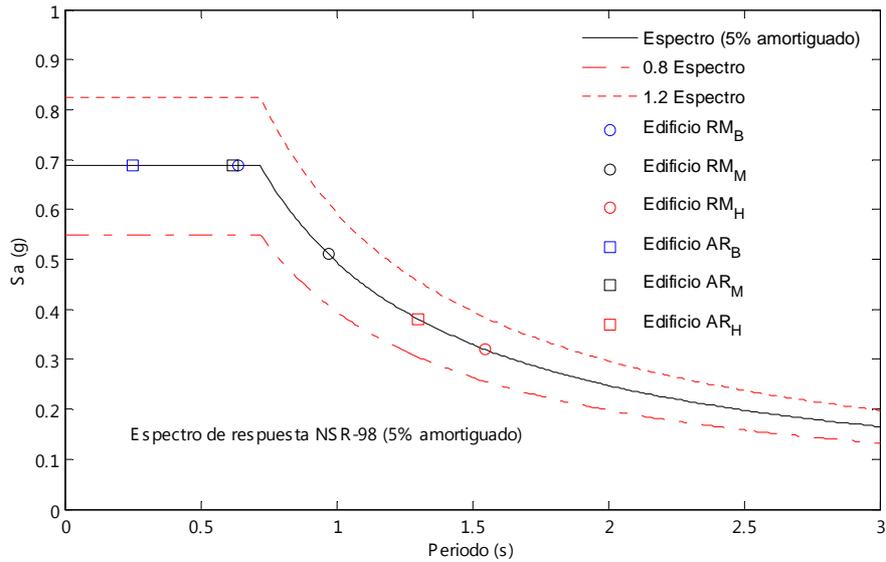


Figura A1.2. Espectro de diseño para el emplazamiento del edificio de estudio en Manizales. Se ha tomado $A_g=0.25$ g, $I=1.1$ por tratarse de un centro de educación superior, y $S=1.5$ que corresponde a un suelo tipo 3.

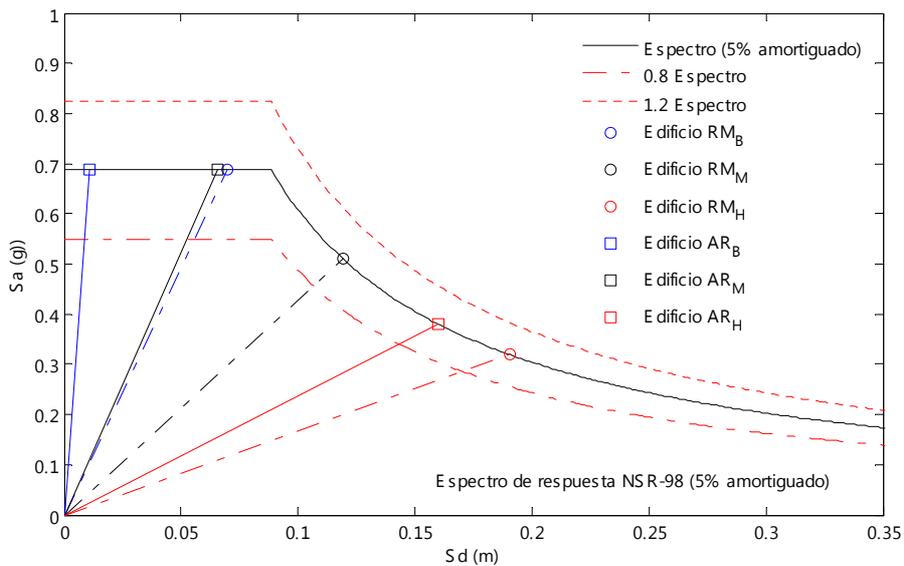


Figura A1.3. Espectro de diseño para el emplazamiento del edificio de estudio en Manizales. Se ha tomado $A_g=0.25$ g, $I=1.1$ por tratarse de un centro de educación superior, y $S=1.5$ que corresponde a un suelo tipo 3.

A1.3.2. Los acelerogramas

En el estudio de microzonificación sísmica de Manizales se recomienda la utilización de cuatro acelerogramas de proyecto, denominados *Benioff-Calima*, *Benioff-Sintético*, *Romeral-Deconvolución* y *Romeral-Sintético*. La Figura A1.4 los muestra junto con sus espectros de amplitud de Fourier. Para ilustrar con más de detalle esta técnica se ha elegido el acelerograma *Romeral-Deconvolución* para el cual se han usado seis

frecuencias de filtrado y siete coeficientes de amplificación. La Tabla A1.1 muestra los parámetros definidos en las ecuaciones (A1.1) y (A1.2).

Tabla A1.1.-Periodos, frecuencias y coeficientes de amplificación utilizados para hacer compatibles los espectros de respuesta de diseño y el espectro de respuesta lineal 5% amortiguada del acelerograma *Romeral-Deconvolución*

Número (j)	0	1	2	3	4	5	6	7
Periodo (s)	0.00	0.05	0.30	0.80	1.30	1.80	2.15	$+\infty$
Frecuencia (Hz)	$+\infty$	10.00	3.33	1.25	0.77	0.56	0.47	0.00
Amplificación	---	100	0.65	1.4	5.0	-0.81	15.00	25.00

Los parámetros de la Tabla A1.1 se han usado para definir siete filtros de fase nula. La fase nula garantiza que no se van a producir corrimientos temporales. Se han usado filtros Butterworth de orden 3. Un filtro tipo paso-altas de frecuencia de corte a 10 Hz; 5 filtros paso-banda, con frecuencias de paso definidas por las frecuencias definidas en los números 1-2, 2-3, 3-4, 4-5, y 5-6 de la Tabla A1.1 y un filtro paso-bajas de frecuencia de corte de 0.47 Hz. La Figura A1.5 muestra las siete señales que resultan de estos filtrados, tanto en el dominio del tiempo como en el dominio de la frecuencia. En el dominio de la frecuencia, los espectros de las señales filtradas se comparan con el espectro del acelerograma original. La Figura A1.7 muestra, arriba, los espectros de respuesta de los acelerogramas de la Figura A1.5 y, abajo, los espectros de respuesta del acelerograma original y del escalado. En estas dos figuras se muestran también los espectros de diseño y los periodos propios de los 6 edificios objeto de análisis. La Figura A1.7 muestra el acelerograma original y el acelerograma escalado, en el dominio del tiempo y de la frecuencia.

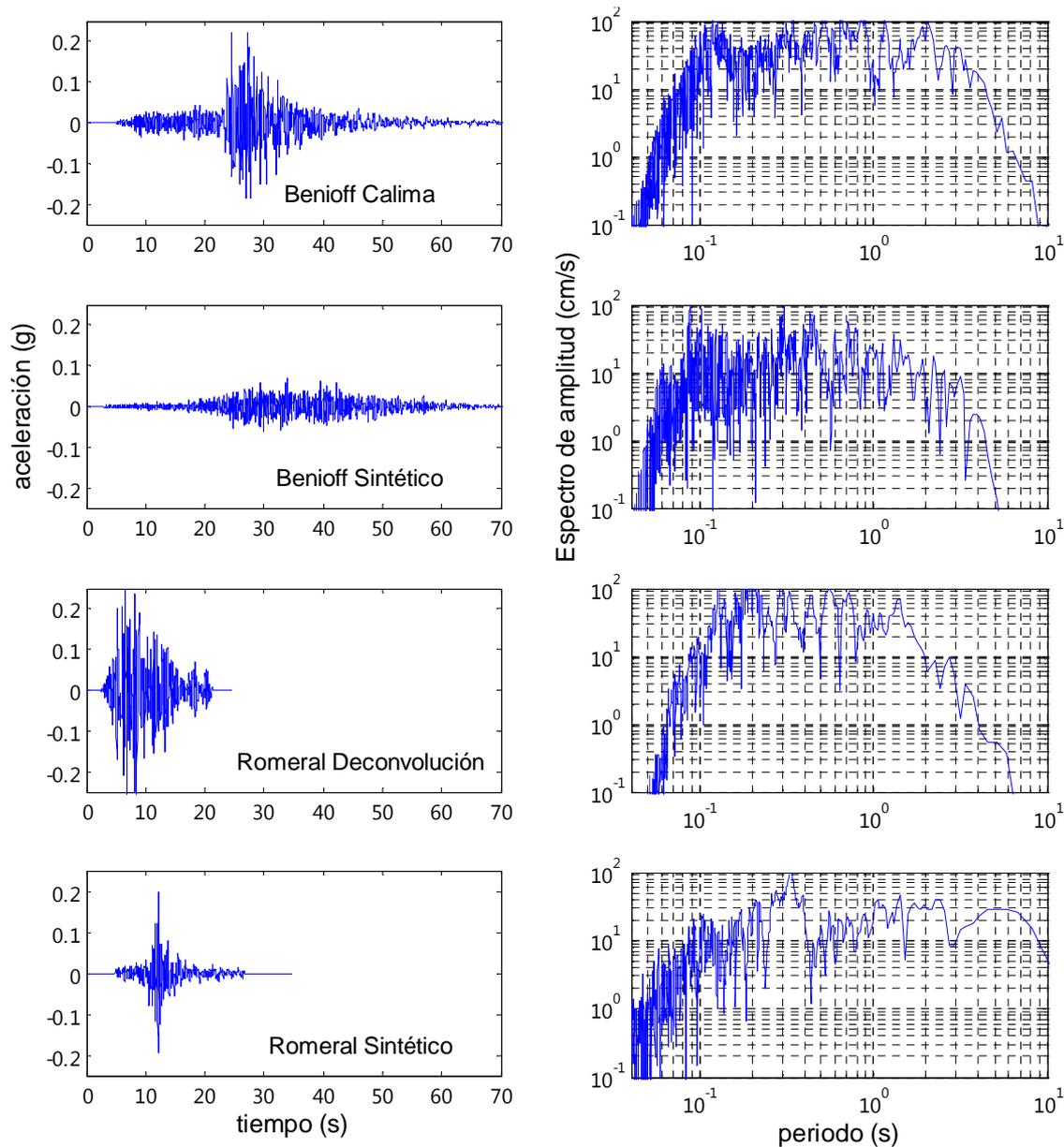


Figura A1.4 Acelerogramas recomendados en el estudio de microzonificación sísmica de Manizales para efectuar análisis dinámicos. Para facilitar la comparación, en los dominios del tiempo y de la frecuencia se ha utilizado la misma escala para los cuatro acelerogramas, tanto en el eje x, respectivamente tiempo (s) y periodo (s), como en el eje y, respectivamente aceleración (g) y espectro de amplitud de Fourier (cm/s).

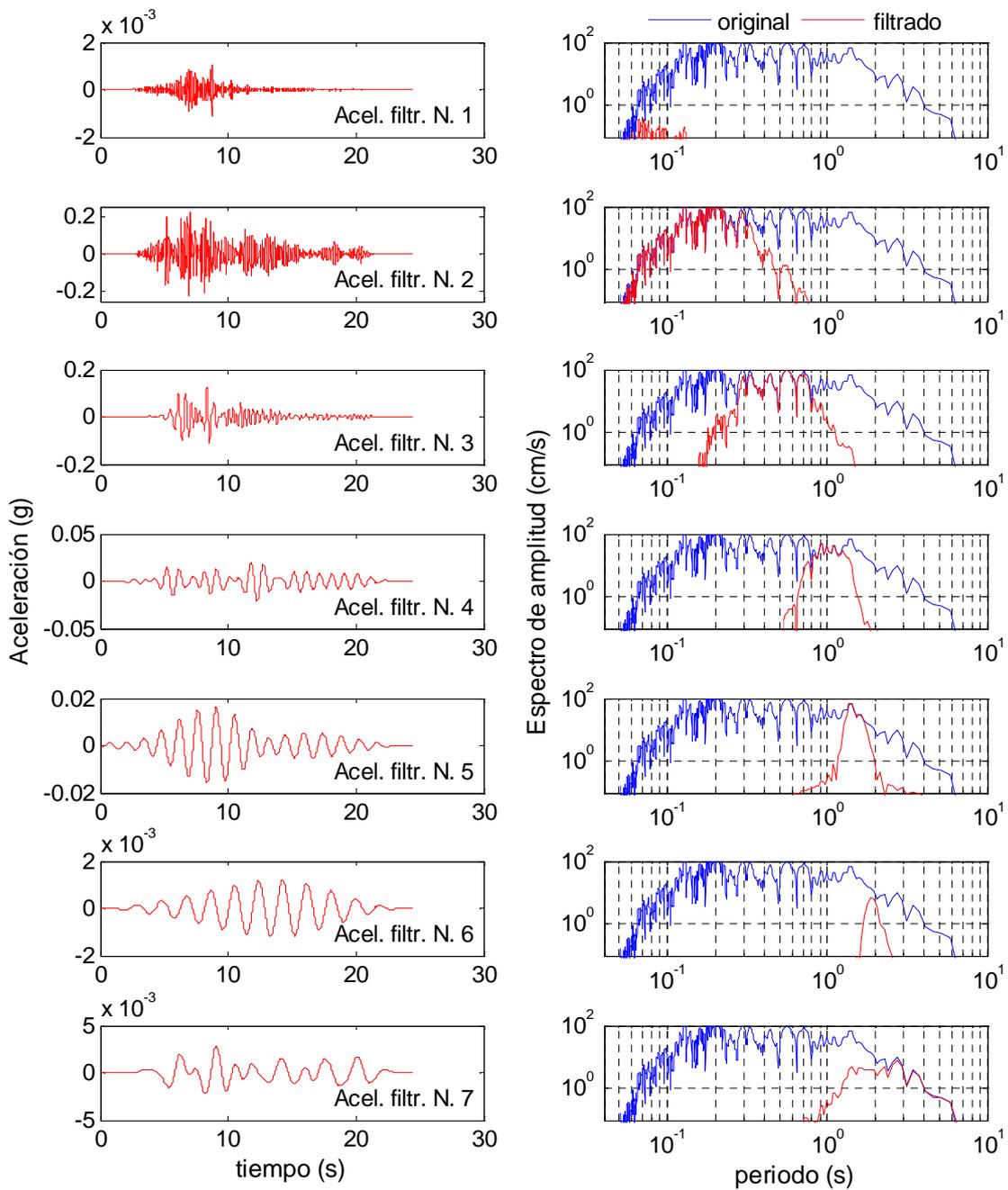


Figura A1.5 Acelerogramas que resultan de aplicar los filtros construidos en base a las frecuencias definidas en la Tabla A1.1, al acelerograma *Romeral-Deconvolución* incluido en la Figura A1.4. A la izquierda se muestran las siete señales en el dominio del tiempo. A la derecha se muestran en el dominio de las frecuencias, junto con el espectro de amplitudes de Fourier del acelerograma original.

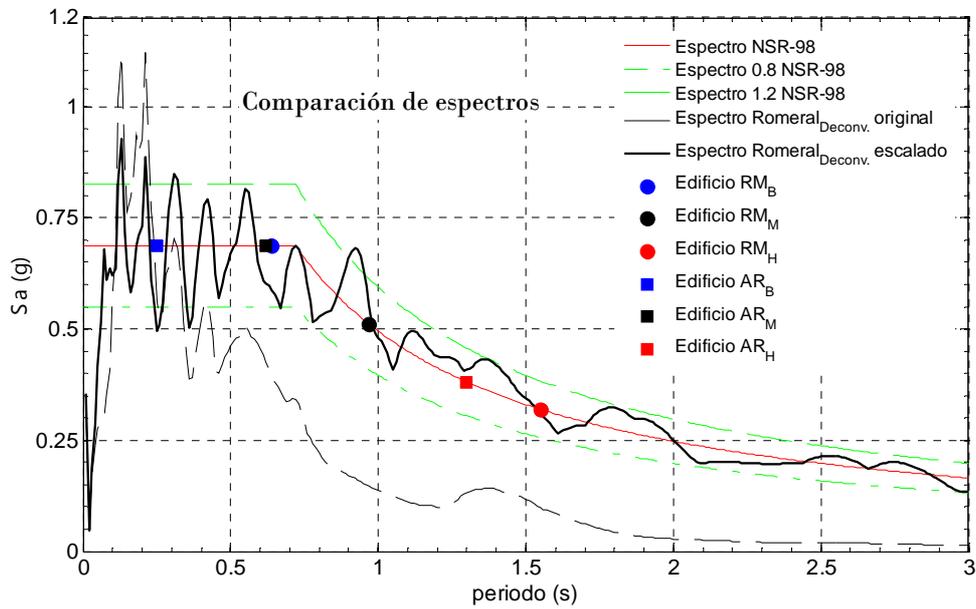
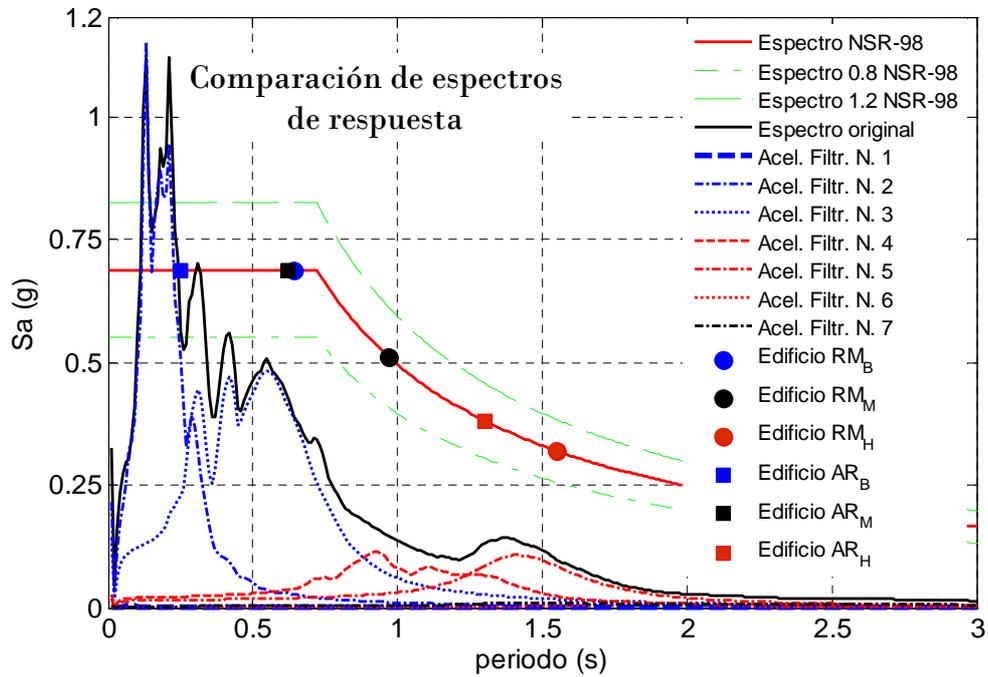


Figura A1.6 Arriba: Espectros de respuesta del acelerograma original y de los siete acelerogramas de la Figura A1.5. Abajo: espectros de respuesta del acelerograma original y del acelerograma escalado por bandas. En ambos casos se dibujan los espectros de diseño y límites del 80 y 120%..

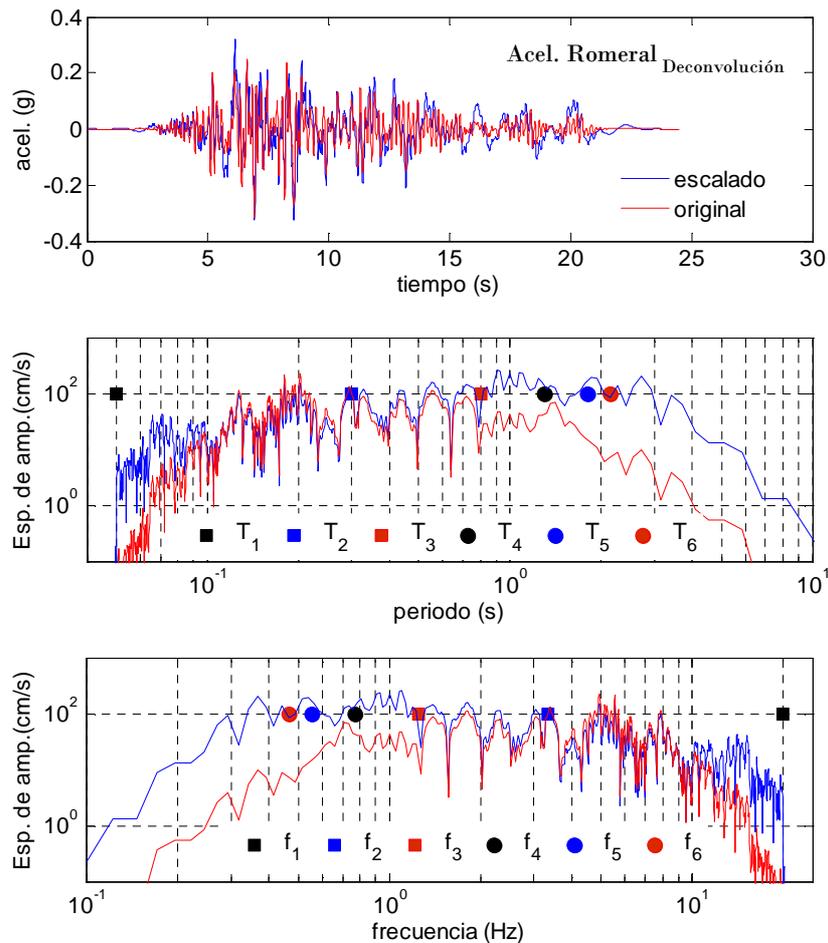


Figura A1.7 Acelerograma original y escalado. Arriba en el dominio del tiempo. Abajo: espectros de amplitudes de Fourier, en función del período y de la frecuencia. Se muestran también los periodos y frecuencias de la Tabla A1.1.

En la Figura A1.6 se observa la mayor importancia relativa de los acelerogramas 2, 3, 4 y 5 pero los correspondientes a los números 1, 6 y 7 han sido imprescindibles para conseguir un escalado adecuado a frecuencias altas y bajas. En esta misma Figura se observa cómo el espectro de respuesta del acelerograma escalado por bandas es compatible con el espectro de diseño en toda la banda frecuencial y, muy en particular, en el entorno de los períodos propios de los 6 edificios considerados. En la Figura A1.7 se observa como el acelerograma escalado también es compatible con el acelerograma original, tanto en el dominio del tiempo como en el de la frecuencia.

A1.4. Resultados y discusión

El procedimiento descrito se ha aplicado a los otros tres acelerogramas aconsejados para efectuar análisis dinámicos en la ciudad de Manizales. Las Figuras A1.8, A1.9 y A1.10 son análogas a la Figura A1.6 y muestran la comparación de los espectros de diseño con los espectros de respuesta de los acelerogramas originales y escalados por bandas para los otros tres registros de aceleración utilizados para ilustrar esta técnica.

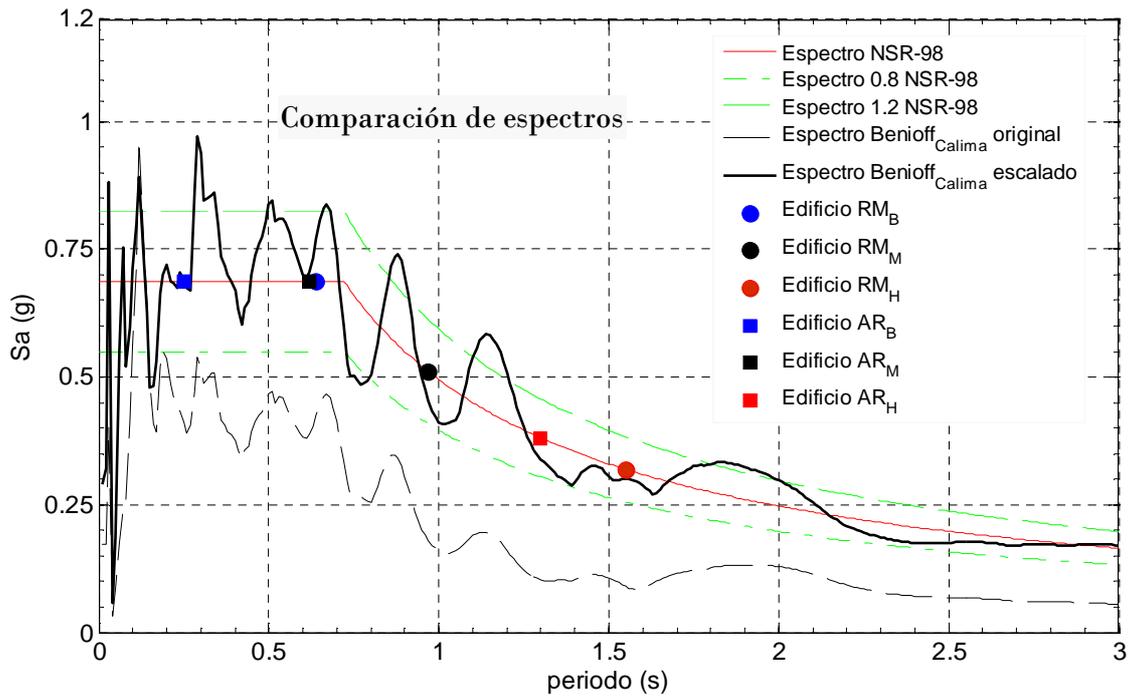


Figura A1.8 Comparación de espectros de respuesta y espectros de diseño para el acelerograma Benioff-Calima.

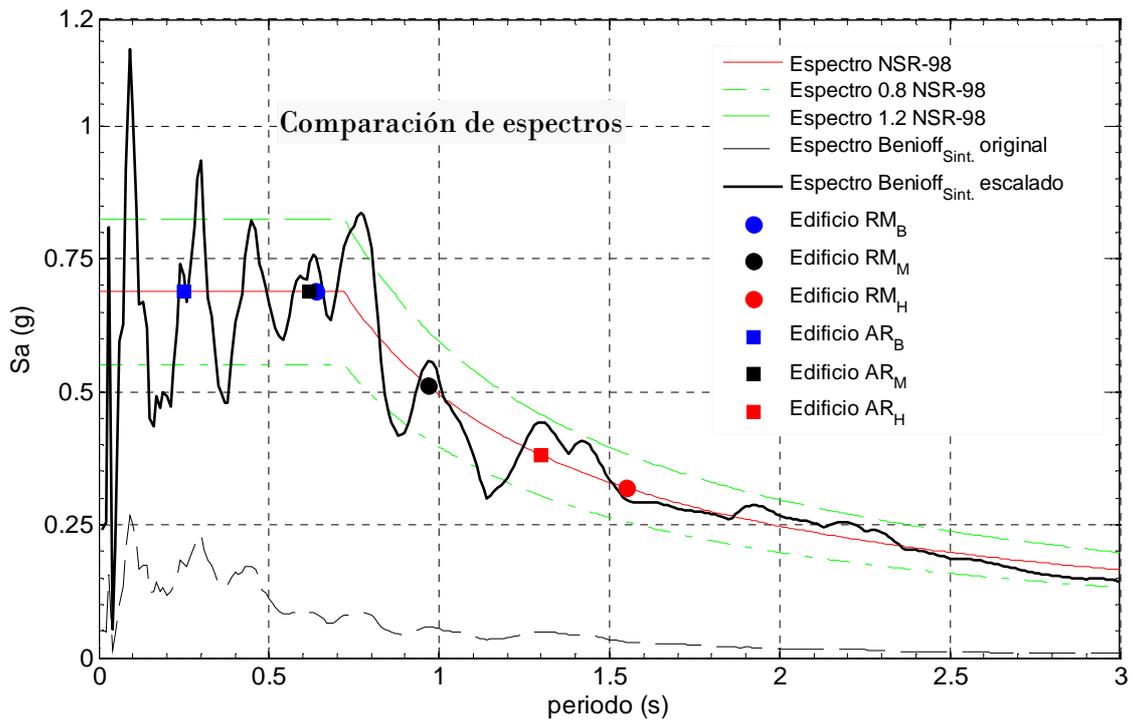


Figura A1.9 Comparación de espectros de respuesta y espectros de diseño para el acelerograma Benioff-Sintético.

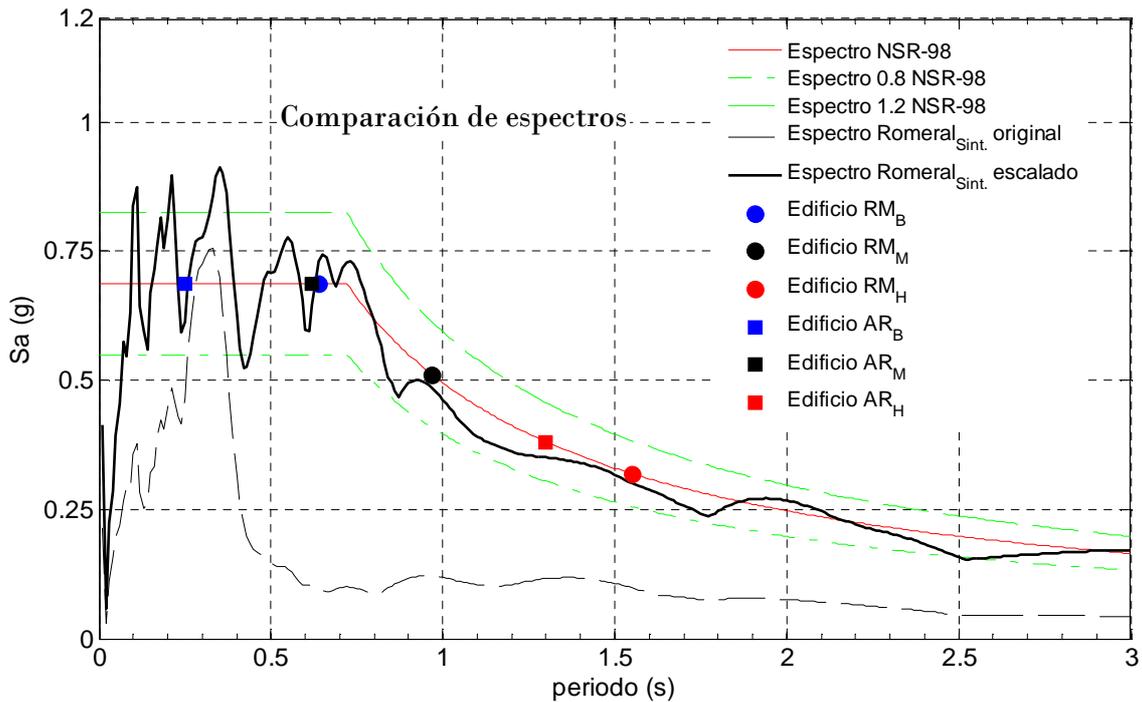


Figura A1.10 Comparación de espectros de respuesta y espectros de diseño para el acelerograma *Romeral-Sintético*.

La Figura A1.11 muestra los acelerogramas originales y escalados por bandas tanto en el dominio del tiempo como en el dominio de la frecuencia. En los cuatro casos analizados se han obtenido acelerogramas que representan bien las características de los acelerogramas originales, incluyendo la duración y su contenido frecuencial y, a su vez, ni sobrevaloran ni minusvaloran los requisitos de los espectros de diseño. Llamamos **acelerogramas híbridos** a estos acelerogramas así escalados porque no son registros reales pero tampoco sintéticos. Son compatibles con acelerogramas reales ya que la duración y los contenidos frecuenciales se toman rigurosamente del acelerograma original y son compatibles con el espectro de diseño ya que las bandas frecuenciales y los factores de amplificación se escogen de forma inteligente para conseguir los niveles de respuesta espectral de diseño en todo el rango de periodos. Por consiguiente, dado un registro real cualquiera y un espectro de diseño, la técnica aquí presentada permite hallar una combinación lineal de acelerogramas basados en el acelerograma real cuyo espectro de respuesta es compatible con el espectro de diseño. La Figura A1.12 sintetiza estos resultados y muestra junto con los espectros de diseño, los espectros de respuesta de los cuatro acelerogramas ensayados. Finalmente, la Figura A1.13 muestra el espectro de respuesta medio de los cuatro acelerogramas, junto con los intervalos definidos por su desviación típica. Se observa un excelente acuerdo entre este valor medio y el espectro de diseño. También se observa cómo los intervalos definidos por la desviación típica se hallan comprendidos dentro de los intervalos del 80 y 120% del espectro de diseño. La representación en estas figuras de los periodos propios de los edificios que van a ser objeto de análisis dinámicos, ayuda a observar cómo las acciones sísmicas usadas no van ni a sobrevalorar ni a minusvalorar las acciones de diseño.

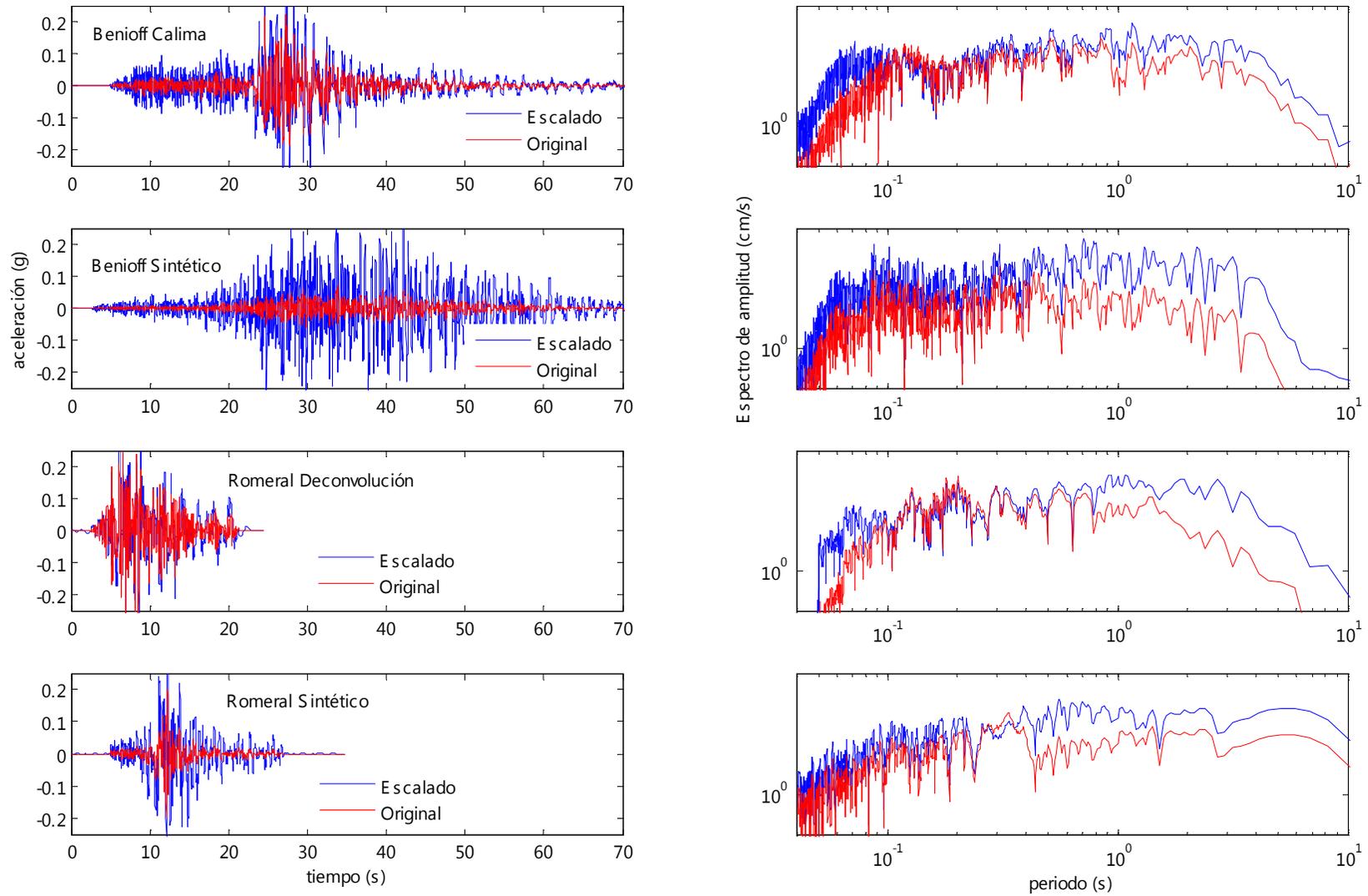


Figura A1.11 Acelerogramas originales y escalados en el dominio del tiempo y de la frecuencia. Se observa cómo los acelerogramas escalados son compatibles con los originales.

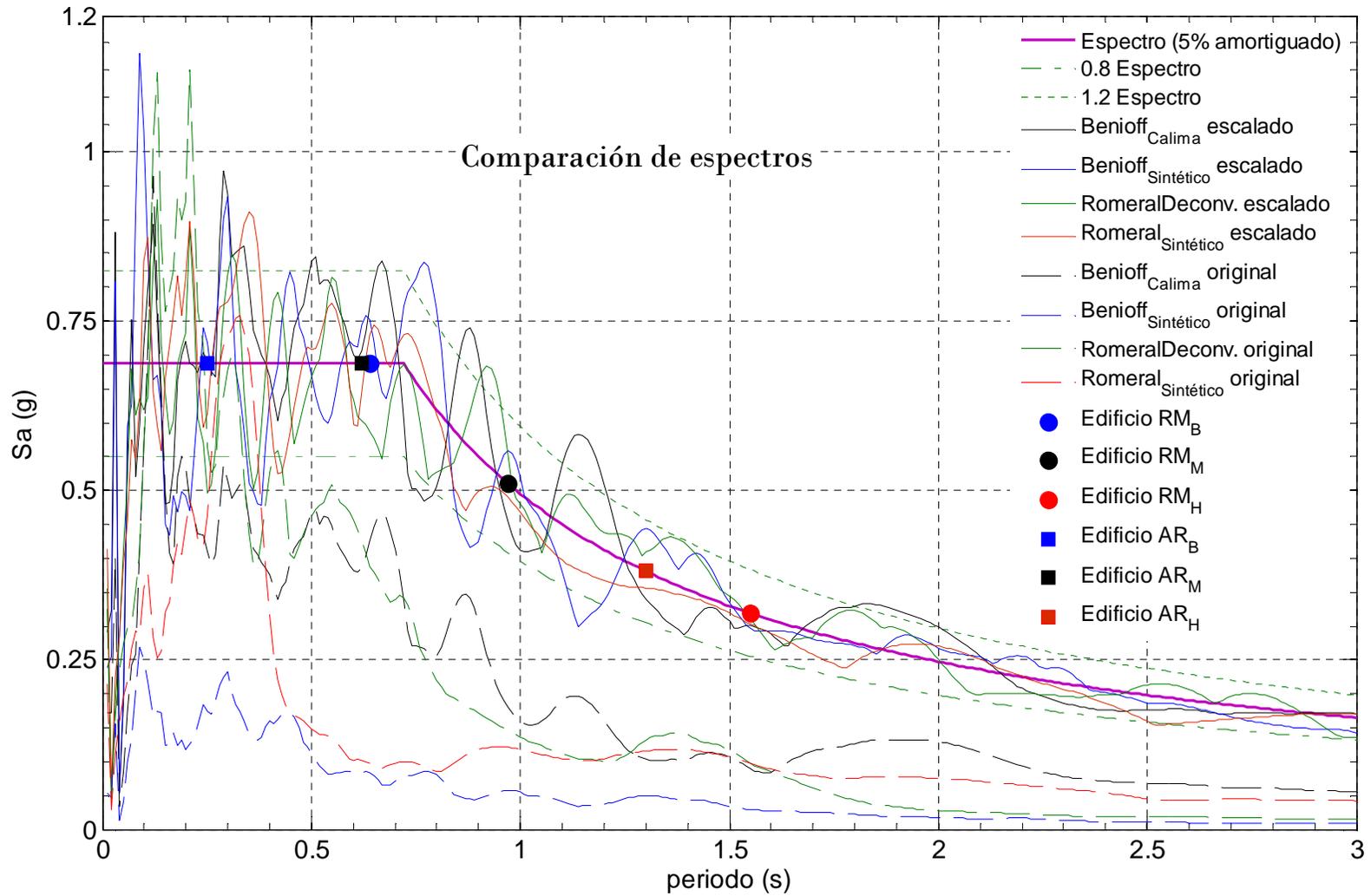


Figura A1.12 Comparación de los espectros de diseño, los espectros de los acelerogramas originales y de los acelerogramas híbridos. Se incluyen también los períodos propios de los edificios metálicos considerados.

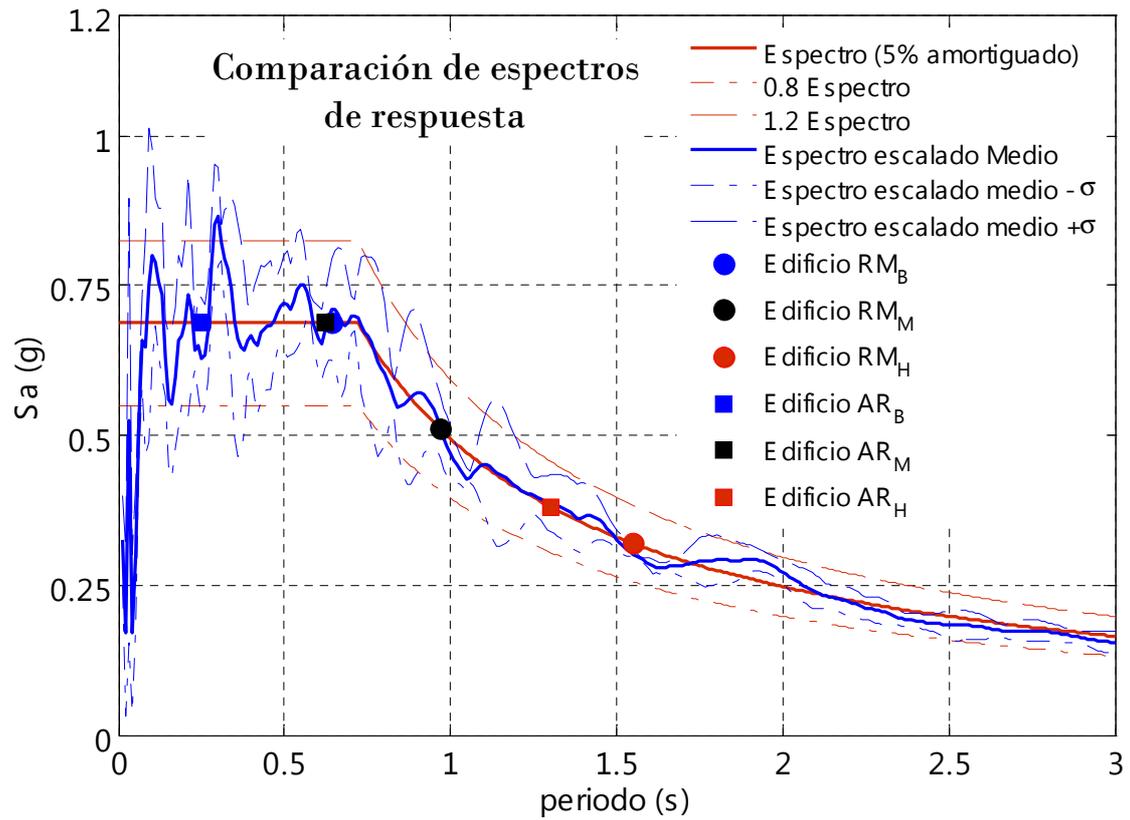


Figura A1.13 Comparación de los espectros de diseño y del espectro medio de respuesta de los cuatro acelerogramas escalados por bandas.

ANEXO 2

Archivo de entrada de datos a RUAUMOKO: Lanu14racell.txt

PORTICO BASICO ARRIOSTRADO

* Pórtico de tres luces con voladizos en perfiles metálicos.

```
2 0 1 0 0 -1 2 0 0 0 0
28 52 8 10 1 1 9.81 3.0 3.0 0.01172 24.0 1.0
0 0 5 0 1.0 1.0 0.7 0.1 5 2 1
5 0 0.0001 0 0
```

NODES

```
! n x y fixity slaving output
1 1.46 0.0 1 1 1 0 0 0
2 1.46 3.12 0 0 0 0 0 0
3 1.46 6.24 0 0 0 0 0 0
4 1.46 9.36 0 0 0 0 0 0
5 1.46 11.06 0 0 0 0 0 0
6 6.26 0.0 1 1 1 0 0 0
7 6.26 3.12 0 0 0 2 0 0
8 6.26 6.24 0 0 0 3 0 0
9 6.26 9.36 0 0 0 4 0 0
10 6.26 11.33 0 0 0 0 0 0
11 11.06 0.0 1 1 1 0 0 0
12 11.06 3.12 0 0 0 2 0 0
13 11.06 6.24 0 0 0 3 0 0
14 11.06 9.36 0 0 0 4 0 0
15 11.06 11.59 0 0 0 0 0 0
16 15.86 0.0 1 1 1 0 0 0
17 15.86 3.12 0 0 0 2 0 0
18 15.86 6.24 0 0 0 3 0 0
19 15.86 9.36 0 0 0 4 0 0
20 15.86 11.86 0 0 0 0 0 0
21 0.0 3.12 0 0 0 2 0 0
22 0.0 6.24 0 0 0 3 0 0
23 0.0 9.36 0 0 0 4 0 0
24 0.0 10.98 0 0 0 0 0 0
25 17.32 3.12 0 0 0 2 0 0
26 17.32 6.24 0 0 0 3 0 0
27 17.32 9.36 0 0 0 4 0 0
28 17.32 11.94 0 0 0 0 0 0
```

DRIFT

```
! N1 N2 N3 N4 N5
1 2 3 4 5
```

ELEMENT

```
! N Sect I J i j output
```

1 7 1 2 0 0
 4 7 4 5 0 0
 5 1 6 7 0 0
 8 1 9 10 0 0
 9 1 11 12 0 0
 12 1 14 15 0 0
 13 7 16 17 0 0
 16 7 19 20 0 0
 17 5 21 2 0 0
 18 2 2 7 0 0
 20 2 12 17 0 0
 21 5 17 25 0 0
 22 5 22 3 0 0
 23 2 3 8 0 0
 25 2 13 18 0 0
 26 5 18 26 0 0
 27 5 23 4 0 0
 28 2 4 9 0 0
 30 2 14 19 0 0
 31 5 19 27 0 0
 32 6 24 5 0 0
 33 3 5 10 0 0
 35 3 15 20 0 0
 36 6 20 28 0 0
 37 8 6 12 0 0
 40 8 9 15 0 0
 41 4 7 11 0 0
 44 4 10 14 0 0
 45 4 6 12 0 0
 48 4 9 15 0 0
 49 8 7 11 0 0
 52 8 10 14 0 0

PROPS

1 FRAME

3 0 0 2 1 0 ! W12x53 Viga columna XX
 1.968E11 7.7E10 1.006E-2 2.684E-3 1.886E-4 773.7 ! E G A As I wgt
 0.03 0.03
 -1866330 -373266 256744 285271 449823 256744 2249115 0
 1.5 8.25 0.7 15

2 FRAME

3 0 1 2 1 0 ! W12x35 Viga columna
 1.994E11 7.7E10 6.645E-3 2.419E-3 1.157E-4 511.0 ! E G A As I wgt
 0.03 0.03
 -92873 -92873 -116092 116092 ! M1 M2 V1 V2
 -1402551 -280510 168746 187495 296999 168746 1484993 0
 10.0 10.2 0.6 12.0

3 FRAME

3 0 1 2 0 0 ! W10x17 Viga columna
 2E11 7.7E10 3.219E-03 1.565E-03 3.409E-05 2.482E+02 ! E G A
 0.03 0.03
 -6687 -6687 -8359 8359 ! M1 M2 V1 V2
 -338200 -67640 61632 68480 143886 61632 719428 0

4 FRAME
 3 3 0 2 1 0 ! ST 8x4x1/4 xx riostra COMP
 1.988E11 7.7E10 3.619E-03 1.290E-03 6.368E-06 2.777E+02 ! E G A As I wgt
 0.03 0.03
 -275900 -55180 28740 31933 1 28740 1 0
 1.5 3.07 0.23 4.64

5 FRAME
 3 0 1 2 0 0 ! W12x35 Viga columna
 2E11 7.7E10 6.645E-3 2.419E-3 1.186E-4 511.0 ! E G A As I wgt
 0.03 0.03
 -8592 -8592 -35311 35311 ! M1 M2 V1 V2
 -1402551 -280510 168746 187495 296999 168746 1484993 0

6 FRAME
 3 0 1 2 0 0 ! W10x17 Viga columna
 2E11 7.7E10 3.219E-03 1.565E-03 3.409E-05 2.482E+02 ! E G A As I wgt
 0.03 0.03
 -619 -619 -2543 2543 ! M1 M2 V1 V2
 -338200 -67640 61632 68480 143886 61632 719428 0

7 FRAME
 3 0 0 2 1 0 ! W12x53 Viga columna YY
 1.977E11 7.7E10 1.006E-2 8.948E-03 3.934E-05 773.7 ! E G A As I wgt
 0.03 0.03
 -1866330 -373266 95908 106565 449823 95908 2249115 0
 2.48 2.604 0.2 3.25

8 FRAME
 3 3 0 2 1 0 ! ST 8x4x1/4 xx riostra TRACCION
 2.003E11 7.7E10 3.559E-03 1.290E-03 6.368E-06 2.777E+02 ! E G A As I wgt
 0.03 0.03
 -1 -1 28740 31933 161187 28740 805933 0
 12.0 13.2 0.8 15.0

WEIGHT 0
 2 674300
 3 674300
 4 73610
 5 147200

LOADS ! Loads representing gravity loads
 ! n Fx Fy Mz
 2 0

3 0
28 0

SHAPE

12 188896
13 392323
14 482981
15 515358
28 0.0

EQUAKE

5 1 0.01172 1.0

ANEXO 3

Archivo de entrada de datos a RUAUMOKO: Lanu14acell.txt

PORTICO BASICO

* Pórtico de tres luces con voladizos en perfiles metálicos.

```
2 0 1 0 0 -1 2 0 0 0 0
28 36 7 10 1 1 9.81 5.0 5.0 0.01172 24.0 1.0
0 0 5 0 1.0 1.0 0.7 0.1 5 2 1
5 0 0.0001 0 0
```

NODES

```
! n x y fixity slaving output
1 1.46 0.0 1 1 1 0 0 0
2 1.46 3.12 0 0 0 0 0 0
3 1.46 6.24 0 0 0 0 0 0
4 1.46 9.36 0 0 0 0 0 0
5 1.46 11.06 0 0 0 0 0 0
6 6.26 0.0 1 1 1 0 0 0
7 6.26 3.12 0 0 0 2 0 0
8 6.26 6.24 0 0 0 3 0 0
9 6.26 9.36 0 0 0 4 0 0
10 6.26 11.33 0 0 0 0 0 0
11 11.06 0.0 1 1 1 0 0 0
12 11.06 3.12 0 0 0 2 0 0
13 11.06 6.24 0 0 0 3 0 0
14 11.06 9.36 0 0 0 4 0 0
15 11.06 11.59 0 0 0 0 0 0
16 15.86 0.0 1 1 1 0 0 0
17 15.86 3.12 0 0 0 2 0 0
18 15.86 6.24 0 0 0 3 0 0
19 15.86 9.36 0 0 0 4 0 0
20 15.86 11.86 0 0 0 0 0 0
21 0.0 3.12 0 0 0 2 0 0
22 0.0 6.24 0 0 0 3 0 0
23 0.0 9.36 0 0 0 4 0 0
24 0.0 10.98 0 0 0 0 0 0
25 17.32 3.12 0 0 0 2 0 0
26 17.32 6.24 0 0 0 3 0 0
27 17.32 9.36 0 0 0 4 0 0
28 17.32 11.94 0 0 0 0 0 0
```

DRIFT

```
! N1 N2 N3 N4 N5
1 2 3 4 5
```

ELEMENT

```
! N Sect I J i j output
1 7 1 2 0 0
```

4 7 4 5 0 0
 5 1 6 7 0 0
 8 1 9 10 0 0
 9 1 11 12 0 0
 12 1 14 15 0 0
 13 7 16 17 0 0
 16 7 19 20 0 0
 17 5 21 2 0 0
 18 2 2 7 0 0
 20 2 12 17 0 0
 21 5 17 25 0 0
 22 5 22 3 0 0
 23 2 3 8 0 0
 25 2 13 18 0 0
 26 5 18 26 0 0
 27 5 23 4 0 0
 28 2 4 9 0 0
 30 2 14 19 0 0
 31 5 19 27 0 0
 32 6 24 5 0 0
 33 3 5 10 0 0
 35 3 15 20 0 0
 36 6 20 28 0 0

PROPS

1 FRAME

3 0 0 2 1 0 ! W12x87 Viga columna XX
 2.013E11 7.7E10 1.652E-02 4.163E-03 3.186E-04 1270.0 ! E G A As I wgt
 0.03 0.03
 -2848000 -569600 435048 483387 738171 435048 3690855 0
 5.89 6.19 0.2 8.54

2 FRAME

3 0 1 2 1 0 ! W14x38 Viga columna
 1.942E11 7.7E10 7.226E-3 2.820E-3 1.639E-4 554.8 ! E G A As I wgt
 0.03 0.03
 -92873 -92873 -116092 116092 ! M1 M2 V1 V2
 -1525104 -305021 202693 225214 322950 202693 1614749 0
 10.0 10.2 0.6 12.0

3 FRAME

3 0 1 2 0 0 ! W10x17 Viga columna
 2E11 7.7E10 3.219E-03 1.565E-03 3.409E-05 2.482E+02 ! E G A As I wgt
 0.03 0.03
 -6687 -6687 -8359 8359 ! M1 M2 V1 V2
 -397882 -79576 68480 76089 159873 68480 799365 0

4 FRAME

3 3 0 2 1 0 ! ST 8x4x1/4 xx riostra COMP
 2E11 7.7E10 5.213E-03 1.935E-03 8.574E-06 4.012E+02 ! E G A As I wgt

0.03 0.03
-336200 -67247 51634 57372 1 51634 1 0
1.5 3.07 0.23 4.64

5 FRAME
3 0 1 2 0 0 ! W14x38 Viga columna
2E11 7.7E10 7.226E-3 2.820E-3 1.602E-4 554.8 ! E G A As I wgt
0.03 0.03
-8592 -8592 -35311 35311 ! M1 M2 V1 V2
-1525104 -305021 202693 225214 322950 202693 1614749 0

6 FRAME
3 0 1 2 0 0 ! W10x17 Viga columna
2E11 7.7E10 3.219E-03 1.565E-03 3.409E-05 2.482E+02 ! E G A As I wgt
0.03 0.03
-619 -619 -2543 2543 ! M1 M2 V1 V2
-397882 -79576 68480 76089 159873 68480 799365 0

7 FRAME
3 0 0 2 1 0 ! W12x87 Viga columna YY
1.987E11 7.7E10 1.652E-2 1.267E-02 9.630E-05 1270.0 ! E G A As I wgt
0.03 0.03
-2848000 -569600 199067 221186 738171 199067 3690855 0
5.89 6.19 0.2 8.54

WEIGHT 0
2 674300
3 674300
4 73610
5 147200

LOADS ! Loads representing gravity loads
! n Fx Fy Mz
2 0
3 0
28 0

SHAPE
12 188896
13 392323
14 482981
15 515358
28 0.0

EQUAKE
5 1 0.01172 1.

ANEXO 4

Tablas de resultados de simulación de Montecarlo

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecua-ciones que aplican	Límite	Proba-bilidad exce-dencia ¹	Proba-bilidad exce-dencia ²
1	'acelmax'	1,447E-01	8,351E-02	5,770E-01		0,25	0,1029	0,1029
2	'epsilon'	-4,118E-03	2,839E-01	-6,894E+01		N.A.	N.A.	N.A.
3	'omegag'	1,145E+01	3,024E+00	2,640E-01		N.A.	N.A.	N.A.
4	'nug'	1,442E-01	6,142E-02	4,259E-01		N.A.	N.A.	N.A.
5	'fy'	3,388E+08	3,284E+07	9,693E-02		N.A.	N.A.	N.A.
6	'me'	2,001E+11	3,984E+09	1,991E-02		N.A.	N.A.	N.A.
7	'a1'	1,006E-02	1,994E-04	1,982E-02		N.A.	N.A.	N.A.
8	'i1'	1,768E-04	3,532E-06	1,997E-02		N.A.	N.A.	N.A.
9	'a2'	6,645E-03	1,353E-04	2,036E-02		N.A.	N.A.	N.A.
10	'i2'	1,186E-04	2,357E-06	1,987E-02		N.A.	N.A.	N.A.
11	'coefd'	1,051E+00	4,971E-02	4,730E-02		N.A.	N.A.	N.A.
12	'coefl'	6,252E-01	2,099E-02	3,358E-02		N.A.	N.A.	N.A.
13	'a4'	3,606E-03	7,230E-05	2,005E-02		N.A.	N.A.	N.A.
14	'i7'	3,989E-05	8,056E-07	2,020E-02		N.A.	N.A.	N.A.
15	'desp_max_1'	1,392E-03	1,377E-03	9,893E-01	6.12	0,02808	0,0002	0,0002
16	'desp_min_1'	-1,293E-03	1,205E-03	-9,318E-01	6.12	-0,02808	0,0001	0,0001
17	'desp_max_2'	1,888E-03	1,291E-03	6,840E-01	6.12	0,02808	0,0000	0,0000
18	'desp_min_2'	-1,728E-03	1,233E-03	-7,137E-01	6.12	-0,02808	0,0000	0,0000
19	'comp_max_1'	-5,995E+05	1,135E+04	-1,893E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
20	'comp_max_5'	-1,147E+06	2,788E+05	-2,430E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
21	'trac_max_5'	-3,392E+05	2,317E+05	-6,830E-01	6.4	2236000	0,0000	0,0000
22	'comp_max_9'	-1,161E+06	2,766E+05	-2,383E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
23	'trac_max_9'	-3,533E+05	2,338E+05	-6,618E-01	6.4	2236000	0,0000	0,0000
24	'comp_max_13'	-5,999E+05	1,201E+04	-2,002E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
25	'mom_max_1-1'	1,041E+04	4,935E+03	4,741E-01	6.2, (11)	178900	0,0000	0,0000
26	'mom_min_1-1'	-5,483E+02	5,480E+03	-9,995E+00	6.2, (11)	-178900	0,0000	0,0000
27	'mom_max_1-2'	-5,597E+03	4,679E+03	-8,361E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
28	'mom_min_1-2'	-1,477E+04	4,168E+03	-2,822E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
29	'mom_max_5-1'	1,548E+04	1,391E+04	8,985E-01	6.2, (11)	178900	0,0000	0,0000
30	'mom_min_5-1'	-1,880E+04	1,939E+04	-1,031E+00	6.2, (11)	-178900	0,0023	0,0023
31	'mom_max_5-2'	1,085E+04	1,134E+04	1,045E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
32	'mom_min_5-2'	-5,210E+03	8,257E+03	-1,585E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
33	'mom_max_9-1'	1,766E+04	1,849E+04	1,047E+00	6.2, (11)	178900	0,0019	0,0019
34	'mom_min_9-1'	-1,657E+04	1,455E+04	-8,782E-01	6.2, (11)	-178900	0,0000	0,0000
35	'mom_max_9-2'	5,625E+03	8,688E+03	1,544E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
36	'mom_min_9-2'	-1,036E+04	1,048E+04	-1,011E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
37	'mom_max_13-1'	1,953E+02	4,941E+03	2,530E+01	6.2, (11)	178900	0,0000	0,0000
38	'mom_min_13-1'	-1,079E+04	5,438E+03	-5,040E-01	6.2, (11)	-178900	0,0000	0,0000

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecuaciones que aplican	Límite	Probabilidad excedencia ¹	Probabilidad excedencia ²
39	'mom_max_13-2'	1,508E+04	4,609E+03	3,056E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
40	'mom_min_13-2'	5,861E+03	4,182E+03	7,135E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
41	'axial_max_37'	2,026E+05	1,665E+05	8,218E-01	6.4	805933	0,0142	0,0024
42	'axial_max_38'	1,702E+05	1,217E+05	7,152E-01	6.4	805933	0,0021	0,0000
43	'axial_max_39'	9,369E+04	5,503E+04	5,873E-01	6.4	805933	0,0000	0,0000
44	'axial_max_40'	4,967E+04	2,712E+04	5,460E-01	6.4	805933	0,0000	0,0000
45	'axial_min_41'	-2,068E+05	9,242E+04	-4,470E-01	6.5	-275900	0,2924	0,0714
46	'axial_min_42'	-1,722E+05	9,031E+04	-5,244E-01	6.5	-275900	0,1838	0,0329
47	'axial_min_43'	-9,494E+04	5,009E+04	-5,276E-01	6.5	-275900	0,0039	0,0039
48	'axial_min_44'	-3,761E+04	2,536E+04	-6,743E-01	6.5	-275900	0,0000	0,0000
49	'axial_min_45'	-2,040E+05	9,404E+04	-4,610E-01	6.5	-275900	0,2889	0,0723
50	'axial_min_46'	-1,695E+05	9,170E+04	-5,412E-01	6.5	-275900	0,1786	0,0324
51	'axial_min_47'	-9,194E+04	5,082E+04	-5,528E-01	6.5	-275900	0,0037	0,0037
52	'axial_min_48'	-4,711E+04	2,656E+04	-5,638E-01	6.5	-275900	0,0000	0,0000
53	'axial_max_49'	2,011E+05	1,647E+05	8,192E-01	6.4	805933	0,0138	0,0016
54	'axial_max_50'	1,687E+05	1,205E+05	7,141E-01	6.4	805933	0,0019	0,0019
55	'axial_max_51'	9,155E+04	5,424E+04	5,925E-01	6.4	805933	0,0000	0,0000
56	'axial_max_52'	3,310E+04	2,656E+04	8,026E-01	6.4	805933	0,0000	0,0000
57	'mom_max_18-1'	-6,690E+04	8,142E+03	-1,217E-01	6.9	187300	0,0000	0,0000
58	'mom_min_18-1'	-8,833E+04	7,848E+03	-8,885E-02	6.9	-187300	0,0000	0,0000
59	'mom_max_18-2'	-8,909E+04	9,230E+03	-1,036E-01	6.9	187300	0,0000	0,0000
60	'mom_min_18-2'	-1,150E+05	9,730E+03	-8,461E-02	6.9	-187300	0,0007	0,0007
61	'cort_max_18-1'	-1,090E+05	3,717E+03	-3,410E-02	6.10	292100	0,0000	0,0000
62	'cort_min_18-1'	-1,188E+05	3,554E+03	-2,991E-02	6.10	-292100	0,0000	0,0000
63	'cort_max_18-2'	1,290E+05	3,717E+03	2,881E-02	6.10	292100	0,0000	0,0000
64	'cort_min_18-2'	1,192E+05	3,554E+03	2,981E-02	6.10	-292100	0,0000	0,0000
65	'mom_max_19-1'	-9,133E+04	5,007E+03	-5,482E-02	6.9	187300	0,0000	0,0000
66	'mom_min_19-1'	-9,976E+04	4,221E+03	-4,231E-02	6.9	-187300	0,0000	0,0000
67	'mom_max_19-2'	-9,190E+04	4,596E+03	-5,001E-02	6.9	187300	0,0000	0,0000
68	'mom_min_19-2'	-1,004E+05	4,598E+03	-4,580E-02	6.9	-187300	0,0000	0,0000
69	'cort_max_19-1'	-1,171E+05	1,984E+03	-1,694E-02	6.10	292100	0,0000	0,0000
70	'cort_min_19-1'	-1,206E+05	1,823E+03	-1,512E-02	6.10	-292100	0,0000	0,0000
71	'cort_max_19-2'	1,209E+05	1,984E+03	1,641E-02	6.10	292100	0,0000	0,0000
72	'cort_min_19-2'	1,174E+05	1,823E+03	1,553E-02	6.10	-292100	0,0000	0,0000
73	'mom_max_20-1'	-8,826E+04	9,542E+03	-1,081E-01	6.9	187300	0,0000	0,0000
74	'mom_min_20-1'	-1,141E+05	9,256E+03	-8,112E-02	6.9	-187300	0,0005	0,0005
75	'mom_max_20-2'	-6,772E+04	7,667E+03	-1,132E-01	6.9	187300	0,0000	0,0000
76	'mom_min_20-2'	-8,899E+04	8,192E+03	-9,206E-02	6.9	-187300	0,0000	0,0000
77	'cort_max_20-1'	-1,189E+05	3,685E+03	-3,099E-02	6.10	292100	0,0000	0,0000
78	'cort_min_20-1'	-1,287E+05	3,521E+03	-2,736E-02	6.10	-292100	0,0000	0,0000

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecua- ciones que aplican	Límite	Proba- bilidad exce- dencia ¹	Proba- bilidad exce- dencia ²
79	'cort_max_20-2'	1,191E+05	3,685E+03	3,094E-02	6.10	292100	0,0000	0,0000
80	'cort_min_20-2'	1,093E+05	3,521E+03	3,221E-02	6.10	-292100	0,0000	0,0000
81	F.2-46_1-1	4,082E-01	5,173E-02	1,267E-01	6.11	0,9	0,0013	0,0003
82	F.2-46_1-2	4,446E-01	4,324E-02	9,727E-02	6.11	0,9	0,0010	0,0001
83	F.2-46_5-1	6,802E-01	2,059E-01	3,026E-01	6.11	0,9	0,1414	0,0253
84	F.2-46_5-2	6,502E-01	1,798E-01	2,765E-01	6.11	0,9	0,0972	0,0152
85	F.2-46_9-1	6,859E-01	2,045E-01	2,981E-01	6.11	0,9	0,1452	0,0274
86	F.2-46_9-2	6,563E-01	1,776E-01	2,706E-01	6.11	0,9	0,1025	0,0150
87	F.2-46_13-1	4,115E-01	5,351E-02	1,300E-01	6.11	0,9	0,0013	0,0003
88	F.2-46_13-2	4,473E-01	4,538E-02	1,014E-01	6.11	0,9	0,0010	0,0002
89	despl abs máx	2,072E-03	1,639E-03	7,908E-01	6.12	0,0281	0,0003	0,0003
90	despl abs máx	2,072E-03	1,639E-03	7,908E-01	D. leve	0,0025	0,3598	0,3598
91	despl abs máx	2,072E-03	1,639E-03	7,908E-01	D. mod.	0,0286	0,0002	0,0002
92	despl abs máx	2,072E-03	1,639E-03	7,908E-01	D. sev.	0,1219	0,0000	0,0000
93	despl abs máx	2,072E-03	1,639E-03	7,908E-01	Colapso	0,2053	0,0000	0,0000

Notas: (1) Calculada con respecto a valores de resistencia nominales
(2) Calculada con respecto a valores de resistencia aleatorios

Tabla A4.1. Resultados de simulación de Montecarlo en el pórtico bajo arriostrado

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecua- ciones que aplican	Límite	Proba- bilidad exce- dencia ¹	Proba- bilidad exce- dencia ²
1	'acelmax'	1,460E-01	8,488E-02	5,815E-01		0,25	0,1033	0,1033
2	'epsilon'	4,115E-03	2,873E-01	6,981E+01		N.A.	N.A.	N.A.
3	'omegag'	1,150E+01	3,024E+00	2,629E-01		N.A.	N.A.	N.A.
4	'nug'	1,418E-01	6,255E-02	4,410E-01		N.A.	N.A.	N.A.
5	'fy'	3,392E+08	3,257E+07	9,603E-02		N.A.	N.A.	N.A.
6	'me'	2,000E+11	3,954E+09	1,977E-02		N.A.	N.A.	N.A.
7	'a1'	1,652E-02	3,263E-04	1,975E-02		N.A.	N.A.	N.A.
8	'i1'	3,081E-04	6,114E-06	1,984E-02		N.A.	N.A.	N.A.
9	'a2'	7,225E-03	1,425E-04	1,973E-02		N.A.	N.A.	N.A.
10	'i2'	1,639E-04	3,290E-06	2,007E-02		N.A.	N.A.	N.A.
11	'coefd'	1,050E+00	4,936E-02	4,703E-02		N.A.	N.A.	N.A.
12	'coeff'	6,251E-01	2,096E-02	3,352E-02		N.A.	N.A.	N.A.
13	'i7'	1,003E-04	1,990E-06	1,984E-02		N.A.	N.A.	N.A.
14	'comp_max_1'	-7,604E+05	1,019E+05	-1,340E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
15	'comp_max_13'	-7,630E+05	9,855E+04	-1,292E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
16	'comp_max_5'	-7,523E+05	3,668E+03	-4,876E-03	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
17	'comp_max_9'	-7,572E+05	5,155E+03	-6,808E-03	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
18	'cort_max_18-1'	-3,263E+04	3,885E+04	-1,191E+00	6.10	339700	0,0000	0,0000
19	'cort_max_18-2'	2,054E+05	3,885E+04	1,892E-01	6.10	339701	0,0000	0,0000
20	'cort_max_19-1'	-3,049E+04	4,090E+04	-1,341E+00	6.10	339702	0,0000	0,0000
21	'cort_max_19-2'	2,075E+05	4,090E+04	1,971E-01	6.10	339703	0,0000	0,0000
22	'cort_max_20-1'	-3,551E+04	4,259E+04	-1,199E+00	6.10	339704	0,0000	0,0000
23	'cort_max_20-2'	2,025E+05	4,259E+04	2,103E-01	6.10	339705	0,0000	0,0000
24	'cort_min_18-1'	-2,013E+05	4,317E+04	-2,145E-01	6.10	-339706	0,0000	0,0000
25	'cort_min_18-2'	3,677E+04	4,317E+04	1,174E+00	6.10	-339705	0,0000	0,0000
26	'cort_min_19-1'	-2,061E+05	4,155E+04	-2,016E-01	6.10	-339704	0,0000	0,0000
27	'cort_min_19-2'	3,193E+04	4,155E+04	1,302E+00	6.10	-339703	0,0000	0,0000
28	'cort_min_20-1'	-2,036E+05	3,937E+04	-1,934E-01	6.10	-339702	0,0000	0,0000
29	'cort_min_20-2'	3,443E+04	3,937E+04	1,144E+00	6.10	-339701	0,0000	0,0000
30	'desp_max_1'	1,961E-02	1,299E-02	6,625E-01	6.12	0,02808	0,2854	0,2854
31	'desp_max_2'	2,277E-02	1,370E-02	6,016E-01	6.12	0,02808	0,3857	0,3857
32	'desp_min_1'	-1,914E-02	1,240E-02	-6,482E-01	6.12	-0,02808	0,2595	0,2595
33	'desp_min_2'	-2,207E-02	1,319E-02	-5,976E-01	6.12	-0,02808	0,3647	0,3648
34	'mom_max_1-1'	1,709E+05	7,993E+04	4,677E-01	6.2, (11)	362300	0,0000	0,0000
35	'mom_max_1-2'	9,462E+04	7,134E+04	7,540E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
36	'mom_max_13-1'	1,621E+05	9,385E+04	5,790E-01	6.2, (11)	362300	0,0011	0,0011
37	'mom_max_13-2'	1,128E+05	4,422E+04	3,921E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
38	'mom_max_18-1'	1,222E+05	1,279E+05	1,047E+00	6.9	225200	0,3333	0,0904
39	'mom_max_18-2'	1,186E+05	1,390E+05	1,172E+00	6.9	225201	0,3599	0,1079
40	'mom_max_19-1'	1,313E+05	1,359E+05	1,035E+00	6.9	225202	0,3777	0,1347
41	'mom_max_19-2'	1,288E+05	1,375E+05	1,068E+00	6.9	225203	0,3751	0,1018
42	'mom_max_20-1'	1,209E+05	1,376E+05	1,138E+00	6.9	225204	0,3662	0,1440
43	'mom_max_20-2'	1,177E+05	4,004E+06	3,402E+01	6.9	225205	0,3304	0,0609
44	'mom_max_5-1'	4,306E+05	1,973E+09	4,582E+03	6.2, (11)	362300	0,5849	0,5848
45	'mom_max_5-2'	2,228E+05	1,112E+05	4,990E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
46	'mom_max_9-1'	4,322E+05	1,929E+05	4,463E-01	6.2, (11)	362300	0,5879	0,5880
47	'mom_max_9-2'	2,189E+05	1,133E+05	5,176E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecua- ciones que aplican	Límite	Proba- bilidad exce- dencia ¹	Proba- bilidad exce- dencia ²
48	'mom_min_1-1'	-1,659E+05	9,360E+04	-5,642E-01	6.2, (11)	-362300	0,0011	0,0011
49	'mom_min_1-2'	-1,111E+05	4,375E+04	-3,938E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
50	'mom_min_13-1'	-1,753E+05	7,967E+04	-4,545E-01	6.2, (11)	-362300	0,0000	0,0000
51	'mom_min_13-2'	-9,305E+04	7,109E+04	-7,641E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
52	'mom_min_18-1'	-2,665E+05	7,368E+04	-2,765E-01	6.9	-225200	0,6499	0,4227
53	'mom_min_18-2'	-2,780E+05	6,626E+04	-2,383E-01	6.9	-225199	0,7191	0,4978
54	'mom_min_19-1'	-2,763E+05	6,889E+04	-2,493E-01	6.9	-225198	0,7074	0,4796
55	'mom_min_19-2'	-2,788E+05	6,742E+04	-2,418E-01	6.9	-225197	0,7186	0,5027
56	'mom_min_20-1'	-2,758E+05	6,764E+04	-2,453E-01	6.9	-225196	0,7077	0,4757
57	'mom_min_20-2'	-2,694E+05	7,238E+04	-2,687E-01	6.9	-225195	0,6596	0,4365
58	'mom_min_5-1'	-4,407E+05	1,904E+05	-4,321E-01	6.2, (11)	-362300	0,5990	0,5991
59	'mom_min_5-2'	-2,162E+05	1,132E+05	-5,237E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
60	'mom_min_9-1'	-4,389E+05	1,903E+05	-4,337E-01	6.2, (11)	-362300	0,5964	0,5964
61	'mom_min_9-2'	-2,205E+05	1,114E+05	-5,052E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
62	'trac_max_5'	-7,394E+05	1,092E+04	-1,477E-02	6.4	3690855	0,0000	0,0000
63	'trac_max_9'	-7,356E+05	1,392E+04	-1,893E-02	6.4	3690855	0,0000	0,0000
64	F.2-46_1-1	1,140E+00	4,779E-01	4,193E-01	6.11	0,9	0,6470	0,4589
65	F.2-46_1-2	8,306E-01	3,385E-01	4,075E-01	6.11	0,9	0,4324	0,2155
66	F.2-46_5-1	1,277E+00	4,434E+03	3,472E+03	6.11	0,9	0,7188	0,5367
67	F.2-46_5-2	7,786E-01	2,640E-01	3,391E-01	6.11	0,9	0,3600	0,0417
68	F.2-46_9-1	1,277E+00	4,296E-01	3,364E-01	6.11	0,9	0,7195	0,5374
69	F.2-46_9-2	7,800E-01	2,662E-01	3,412E-01	6.11	0,9	0,3637	0,0450
70	F.2-46_13-1	1,150E+00	4,678E-01	4,067E-01	6.11	0,9	0,6527	0,4624
71	F.2-46_13-2	8,408E-01	3,293E-01	3,917E-01	6.11	0,9	0,4398	0,2033
72	despl abs máx	2,353E-02	1,468E-02	6,239E-01	6.12	0,02808	0,4078	0,4078
73	despl abs máx	2,353E-02	1,468E-02	6,239E-01	D. leve	1,601E-02	0,6729	0,6729
74	despl abs máx	2,353E-02	1,468E-02	6,239E-01	D. mod.	3,622E-02	0,2417	0,2417
75	despl abs máx	2,353E-02	1,468E-02	6,239E-01	D. sev.	1,446E-01	0,0000	0,0000
76	despl abs máx	2,353E-02	1,468E-02	6,239E-01	Colapso	2,684E-01	0,0000	0,0000

Notas: (1) Calculada con respecto a valores de resistencia nominales
(2) Calculada con respecto a valores de resistencia aleatorios

Tabla A4.2. Resultados de simulación de Montecarlo en el pórtico bajo no arriostrado

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecuaciones que aplican	Límite	Probabilidad exce-dencia ¹	Probabilidad exce-dencia ²
1	'acelmax'	1,437E-01	8,453E-02	5,880E-01		2,500E-01	0,0992	0,0992
2	'epsilon'	1,120E-03	2,834E-01	2,531E+02		N.A.	N.A.	N.A.
3	'omegag'	1,158E+01	3,045E+00	2,630E-01		N.A.	N.A.	N.A.
4	'nug'	1,434E-01	6,150E-02	4,288E-01		N.A.	N.A.	N.A.
5	'fy'	3,395E+08	3,288E+07	9,685E-02		N.A.	N.A.	N.A.
6	'me'	2,000E+11	3,977E+09	1,988E-02		N.A.	N.A.	N.A.
7	'a1'	2,574E-02	5,170E-04	2,008E-02		N.A.	N.A.	N.A.
8	'i1'	1,657E-04	3,319E-06	2,003E-02		N.A.	N.A.	N.A.
9	'a2'	1,232E-02	2,448E-04	1,987E-02		N.A.	N.A.	N.A.
10	'i2'	7,242E-05	1,445E-06	1,995E-02		N.A.	N.A.	N.A.
11	'a3'	2,573E-02	5,094E-04	1,980E-02		N.A.	N.A.	N.A.
12	'i3'	5,158E-04	1,033E-05	2,002E-02		N.A.	N.A.	N.A.
13	'a4'	1,233E-02	2,484E-04	2,015E-02		N.A.	N.A.	N.A.
14	'i4'	2,219E-04	4,486E-06	2,021E-02		N.A.	N.A.	N.A.
15	'a5'	6,645E-03	1,321E-04	1,989E-02		N.A.	N.A.	N.A.
16	'i5'	1,185E-04	2,369E-06	1,998E-02		N.A.	N.A.	N.A.
17	'coefd'	1,050E+00	4,881E-02	4,646E-02		N.A.	N.A.	N.A.
18	'coefl'	6,251E-01	2,084E-02	3,335E-02		N.A.	N.A.	N.A.
19	'a6'	3,220E-03	6,408E-05	1,990E-02		N.A.	N.A.	N.A.
20	'i6'	3,409E-05	6,733E-07	1,975E-02		N.A.	N.A.	N.A.
21	'a9'	5,215E-03	1,043E-04	2,000E-02		N.A.	N.A.	N.A.
22	'i9'	8,578E-06	1,727E-07	2,014E-02		N.A.	N.A.	N.A.
23	'a11'	4,426E-03	8,813E-05	1,991E-02		N.A.	N.A.	N.A.
24	'i11'	7,534E-06	1,477E-07	1,960E-02		N.A.	N.A.	N.A.
25	'desp_max_1'	4,292E-03	1,327E-02	3,092E+00	6.12	2,808E-02	0,0018	0,0018
26	'desp_min_1'	-4,153E-03	1,531E-02	-3,686E+00	6.12	-2,808E-02	0,0021	0,0021
27	'desp_max_2'	6,474E-03	1,537E-02	2,374E+00	6.12	2,808E-02	0,0103	0,0103
28	'desp_min_2'	-6,288E-03	1,872E-02	-2,978E+00	6.12	-2,808E-02	0,0087	0,0087
29	'desp_max_3'	7,590E-03	1,508E-02	1,987E+00	6.12	2,808E-02	0,0053	0,0053
30	'desp_min_3'	-7,391E-03	1,826E-02	-2,471E+00	6.12	-2,808E-02	0,0048	0,0048
31	'desp_max_4'	9,150E-03	1,550E-02	1,694E+00	6.12	2,808E-02	0,0169	0,0169
32	'desp_min_4'	-8,935E-03	1,879E-02	-2,103E+00	6.12	-2,808E-02	0,0125	0,0125
33	'desp_max_5'	9,280E-03	1,493E-02	1,608E+00	6.12	2,808E-02	0,0010	0,0010
34	'desp_min_5'	-9,106E-03	1,788E-02	-1,964E+00	6.12	-2,808E-02	0,0017	0,0017
35	'desp_max_6'	8,963E-03	1,476E-02	1,647E+00	6.12	2,808E-02	0,0009	0,0009
36	'desp_min_6'	-8,776E-03	1,780E-02	-2,028E+00	6.12	-2,808E-02	0,0017	0,0017
37	'desp_max_7'	9,757E-03	1,483E-02	1,520E+00	6.12	2,808E-02	0,0008	0,0008
38	'desp_min_7'	-9,429E-03	2,003E-02	-2,125E+00	6.12	-2,808E-02	0,0018	0,0018
39	'comp_max_1'	-1,252E+06	1,110E+05	-8,869E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
40	'mom_max_1-1'	5,915E+04	5,070E+04	8,571E-01	6.2, (11)	1,982E+05	0,0293	0,0293

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecuaciones que aplican	Límite	Probabilidad excedencia ¹	Probabilidad excedencia ²
41	'mom_min_1-1'	-4,685E+04	5,367E+04	-1,146E+00	6.2, (11)	-1,982E+05	0,0230	0,0230
42	'mom_max_1-2'	8,656E+03	2,313E+04	2,673E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
43	'mom_min_1-2'	-3,646E+04	2,041E+04	-5,597E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
44	'comp_max_4'	-6,473E+05	5,844E+04	-9,029E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
45	'mom_max_4-1'	4,654E+04	2,264E+04	4,865E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
46	'mom_min_4-1'	-2,133E+04	2,426E+04	-1,137E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
47	'mom_max_4-2'	2,165E+04	2,661E+04	1,229E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
48	'mom_min_4-2'	-5,135E+04	2,492E+04	-4,854E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
49	'comp_max_8-1'	-4,504E+06	1,409E+06	-3,127E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
50	'mom_max_8-1'	1,308E+05	7,654E+04	5,851E-01	6.2, (11)	1,982E+05	0,1925	0,1925
51	'mom_min_8-1'	-1,436E+05	1,850E+05	-1,288E+00	6.2, (11)	-1,982E+05	0,3508	0,3508
52	'mom_max_8-2'	3,252E+04	4,289E+04	1,319E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
53	'mom_min_8-2'	-2,991E+04	3,661E+04	-1,224E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
54	'trac_max_11'	2,152E+05	3,477E+05	1,616E+00	6.4	2,754E+06	0,0000	0,0000
55	'comp_max_11'	-1,729E+06	5,587E+05	-3,232E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
56	'mom_max_11-1'	4,600E+04	3,454E+04	7,509E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
57	'mom_min_11-1'	-4,759E+04	5,137E+04	-1,079E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
58	'mom_max_11-2'	4,402E+04	5,523E+04	1,255E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
59	'mom_min_11-2'	-4,199E+04	3,734E+04	-8,892E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
60	'comp_max_15'	-4,515E+06	1,397E+06	-3,094E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
61	'mom_max_15-1'	1,401E+05	1,834E+05	1,309E+00	6.2, (11)	1,982E+05	0,3462	0,3462
62	'mom_min_15-1'	-1,343E+05	7,561E+04	-5,630E-01	6.2, (11)	-1,982E+05	0,2051	0,2051
63	'mom_max_15-2'	3,074E+04	3,783E+04	1,231E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
64	'mom_min_15-2'	-3,184E+04	4,087E+04	-1,284E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
65	'trac_max_18'	2,085E+05	3,524E+05	1,690E+00	6.4	5,753E+06	0,0000	0,0000
66	'comp_max_18'	-1,741E+06	5,596E+05	-3,214E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
67	'mom_max_18-1'	4,630E+04	4,970E+04	1,074E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
68	'mom_min_18-1'	-4,726E+04	3,590E+04	-7,597E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
69	'mom_max_18-2'	4,330E+04	3,936E+04	9,090E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
70	'mom_min_18-2'	-4,256E+04	5,295E+04	-1,244E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
71	'comp_max_22'	-1,254E+06	1,124E+05	-8,961E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
72	'mom_max_22-1'	4,533E+04	5,179E+04	1,142E+00	6.2, (11)	1,982E+05	0,0223	0,0223
73	'mom_min_22-1'	-6,084E+04	5,257E+04	-8,641E-01	6.2, (11)	-1,982E+05	0,0316	0,0316
74	'mom_max_22-2'	3,708E+04	2,160E+04	5,827E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
75	'mom_min_22-2'	-7,994E+03	2,178E+04	-2,725E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
76	'comp_max_25'	-6,475E+05	5,788E+04	-8,939E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
77	'mom_max_25-1'	2,061E+04	2,326E+04	1,129E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
78	'mom_min_25-1'	-4,731E+04	2,366E+04	-5,000E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
79	'mom_max_25-2'	5,228E+04	2,623E+04	5,017E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
80	'mom_min_25-2'	-2,099E+04	2,543E+04	-1,212E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
81	'mom_max_30-1'	-2,844E+04	4,732E+04	-1,664E+00	6.9	1,875E+05	0,0023	0,0023

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecuaciones que aplican	Límite	Probabilidad excedencia ¹	Probabilidad excedencia ²
82	'mom_min_30-1'	-1,342E+05	4,243E+04	-3,163E-01	6.9	-1,875E+05	0,1583	0,0304
83	'mom_max_30-2'	-3,490E+04	4,827E+04	-1,383E+00	6.9	1,875E+05	0,0032	0,0032
84	'mom_min_30-2'	-1,436E+05	4,305E+04	-2,998E-01	6.9	-1,875E+05	0,2047	0,0429
85	'cort_max_30-1'	-8,463E+04	1,900E+04	-2,246E-01	6.10	3,244E+05	0,0000	0,0000
86	'cort_min_30-1'	-1,297E+05	1,909E+04	-1,472E-01	6.10	-3,244E+05	0,0001	0,0001
87	'cort_max_30-2'	1,329E+05	1,909E+04	1,436E-01	6.10	3,244E+05	0,0000	0,0000
88	'cort_min_30-2'	8,805E+04	1,914E+04	2,174E-01	6.10	-3,244E+05	0,0000	0,0000
89	'mom_max_31-1'	-6,181E+04	4,222E+04	-6,832E-01	6.9	1,875E+05	0,0010	0,0010
90	'mom_min_31-1'	-1,113E+05	3,698E+04	-3,322E-01	6.9	-1,875E+05	0,0850	0,0142
91	'mom_max_31-2'	-6,310E+04	4,025E+04	-6,379E-01	6.9	1,875E+05	0,0005	0,0005
92	'mom_min_31-2'	-1,123E+05	3,870E+04	-3,446E-01	6.9	-1,875E+05	0,0989	0,0156
93	'cort_max_31-1'	-9,777E+04	1,714E+04	-1,754E-01	6.10	3,244E+05	0,0000	0,0000
94	'cort_min_31-1'	-1,193E+05	1,641E+04	-1,376E-01	6.10	-3,244E+05	0,0000	0,0000
95	'cort_max_31-2'	1,199E+05	1,721E+04	1,435E-01	6.10	3,244E+05	0,0000	0,0000
96	'cort_min_31-2'	9,836E+04	1,646E+04	1,674E-01	6.10	-3,244E+05	0,0000	0,0000
97	'mom_max_32-1'	-3,326E+04	4,981E+04	-1,498E+00	6.9	1,875E+05	0,0028	0,0028
98	'mom_min_32-1'	-1,424E+05	4,154E+04	-2,917E-01	6.9	-1,875E+05	0,1853	0,0388
99	'mom_max_32-2'	-3,008E+04	4,581E+04	-1,523E+00	6.9	1,875E+05	0,0024	0,0024
100	'mom_min_32-2'	-1,354E+05	4,417E+04	-3,262E-01	6.9	-1,875E+05	0,1800	0,0337
101	'cort_max_32-1'	-8,737E+04	1,977E+04	-2,263E-01	6.10	3,244E+05	0,0000	0,0000
102	'cort_min_32-1'	-1,324E+05	1,842E+04	-1,391E-01	6.10	-3,244E+05	0,0000	0,0000
103	'cort_max_32-2'	1,302E+05	1,983E+04	1,523E-01	6.10	3,244E+05	0,0002	0,0002
104	'cort_min_32-2'	8,534E+04	1,844E+04	2,160E-01	6.10	-3,244E+05	0,0000	0,0000
105	'mom_max_45-1'	-2,535E+03	3,941E+04	-1,555E+01	6.9	1,875E+05	0,0008	0,0008
106	'mom_min_45-1'	-1,568E+05	3,966E+04	-2,529E-01	6.9	-1,875E+05	0,2357	0,0036
107	'mom_max_45-2'	-2,429E+03	4,526E+04	-1,864E+01	6.9	1,875E+05	0,0022	0,0022
108	'mom_min_45-2'	-1,737E+05	4,070E+04	-2,343E-01	6.9	-1,875E+05	0,3716	0,0098
109	'cort_max_45-1'	-7,312E+04	1,698E+04	-2,322E-01	6.10	3,244E+05	0,0000	0,0000
110	'cort_min_45-1'	-1,411E+05	1,796E+04	-1,273E-01	6.10	-3,244E+05	0,0000	0,0000
111	'cort_max_45-2'	1,444E+05	1,705E+04	1,181E-01	6.10	3,244E+05	0,0000	0,0000
112	'cort_min_45-2'	7,661E+04	1,801E+04	2,351E-01	6.10	-3,244E+05	0,0000	0,0000
113	'mom_max_46-1'	-8,239E+04	1,704E+04	-2,069E-01	6.9	1,875E+05	0,0001	0,0001
114	'mom_min_46-1'	-9,116E+04	1,159E+04	-1,272E-01	6.9	-1,875E+05	0,0001	0,0001
115	'mom_max_46-2'	-8,309E+04	1,542E+04	-1,856E-01	6.9	1,875E+05	0,0001	0,0001
116	'mom_min_46-2'	-9,177E+04	1,299E+04	-1,415E-01	6.9	-1,875E+05	0,0002	0,0002
117	'cort_max_46-1'	-1,060E+05	7,169E+03	-6,763E-02	6.10	3,244E+05	0,0000	0,0000
118	'cort_min_46-1'	-1,112E+05	6,659E+03	-5,988E-02	6.10	-3,244E+05	0,0000	0,0000
119	'cort_max_46-2'	1,116E+05	7,248E+03	6,498E-02	6.10	3,244E+05	0,0000	0,0000
120	'cort_min_46-2'	1,064E+05	6,690E+03	6,288E-02	6.10	-3,244E+05	0,0000	0,0000
121	'mom_max_47-1'	-9,071E+02	4,564E+04	-5,032E+01	6.9	1,875E+05	0,0012	0,0012
122	'mom_min_47-1'	-1,722E+05	4,003E+04	-2,325E-01	6.9	-1,875E+05	0,3587	0,0067

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecuaciones que aplican	Límite	Probabilidad excedencia ¹	Probabilidad excedencia ²
123	'mom_max_47-2'	-4,140E+03	3,882E+04	-9,376E+00	6.9	1,875E+05	0,0016	0,0016
124	'mom_min_47-2'	-1,580E+05	4,053E+04	-2,565E-01	6.9	-1,875E+05	0,2550	0,0041
125	'cort_max_47-1'	-7,599E+04	1,823E+04	-2,399E-01	6.10	3,244E+05	0,0000	0,0000
126	'cort_min_47-1'	-1,439E+05	1,674E+04	-1,163E-01	6.10	-3,244E+05	0,0000	0,0000
127	'cort_max_47-2'	1,414E+05	1,824E+04	1,290E-01	6.10	3,244E+05	0,0000	0,0000
128	'cort_min_47-2'	7,378E+04	1,671E+04	2,265E-01	6.10	-3,244E+05	0,0000	0,0000
129	'axial_min_64'	-4,517E+05	1,100E+05	-2,436E-01	6.5	-3,427E+05	0,8436	0,3744
130	'axial_max_65'	9,538E+05	5,313E+05	5,571E-01	6.4	1,165E+06	0,4130	0,1169
131	'axial_min_66'	-4,520E+05	1,116E+05	-2,469E-01	6.5	-3,427E+05	0,8467	0,3787
132	'axial_max_67'	1,004E+06	5,375E+05	5,357E-01	6.4	1,165E+06	0,4374	0,1428
133	'axial_min_68'	-4,487E+05	1,181E+05	-2,631E-01	6.5	-3,427E+05	0,8201	0,3523
134	'axial_max_69'	8,447E+05	5,176E+05	6,128E-01	6.4	1,165E+06	0,3532	0,0698
135	'axial_min_70'	-4,517E+05	1,090E+05	-2,413E-01	6.5	-3,427E+05	0,8443	0,3733
136	'axial_max_71'	9,559E+05	5,309E+05	5,554E-01	6.4	1,165E+06	0,4131	0,1133
137	'axial_min_72'	-4,521E+05	1,105E+05	-2,445E-01	6.5	-3,427E+05	0,8480	0,3777
138	'axial_max_73'	1,005E+06	5,373E+05	5,346E-01	6.4	1,165E+06	0,4372	0,1397
139	'axial_min_74'	-4,486E+05	1,171E+05	-2,611E-01	6.5	-3,427E+05	0,8205	0,3528
140	'axial_max_75'	8,416E+05	5,145E+05	6,113E-01	6.4	1,165E+06	0,3500	0,0622
141	'axial_min_76'	-3,907E+05	9,861E+04	-2,524E-01	6.5	-2,982E+05	0,8223	0,3604
142	'axial_max_77'	7,494E+05	4,441E+05	5,926E-01	6.4	9,890E+05	0,3703	0,0949
143	'axial_min_78'	-3,749E+05	1,123E+05	-2,996E-01	6.5	-2,982E+05	0,7353	0,2713
144	'axial_max_79'	4,598E+05	3,270E+05	7,112E-01	6.4	9,890E+05	0,1083	0,0027
145	'axial_min_80'	-2,536E+05	1,115E+05	-4,397E-01	6.5	-2,982E+05	0,3426	0,0485
146	'axial_max_81'	2,536E+05	1,325E+05	5,226E-01	6.4	9,890E+05	0,0000	0,0000
147	'axial_min_82'	-9,725E+04	5,638E+04	-5,798E-01	6.5	-2,982E+05	0,0027	0,0005
148	'axial_max_83'	9,906E+04	5,664E+04	5,718E-01	6.4	9,890E+05	0,0000	0,0000
149	'axial_min_84'	-3,909E+05	9,755E+04	-2,496E-01	6.5	-2,982E+05	0,8245	0,3603
150	'axial_max_85'	7,446E+05	4,425E+05	5,944E-01	6.4	9,890E+05	0,3654	0,0902
151	'axial_min_86'	-3,753E+05	1,114E+05	-2,968E-01	6.5	-2,982E+05	0,7368	0,2751
152	'axial_max_87'	4,567E+05	3,216E+05	7,043E-01	6.4	9,890E+05	0,1042	0,0018
153	'axial_min_88'	-2,537E+05	1,112E+05	-4,382E-01	6.5	-2,982E+05	0,3473	0,0507
154	'axial_max_89'	2,539E+05	1,320E+05	5,199E-01	6.4	9,890E+05	0,0000	0,0000
155	'axial_min_90'	-6,290E+04	3,308E+04	-5,260E-01	6.5	-2,982E+05	0,0000	0,0000
156	'axial_max_91'	6,096E+04	3,272E+04	5,368E-01	6.4	9,890E+05	0,0000	0,0000
157	F.2-46_1-1	4,065E-01	1,682E-01	4,139E-01	6.11	9,000E-01	0,0151	0,0151
158	F.2-46_1-2	3,420E-01	7,617E-02	2,227E-01	6.11	9,000E-01	0,0009	0,0009
159	F.2-46_8-1	1,082E+00	4,677E-01	4,324E-01	6.11	9,000E-01	0,6521	0,4000
160	F.2-46_8-2	9,427E-01	3,251E-01	3,449E-01	6.11	9,000E-01	0,5425	0,2468
161	F.2-46_15-1	1,085E+00	4,616E-01	4,255E-01	6.11	9,000E-01	0,6547	0,4020
162	F.2-46_15-2	9,460E-01	3,225E-01	3,409E-01	6.11	9,000E-01	0,5472	0,2501
163	F.2-46_22-1	4,093E-01	1,687E-01	4,121E-01	6.11	9,000E-01	0,0157	0,0035

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecuaciones que aplican	Límite	Probabilidad excedencia ¹	Probabilidad excedencia ²
164	F.2-46_22-2	3,435E-01	7,761E-02	2,259E-01	6.11	9,000E-01	0,0010	0,0007
165	F.2-46_4-1	5,286E-01	1,561E-01	2,953E-01	6.11	9,000E-01	0,0294	0,0026
166	F.2-46_4-2	5,553E-01	1,696E-01	3,054E-01	6.11	9,000E-01	0,0516	0,0045
167	F.2-46_11-1	8,580E-01	3,573E-01	4,164E-01	6.11	9,000E-01	0,4527	0,2088
168	F.2-46_11-2	8,527E-01	3,669E-01	4,303E-01	6.11	9,000E-01	0,4481	0,2150
169	F.2-46_18-1	8,626E-01	3,561E-01	4,128E-01	6.11	9,000E-01	0,4581	0,2165
170	F.2-46_18-2	8,572E-01	3,652E-01	4,260E-01	6.11	9,000E-01	0,4523	0,2221
171	F.2-46_25-1	5,324E-01	1,595E-01	2,995E-01	6.11	9,000E-01	0,0327	0,0027
172	F.2-46_25-2	5,596E-01	1,741E-01	3,112E-01	6.11	9,000E-01	0,0596	0,0043
173	despl abs máx	1,014E-02	2,534E-02	2,499E+00	6.12	2,808E-02	0,0299	0,0299
174	despl abs máx	1,014E-02	2,534E-02	2,499E+00	D. leve	3,370E-03	0,8979	0,8979
175	despl abs máx	1,014E-02	2,534E-02	2,499E+00	D. mod.	5,588E-02	0,0027	0,0027
176	despl abs máx	1,014E-02	2,534E-02	2,499E+00	D. sev.	9,266E-02	0,0018	0,0018
177	despl abs máx	1,014E-02	2,534E-02	2,499E+00	Colapso	1,671E-01	0,0013	0,0013

Notas: (1) Calculada con respecto a valores de resistencia nominales
(2) Calculada con respecto a valores de resistencia aleatorios

Tabla A4.3. Resultados de simulación de Montecarlo en el pórtico medio arriostrado

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecuaciones que aplican	Límite	Probabilidad excedencia ¹	Probabilidad excedencia ²
1	'acelmax'	1,449E-01	8,529E-02	5,885E-01		2,500E-01	0,1032	0,1032
2	'epsilon'	6,191E-04	2,864E-01	4,626E+02		N.A.	N.A.	N.A.
3	'omegag'	1,152E+01	3,058E+00	2,655E-01		N.A.	N.A.	N.A.
4	'nug'	1,429E-01	6,230E-02	4,360E-01		N.A.	N.A.	N.A.
5	'coefl'	6,252E-01	2,062E-02	3,298E-02		N.A.	N.A.	N.A.
6	'a9'	9,482E-03	1,884E-04	1,987E-02		N.A.	N.A.	N.A.
7	'i9'	3,330E-04	6,654E-06	1,998E-02		N.A.	N.A.	N.A.
8	'fy'	3,383E+08	3,304E+07	9,765E-02		N.A.	N.A.	N.A.
9	'me'	2,000E+11	4,006E+09	2,003E-02		N.A.	N.A.	N.A.
10	'a1'	4,368E-02	8,692E-04	1,990E-02		N.A.	N.A.	N.A.
11	'i1'	3,088E-04	6,254E-06	2,025E-02		N.A.	N.A.	N.A.
12	'a2'	2,884E-02	5,769E-04	2,000E-02		N.A.	N.A.	N.A.
13	'i2'	1,820E-04	3,655E-06	2,009E-02		N.A.	N.A.	N.A.
14	'a3'	4,367E-02	8,715E-04	1,996E-02		N.A.	N.A.	N.A.
15	'i3'	1,007E-03	2,024E-05	2,010E-02		N.A.	N.A.	N.A.
16	'a4'	2,885E-02	5,770E-04	2,000E-02		N.A.	N.A.	N.A.
17	'i4'	5,950E-04	1,198E-05	2,014E-02		N.A.	N.A.	N.A.
18	'a5'	1,838E-02	3,649E-04	1,985E-02		N.A.	N.A.	N.A.
19	'i5'	7,282E-04	1,448E-05	1,989E-02		N.A.	N.A.	N.A.
20	'coefd'	1,049E+00	4,867E-02	4,637E-02		N.A.	N.A.	N.A.
21	'desp_max_2'	1,086E-02	8,399E-03	7,734E-01	6.12	2,808E-02	0,0606	0,0606
22	'desp_min_2'	-1,083E-02	8,414E-03	-7,769E-01	6.12	-2,808E-02	0,0609	0,0609
23	'desp_max_3'	1,017E-02	8,280E-03	8,141E-01	6.12	2,808E-02	0,0515	0,0515
24	'desp_min_3'	-1,005E-02	8,305E-03	-8,264E-01	6.12	-2,808E-02	0,0505	0,0505
25	'desp_max_4'	1,282E-02	1,134E-02	8,849E-01	6.12	2,808E-02	0,1238	0,1238
26	'desp_min_4'	-1,271E-02	1,136E-02	-8,937E-01	6.12	-2,808E-02	0,1227	0,1227
27	'desp_max_5'	1,236E-02	1,044E-02	8,445E-01	6.12	2,808E-02	0,0966	0,0966
28	'desp_min_5'	-1,225E-02	1,043E-02	-8,514E-01	6.12	-2,808E-02	0,0994	0,0994
29	'desp_max_6'	8,847E-03	6,153E-03	6,954E-01	6.12	2,808E-02	0,0100	0,0100
30	'desp_min_6'	-8,638E-03	6,130E-03	-7,096E-01	6.12	-2,808E-02	0,0089	0,0089
31	'desp_max_7'	8,685E-03	5,186E-03	5,972E-01	6.12	2,808E-02	0,0025	0,0025
32	'desp_min_7'	-8,044E-03	5,180E-03	-6,439E-01	6.12	-2,808E-02	0,0018	0,0018
33	'comp_max_1'	-1,599E+06	4,513E+05	-2,822E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
34	'mom_max_1-1'	2,160E+05	1,564E+05	7,241E-01	6.2, (11)	4,459E+05	0,1213	0,1213
35	'mom_min_1-1'	-2,052E+05	1,575E+05	-7,678E-01	6.2, (11)	-4,459E+05	0,1144	0,1144
36	'mom_max_1-2'	1,249E+05	1,002E+05	8,025E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
37	'mom_min_1-2'	-1,464E+05	9,969E+04	-6,809E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
38	'comp_max_4'	-7,344E+05	1,443E+05	-1,965E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
39	'mom_max_4-1'	1,478E+05	1,080E+05	7,309E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
40	'mom_min_4-1'	-1,230E+05	1,154E+05	-9,381E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecuaciones que aplican	Límite	Probabilidad exce-dencia ¹	Probabilidad exce-dencia ²
41	'mom_max_4-2'	1,001E+05	9,378E+04	9,368E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
42	'mom_min_4-2'	-1,289E+05	7,953E+04	-6,170E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
43	'comp_max_8'	-1,390E+06	6,445E+04	-4,637E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
44	'mom_max_8-1'	5,610E+05	4,167E+05	7,428E-01	6.2, (11)	4,459E+05	0,6191	0,6191
45	'mom_min_8-1'	-5,629E+05	4,159E+05	-7,388E-01	6.2, (11)	-4,459E+05	0,6268	0,6268
46	'mom_max_8-2'	2,835E+05	2,061E+05	7,270E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
47	'mom_min_8-2'	-2,800E+05	2,056E+05	-7,345E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
48	'trac_max_11'	-6,542E+05	2,956E+04	-4,519E-02	6.4	6,444E+06	0,0000	0,0000
49	'comp_max_11'	-6,942E+05	2,825E+04	-4,069E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
50	'mom_max_11-1'	3,172E+05	2,598E+05	8,192E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
51	'mom_min_11-1'	-3,201E+05	2,596E+05	-8,111E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
52	'mom_max_11-2'	2,519E+05	1,827E+05	7,253E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
53	'mom_min_11-2'	-2,502E+05	1,826E+05	-7,298E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
54	'comp_max_15'	-1,392E+06	6,531E+04	-4,691E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
55	'mom_max_15-1'	5,621E+05	4,174E+05	7,426E-01	6.2, (11)	4,459E+05	0,6208	0,6208
56	'mom_min_15-1'	-5,619E+05	4,152E+05	-7,389E-01	6.2, (11)	-4,459E+05	0,6255	0,6255
57	'mom_max_15-2'	2,809E+05	2,049E+05	7,294E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
58	'mom_min_15-2'	-2,827E+05	2,070E+05	-7,324E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
59	'trac_max_18'	-6,516E+05	3,049E+04	-4,680E-02	6.4	6,444E+06	0,0000	0,0000
60	'comp_max_18'	-6,984E+05	2,906E+04	-4,161E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
61	'mom_max_18-1'	3,172E+05	2,615E+05	8,243E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
62	'mom_min_18-1'	-3,202E+05	2,582E+05	-8,065E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
63	'mom_max_18-2'	2,515E+05	1,819E+05	7,236E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
64	'mom_min_18-2'	-2,508E+05	1,836E+05	-7,321E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
65	'comp_max_22'	-1,602E+06	4,472E+05	-2,791E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
66	'mom_max_22-1'	2,050E+05	1,578E+05	7,699E-01	6.2, (11)	4,459E+05	0,1151	0,1151
67	'mom_min_22-1'	-2,159E+05	1,560E+05	-7,227E-01	6.2, (11)	-4,459E+05	0,1213	0,1213
68	'mom_max_22-2'	1,469E+05	9,949E+04	6,773E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
69	'mom_min_22-2'	-1,243E+05	1,005E+05	-8,085E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
70	'comp_max_25'	-7,347E+05	1,417E+05	-1,929E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
71	'mom_max_25-1'	1,224E+05	1,161E+05	9,488E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
72	'mom_min_25-1'	-1,485E+05	1,075E+05	-7,237E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
73	'desp_max_1'	7,707E-03	5,769E-03	7,486E-01	6.12	2,808E-02	0,0024	0,0024
74	'desp_min_1'	-7,648E-03	5,778E-03	-7,554E-01	6.12	-2,808E-02	0,0029	0,0029
75	'mom_max_25-2'	1,297E+05	7,932E+04	6,116E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
76	'mom_min_25-2'	-9,926E+04	9,429E+04	-9,500E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
77	'mom_max_30-1'	2,358E+05	2,356E+05	9,993E-01	6.9	7,727E+05	0,0460	0,0016
78	'mom_min_30-1'	-3,853E+05	2,323E+05	-6,030E-01	6.9	-7,727E+05	0,1014	0,0123
79	'mom_max_30-2'	2,361E+05	2,510E+05	1,063E+00	6.9	7,727E+05	0,0569	0,0037
80	'mom_min_30-2'	-4,165E+05	2,400E+05	-5,762E-01	6.9	-7,727E+05	0,1232	0,0259
81	'cort_max_30-1'	2,756E+04	9,905E+04	3,595E+00	6.10	8,600E+05	0,0000	0,0000

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecuaciones que aplican	Límite	Probabilidad excedencia ¹	Probabilidad excedencia ²
82	'cort_min_30-1'	-2,381E+05	1,006E+05	-4,226E-01	6.10	-8,600E+05	0,0000	0,0000
83	'cort_max_30-2'	2,447E+05	9,903E+04	4,048E-01	6.10	8,600E+05	0,0000	0,0000
84	'cort_min_30-2'	-2,055E+04	1,007E+05	-4,899E+00	6.10	-8,600E+05	0,0000	0,0000
85	'mom_max_31-1'	2,570E+05	2,622E+05	1,020E+00	6.9	7,727E+05	0,0711	0,0060
86	'mom_min_31-1'	-4,300E+05	2,504E+05	-5,822E-01	6.9	-7,727E+05	0,1400	0,0392
87	'mom_max_31-2'	2,555E+05	2,635E+05	1,031E+00	6.9	7,727E+05	0,0722	0,0061
88	'mom_min_31-2'	-4,308E+05	2,496E+05	-5,794E-01	6.9	-7,727E+05	0,1415	0,0366
89	'cort_max_31-1'	3,478E+04	1,065E+05	3,063E+00	6.10	8,600E+05	0,0000	0,0000
90	'cort_min_31-1'	-2,515E+05	1,069E+05	-4,251E-01	6.10	-8,600E+05	0,0000	0,0000
91	'cort_max_31-2'	2,519E+05	1,065E+05	4,227E-01	6.10	8,600E+05	0,0000	0,0000
92	'cort_min_31-2'	-3,399E+04	1,069E+05	-3,146E+00	6.10	-8,600E+05	0,0000	0,0000
93	'mom_max_32-1'	2,372E+05	2,499E+05	1,053E+00	6.9	7,727E+05	0,0569	0,0038
94	'mom_min_32-1'	-4,156E+05	2,408E+05	-5,795E-01	6.9	-7,727E+05	0,1244	0,0250
95	'mom_max_32-2'	2,352E+05	2,365E+05	1,005E+00	6.9	7,727E+05	0,0451	0,0013
96	'mom_min_32-2'	-3,859E+05	2,317E+05	-6,005E-01	6.9	-7,727E+05	0,1005	0,0133
97	'cort_max_32-1'	2,132E+04	1,003E+05	4,705E+00	6.10	8,600E+05	0,0000	0,0000
98	'cort_min_32-1'	-2,442E+05	9,937E+04	-4,069E-01	6.10	-8,600E+05	0,0000	0,0000
99	'cort_max_32-2'	2,385E+05	1,003E+05	4,205E-01	6.10	8,600E+05	0,0000	0,0000
100	'cort_min_32-2'	-2,673E+04	9,939E+04	-3,718E+00	6.10	-8,600E+05	0,0000	0,0000
101	'mom_max_45-1'	1,259E+05	1,587E+05	1,261E+00	6.9	3,969E+05	0,1146	0,0006
102	'mom_min_45-1'	-2,835E+05	1,294E+05	-4,565E-01	6.9	-3,969E+05	0,2577	0,0021
103	'mom_max_45-2'	1,235E+05	1,668E+05	1,351E+00	6.9	3,969E+05	0,1284	0,0001
104	'mom_min_45-2'	-3,011E+05	1,276E+05	-4,238E-01	6.9	-3,969E+05	0,2914	0,0015
105	'cort_max_45-1'	-2,001E+04	5,911E+04	-2,955E+00	6.10	5,530E+05	0,0000	0,0000
106	'cort_min_45-1'	-1,937E+05	6,132E+04	-3,165E-01	6.10	-5,530E+05	0,0000	0,0000
107	'cort_max_45-2'	1,981E+05	5,909E+04	2,983E-01	6.10	5,530E+05	0,0000	0,0000
108	'cort_min_45-2'	2,419E+04	6,135E+04	2,537E+00	6.10	-5,530E+05	0,0000	0,0000
109	'mom_max_46-1'	1,391E+05	1,694E+05	1,218E+00	6.9	3,969E+05	0,1450	0,0008
110	'mom_min_46-1'	-3,119E+05	1,306E+05	-4,187E-01	6.9	-3,969E+05	0,3168	0,0021
111	'mom_max_46-2'	1,368E+05	1,705E+05	1,246E+00	6.9	3,969E+05	0,1452	0,0002
112	'mom_min_46-2'	-3,132E+05	1,296E+05	-4,139E-01	6.9	-3,969E+05	0,3227	0,0018
113	'cort_max_46-1'	-1,465E+04	6,175E+04	-4,215E+00	6.10	5,530E+05	0,0000	0,0000
114	'cort_min_46-1'	-2,025E+05	6,213E+04	-3,068E-01	6.10	-5,530E+05	0,0000	0,0000
115	'cort_max_46-2'	2,035E+05	6,172E+04	3,033E-01	6.10	5,530E+05	0,0000	0,0000
116	'cort_min_46-2'	1,551E+04	6,216E+04	4,009E+00	6.10	-5,530E+05	0,0000	0,0000
117	'mom_max_47-1'	1,256E+05	1,659E+05	1,321E+00	6.9	3,969E+05	0,1299	0,0005
118	'mom_min_47-1'	-2,996E+05	1,285E+05	-4,289E-01	6.9	-3,969E+05	0,2862	0,0017
119	'mom_max_47-2'	1,236E+05	1,595E+05	1,291E+00	6.9	3,969E+05	0,1135	0,0002
120	'mom_min_47-2'	-2,848E+05	1,285E+05	-4,514E-01	6.9	-3,969E+05	0,2605	0,0017
121	'cort_max_47-1'	-2,340E+04	6,100E+04	-2,607E+00	6.10	5,530E+05	0,0000	0,0000
122	'cort_min_47-1'	-1,972E+05	5,942E+04	-3,013E-01	6.10	-5,530E+05	0,0000	0,0000

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecuaciones que aplican	Límite	Probabilidad excedencia ¹	Probabilidad excedencia ²
123	'cort_max_47-2'	1,947E+05	6,096E+04	3,132E-01	6.10	5,530E+05	0,0000	0,0000
124	'cort_min_47-2'	2,076E+04	5,945E+04	2,863E+00	6.10	-5,530E+05	0,0000	0,0000
125	F.2-46_1-1	5,167E-01	2,808E-01	5,435E-01	6.11	9,000E-01	0,1352	0,0347
126	F.2-46_1-2	4,094E-01	1,974E-01	4,822E-01	6.11	9,000E-01	0,0306	0,0000
127	F.2-46_8-1	5,580E-01	2,768E-01	4,961E-01	6.11	9,000E-01	0,1522	0,0417
128	F.2-46_8-2	3,685E-01	1,393E-01	3,779E-01	6.11	9,000E-01	0,0000	0,0000
129	F.2-46_15-1	5,585E-01	2,770E-01	4,960E-01	6.11	9,000E-01	0,1526	0,0423
130	F.2-46_15-2	3,686E-01	1,396E-01	3,788E-01	6.11	9,000E-01	0,0001	0,0000
131	F.2-46_22-1	5,178E-01	2,796E-01	5,400E-01	6.11	9,000E-01	0,1350	0,0337
132	F.2-46_22-2	4,109E-01	1,965E-01	4,782E-01	6.11	9,000E-01	0,0331	0,0000
133	F.2-46_4-1	4,709E-01	2,775E-01	5,894E-01	6.11	9,000E-01	0,1111	0,0336
134	F.2-46_4-2	4,278E-01	2,182E-01	5,101E-01	6.11	9,000E-01	0,0539	0,0000
135	F.2-46_11-1	4,738E-01	2,724E-01	5,748E-01	6.11	9,000E-01	0,1095	0,0355
136	F.2-46_11-2	4,022E-01	1,896E-01	4,715E-01	6.11	9,000E-01	0,0083	0,0000
137	F.2-46_18-1	4,749E-01	2,727E-01	5,743E-01	6.11	9,000E-01	0,1101	0,0365
138	F.2-46_18-2	4,031E-01	1,900E-01	4,714E-01	6.11	9,000E-01	0,0091	0,0000
139	F.2-46_25-1	4,726E-01	2,760E-01	5,841E-01	6.11	9,000E-01	0,1121	0,0333
140	F.2-46_25-2	4,300E-01	2,176E-01	5,060E-01	6.11	9,000E-01	0,0535	0,0001
141	despl abs máx	1,407E-02	1,215E-02	8,637E-01	6.12	2,808E-02	0,1432	0,1432
142	despl abs máx	1,407E-02	1,215E-02	8,637E-01	D. leve	1,938E-02	0,3131	0,3131
143	despl abs máx	1,407E-02	1,215E-02	8,637E-01	D. mod.	4,409E-02	0,0387	0,0387
144	despl abs máx	1,407E-02	1,215E-02	8,637E-01	D. sev.	9,996E-02	0,0001	0,0001
145	despl abs máx	1,407E-02	1,215E-02	8,637E-01	Colapso	1,696E-01	0,0000	0,0000

Notas: (1) Calculada con respecto a valores de resistencia nominales
(2) Calculada con respecto a valores de resistencia aleatorios

Tabla A4.4. Resultados de simulación de Montecarlo en el pórtico medio no arriostrado

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecuaciones que aplican	Límite	Probabilidad excedencia ¹	Probabilidad excedencia ²
1	'acelmax'	1,46E-01	8,45E-02	5,79E-01		2,50E-01	0,1046	0,1046
2	'epsilon'	2,70E-03	2,89E-01	1,07E+02		N.A.	N.A.	N.A.
3	'omegag'	1,16E+01	3,03E+00	2,62E-01		N.A.	N.A.	N.A.
4	'nug'	1,42E-01	6,25E-02	4,39E-01		N.A.	N.A.	N.A.
5	'a7'	2,57E-02	5,10E-04	1,98E-02		N.A.	N.A.	N.A.
6	'i7'	5,16E-04	1,03E-05	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
7	'a8'	1,23E-02	2,50E-04	2,03E-02		N.A.	N.A.	N.A.
8	'i8'	2,22E-04	4,42E-06	1,99E-02		N.A.	N.A.	N.A.
9	'a9'	6,64E-03	1,32E-04	1,99E-02		N.A.	N.A.	N.A.
10	'i9'	1,19E-04	2,36E-06	1,99E-02		N.A.	N.A.	N.A.
11	'coefd'	1,05E+00	4,89E-02	4,66E-02		N.A.	N.A.	N.A.
12	'coeff'	6,25E-01	2,08E-02	3,32E-02		N.A.	N.A.	N.A.
13	'a10'	3,22E-03	6,45E-05	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
14	'i10'	3,41E-05	6,81E-07	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
15	'a13'	4,25E-03	8,39E-05	1,97E-02		N.A.	N.A.	N.A.
16	'i13'	1,25E-05	2,51E-07	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
17	'a15'	6,71E-03	1,34E-04	1,99E-02		N.A.	N.A.	N.A.
18	'i15'	1,02E-05	2,05E-07	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
19	'a17'	5,21E-03	1,04E-04	1,99E-02		N.A.	N.A.	N.A.
20	'i17'	8,57E-06	1,71E-07	1,99E-02		N.A.	N.A.	N.A.
21	'a19'	4,43E-03	8,86E-05	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
22	'i19'	7,53E-06	1,51E-07	2,01E-02		N.A.	N.A.	N.A.
23	'fy'	3,39E+08	3,31E+07	9,76E-02		N.A.	N.A.	N.A.
24	'me'	2,00E+11	4,03E+09	2,01E-02		N.A.	N.A.	N.A.
25	'a1'	5,28E-02	1,05E-03	1,99E-02		N.A.	N.A.	N.A.
26	'i1'	3,90E-04	7,83E-06	2,01E-02		N.A.	N.A.	N.A.
27	'a2'	3,99E-02	7,99E-04	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
28	'i2'	2,76E-04	5,59E-06	2,02E-02		N.A.	N.A.	N.A.
29	'a3'	2,57E-02	5,16E-04	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
30	'i3'	1,66E-04	3,28E-06	1,98E-02		N.A.	N.A.	N.A.
31	'a4'	1,23E-02	2,44E-04	1,98E-02		N.A.	N.A.	N.A.
32	'i4'	7,24E-05	1,44E-06	1,99E-02		N.A.	N.A.	N.A.
33	'a5'	5,28E-02	1,06E-03	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
34	'i5'	1,29E-03	2,58E-05	1,99E-02		N.A.	N.A.	N.A.
35	'a6'	3,99E-02	7,91E-04	1,98E-02		N.A.	N.A.	N.A.
36	'i6'	8,91E-04	1,80E-05	2,02E-02		N.A.	N.A.	N.A.
37	'desp_max_1'	2,52E-03	2,71E-03	1,07E+00	6.12	2,81E-02	0,0010	0,0010
38	'desp_min_1'	-2,46E-03	2,79E-03	-1,13E+00	6.12	-2,81E-02	0,0011	0,0011
39	'desp_max_2'	4,08E-03	4,89E-03	1,20E+00	6.12	2,81E-02	0,0085	0,0085
40	'desp_min_2'	-3,96E-03	4,96E-03	-1,25E+00	6.12	-2,81E-02	0,0089	0,0089

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecua- ciones que aplican	Límite	Proba- bilidad exce- dencia ¹	Proba- bilidad exce- dencia ²
41	'desp_max_3'	4,99E-03	4,92E-03	9,87E-01	6.12	2,81E-02	0,0095	0,0095
42	'desp_min_3'	-4,86E-03	4,97E-03	-1,02E+00	6.12	-2,81E-02	0,0089	0,0089
43	'desp_max_4'	5,35E-03	4,50E-03	8,41E-01	6.12	2,81E-02	0,0019	0,0019
44	'desp_min_4'	-5,23E-03	4,52E-03	-8,64E-01	6.12	-2,81E-02	0,0023	0,0023
45	'desp_max_5'	6,19E-03	4,77E-03	7,71E-01	6.12	2,81E-02	0,0013	0,0013
46	'desp_min_5'	-6,08E-03	4,77E-03	-7,85E-01	6.12	-2,81E-02	0,0010	0,0010
47	'desp_max_6'	6,89E-03	5,12E-03	7,43E-01	6.12	2,81E-02	0,0016	0,0016
48	'desp_min_6'	-6,73E-03	5,13E-03	-7,63E-01	6.12	-2,81E-02	0,0018	0,0018
49	'desp_max_7'	7,76E-03	6,02E-03	7,76E-01	6.12	2,81E-02	0,0080	0,0080
50	'desp_min_7'	-7,58E-03	6,05E-03	-7,98E-01	6.12	-2,81E-02	0,0094	0,0094
51	'desp_max_8'	8,23E-03	6,04E-03	7,34E-01	6.12	2,81E-02	0,0075	0,0075
52	'desp_min_8'	-8,03E-03	6,07E-03	-7,56E-01	6.12	-2,81E-02	0,0084	0,0084
53	'desp_max_9'	8,41E-03	5,90E-03	7,02E-01	6.12	2,81E-02	0,0058	0,0058
54	'desp_min_9'	-8,24E-03	5,94E-03	-7,21E-01	6.12	-2,81E-02	0,0062	0,0062
55	'desp_max_10'	8,70E-03	6,08E-03	7,00E-01	6.12	2,81E-02	0,0079	0,0079
56	'desp_min_10'	-8,51E-03	6,11E-03	-7,18E-01	6.12	-2,81E-02	0,0081	0,0081
57	'desp_max_11'	8,55E-03	5,83E-03	6,82E-01	6.12	2,81E-02	0,0047	0,0047
58	'desp_min_11'	-8,37E-03	5,85E-03	-6,99E-01	6.12	-2,81E-02	0,0045	0,0045
59	'desp_max_12'	8,24E-03	5,57E-03	6,76E-01	6.12	2,81E-02	0,0033	0,0033
60	'desp_min_12'	-8,05E-03	5,59E-03	-6,95E-01	6.12	-2,81E-02	0,0027	0,0027
61	'desp_max_13'	9,09E-03	6,10E-03	6,72E-01	6.12	2,81E-02	0,0061	0,0061
62	'desp_min_13'	-8,79E-03	6,13E-03	-6,97E-01	6.12	-2,81E-02	0,0063	0,0063
63	'comp_max_1'	-2,47E+06	2,63E+05	-1,07E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
64	'mom_max_1-1'	7,19E+04	6,52E+04	9,07E-01	6.2, (11)	2,27E+05	0,0186	0,0186
65	'mom_min_1-1'	-5,82E+04	6,56E+04	-1,13E+00	6.2, (11)	-2,27E+05	0,0150	0,0150
66	'mom_max_1-2'	-1,90E+03	1,45E+04	-7,64E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
67	'mom_min_1-2'	-2,89E+04	1,30E+04	-4,49E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
68	'comp_max_4'	-1,89E+06	2,18E+05	-1,15E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
69	'mom_max_4-1'	4,30E+04	2,61E+04	6,08E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
70	'mom_min_4-1'	-8,70E+03	2,83E+04	-3,26E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
71	'mom_max_4-2'	4,22E+03	2,26E+04	5,34E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
72	'mom_min_4-2'	-4,12E+04	2,06E+04	-5,00E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
73	'comp_max_7'	-1,28E+06	1,52E+05	-1,19E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
74	'mom_max_7-1'	5,45E+04	2,70E+04	4,95E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
75	'mom_min_7-1'	-2,23E+04	3,27E+04	-1,47E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
76	'mom_max_7-2'	1,99E+04	3,24E+04	1,63E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
77	'mom_min_7-2'	-5,61E+04	2,57E+04	-4,58E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
78	'comp_max_10'	-6,44E+05	7,61E+04	-1,18E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
79	'mom_max_10-1'	4,46E+04	2,00E+04	4,48E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
80	'mom_min_10-1'	-1,77E+04	2,32E+04	-1,31E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
81	'mom_max_10-2'	1,95E+04	2,57E+04	1,32E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecuaciones que aplican	Límite	Probabilidad excedencia ¹	Probabilidad excedencia ²
82	'mom_min_10-2'	-5,09E+04	2,32E+04	-4,56E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
83	'comp_max_14'	-6,23E+06	2,40E+06	-3,85E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
84	'mom_max_14-1'	1,87E+05	1,29E+05	6,91E-01	6.2, (11)	2,27E+05	0,3858	0,3858
85	'mom_min_14-1'	-1,91E+05	2,13E+05	-1,12E+00	6.2, (11)	-2,27E+05	0,4004	0,4004
86	'mom_max_14-2'	1,27E+04	4,28E+04	3,38E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
87	'mom_min_14-2'	-1,23E+04	4,52E+04	-3,68E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
88	'trac_max_17'	1,85E+05	1,36E+06	7,34E+00	6.4	8,89E+06	0,0000	0,0000
89	'comp_max_17'	-4,11E+06	1,57E+06	-3,82E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
90	'mom_max_17-1'	3,38E+04	5,98E+04	1,77E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
91	'mom_min_17-1'	-3,29E+04	5,87E+04	-1,78E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
92	'mom_max_17-2'	1,44E+04	3,39E+04	2,36E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
93	'mom_min_17-2'	-1,52E+04	3,48E+04	-2,29E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
94	'trac_max_20'	-3,31E+05	5,96E+05	-1,80E+00	6.4	5,75E+06	0,0000	0,0000
95	'comp_max_20'	-2,29E+06	7,36E+05	-3,21E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
96	'mom_max_20-1'	4,95E+04	4,86E+04	9,82E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
97	'mom_min_20-1'	-4,89E+04	4,36E+04	-8,92E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
98	'mom_max_20-2'	3,79E+04	3,36E+04	8,85E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
99	'mom_min_20-2'	-3,91E+04	4,21E+04	-1,08E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
100	'trac_max_23'	-3,96E+05	1,48E+05	-3,73E-01	6.4	2,75E+06	0,0000	0,0000
101	'comp_max_23'	-9,27E+05	1,84E+05	-1,99E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
102	'mom_max_23-1'	3,30E+04	2,61E+04	7,91E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
103	'mom_min_23-1'	-3,22E+04	2,04E+04	-6,35E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
104	'mom_max_23-2'	3,58E+04	2,31E+04	6,47E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
105	'mom_min_23-2'	-3,64E+04	2,96E+04	-8,14E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
106	'comp_max_27'	-6,26E+06	2,39E+06	-3,82E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
107	'mom_max_27-1'	1,88E+05	2,11E+05	1,13E+00	6.2, (11)	2,27E+05	0,3874	0,3874
108	'mom_min_27-1'	-1,91E+05	1,30E+05	-6,82E-01	6.2, (11)	-2,27E+05	0,3985	0,3985
109	'mom_max_27-2'	1,20E+04	4,54E+04	3,77E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
110	'mom_min_27-2'	-1,29E+04	4,28E+04	-3,31E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
111	'trac_max_30'	1,58E+05	1,37E+06	8,63E+00	6.4	8,89E+06	0,0000	0,0000
112	'comp_max_30'	-4,14E+06	1,57E+06	-3,79E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
113	'mom_max_30-1'	3,28E+04	5,77E+04	1,76E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
114	'mom_min_30-1'	-3,39E+04	5,97E+04	-1,76E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
115	'mom_max_30-2'	1,57E+04	3,52E+04	2,24E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
116	'mom_min_30-2'	-1,39E+04	3,42E+04	-2,46E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
117	'trac_max_33'	-3,53E+05	6,02E+05	-1,70E+00	6.4	5,75E+06	0,0000	0,0000
118	'comp_max_33'	-2,32E+06	7,35E+05	-3,17E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
119	'mom_max_33-1'	4,75E+04	4,39E+04	9,25E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
120	'mom_min_33-1'	-5,10E+04	4,88E+04	-9,56E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
121	'mom_max_33-2'	4,03E+04	4,20E+04	1,04E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
122	'mom_min_33-2'	-3,69E+04	3,37E+04	-9,14E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecuaciones que aplican	Límite	Probabilidad excedencia ¹	Probabilidad excedencia ²
123	'trac_max_36'	-4,07E+05	1,50E+05	-3,68E-01	6.4	2,75E+06	0,0000	0,0000
124	'comp_max_36'	-9,41E+05	1,84E+05	-1,96E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
125	'mom_max_36-1'	3,14E+04	2,05E+04	6,52E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
126	'mom_min_36-1'	-3,39E+04	2,62E+04	-7,74E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
127	'mom_max_36-2'	3,73E+04	2,96E+04	7,93E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
128	'mom_min_36-2'	-3,49E+04	2,32E+04	-6,65E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
129	'comp_max_40'	-2,48E+06	2,62E+05	-1,06E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
130	'mom_max_40-1'	5,68E+04	6,69E+04	1,18E+00	6.2, (11)	2,27E+05	0,0138	0,0138
131	'mom_min_40-1'	-7,33E+04	6,42E+04	-8,76E-01	6.2, (11)	-2,27E+05	0,0180	0,0180
132	'mom_max_40-2'	2,91E+04	1,28E+04	4,39E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
133	'mom_min_40-2'	1,93E+03	1,45E+04	7,53E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
134	'trax_max_43'	-1,29E+06	2,09E+05	-1,62E-01	6.4	8,89E+06	0,0000	0,0000
135	'comp_max_43'	-1,89E+06	2,17E+05	-1,15E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
136	'mom_max_43-1'	8,40E+03	2,82E+04	3,35E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
137	'mom_min_43-1'	-4,33E+04	2,63E+04	-6,08E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
138	'mom_max_43-2'	4,16E+04	2,04E+04	4,92E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
139	'mom_min_43-2'	-3,73E+03	2,31E+04	-6,20E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
140	'trac_max_46'	-8,55E+05	1,44E+05	-1,69E-01	6.4	5,75E+06	0,0000	0,0000
141	'comp_max_46'	-1,28E+06	1,51E+05	-1,18E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
142	'mom_max_46-1'	2,15E+04	3,29E+04	1,53E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
143	'mom_min_46-1'	-5,54E+04	2,68E+04	-4,85E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
144	'mom_max_46-2'	5,69E+04	2,56E+04	4,49E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
145	'mom_min_46-2'	-1,92E+04	3,25E+04	-1,70E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
146	'trac_max_49'	-4,36E+05	7,00E+04	-1,61E-01	6.4	2,75E+06	0,0000	0,0000
147	'comp_max_49'	-6,43E+05	7,46E+04	-1,16E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
148	'mom_max_49-1'	1,71E+04	2,32E+04	1,36E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
149	'mom_min_49-1'	-4,54E+04	2,00E+04	-4,40E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
150	'mom_max_49-2'	5,18E+04	2,33E+04	4,50E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
151	'mom_min_49-2'	-1,89E+04	2,59E+04	-1,37E+00	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
152	'mom_max_54-1'	-4,90E+04	3,62E+04	-7,38E-01	6.9	1,87E+05	0,0044	0,0011
153	'mom_min_54-1'	-1,20E+05	3,04E+04	-2,54E-01	6.9	-1,87E+05	0,0437	0,0119
154	'mom_max_54-2'	-5,22E+04	3,62E+04	-6,93E-01	6.9	1,87E+05	0,0035	0,0012
155	'mom_min_54-2'	-1,24E+05	3,04E+04	-2,46E-01	6.9	-1,87E+05	0,0492	0,0138
156	'cort_max_54-1'	-9,30E+04	1,42E+04	-1,53E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
157	'cort_min_54-1'	-1,23E+05	1,42E+04	-1,15E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
158	'cort_max_54-2'	1,25E+05	1,42E+04	1,14E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
159	'cort_min_54-2'	9,44E+04	1,43E+04	1,51E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
160	'mom_max_55-1'	-6,81E+04	2,95E+04	-4,33E-01	6.9	1,87E+05	0,0021	0,0008
161	'mom_min_55-1'	-1,05E+05	2,37E+04	-2,26E-01	6.9	-1,87E+05	0,0205	0,0099
162	'mom_max_55-2'	-6,89E+04	2,92E+04	-4,24E-01	6.9	1,87E+05	0,0020	0,0009
163	'mom_min_55-2'	-1,06E+05	2,40E+04	-2,27E-01	6.9	-1,87E+05	0,0208	0,0104

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecua-ciones que aplican	Límite	Proba-bilidad exce-dencia ¹	Proba-bilidad exce-dencia ²
164	'cort_max_55-1'	-1,01E+05	1,17E+04	-1,16E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
165	'cort_min_55-1'	-1,17E+05	1,15E+04	-9,84E-02	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
166	'cort_max_55-2'	1,17E+05	1,16E+04	9,96E-02	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
167	'cort_min_55-2'	1,01E+05	1,16E+04	1,15E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
168	'mom_max_56-1'	-5,13E+04	3,65E+04	-7,11E-01	6.9	1,87E+05	0,0044	0,0010
169	'mom_min_56-1'	-1,23E+05	3,04E+04	-2,48E-01	6.9	-1,87E+05	0,0474	0,0127
170	'mom_max_56-2'	-5,00E+04	3,59E+04	-7,17E-01	6.9	1,87E+05	0,0036	0,0013
171	'mom_min_56-2'	-1,21E+05	3,04E+04	-2,52E-01	6.9	-1,87E+05	0,0440	0,0132
172	'cort_max_56-1'	-9,41E+04	1,43E+04	-1,52E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
173	'cort_min_56-1'	-1,24E+05	1,41E+04	-1,14E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
174	'cort_max_56-2'	1,23E+05	1,43E+04	1,16E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
175	'cort_min_56-2'	9,33E+04	1,42E+04	1,52E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
176	'cort_max_99-1'	-7,53E+04	2,11E+04	-2,81E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
177	'cort_min_99-1'	-1,40E+05	2,30E+04	-1,64E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
178	'cort_max_99-2'	1,42E+05	2,11E+04	1,48E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
179	'cort_min_99-2'	7,72E+04	2,31E+04	2,99E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
180	'mom_max_100-1'	-7,70E+04	8,16E+03	-1,06E-01	6.9	1,87E+05	0,0000	0,0000
181	'mom_min_100-1'	-9,66E+04	7,36E+03	-7,62E-02	6.9	-1,87E+05	0,0000	0,0000
182	'mom_max_100-2'	-7,72E+04	8,15E+03	-1,06E-01	6.9	1,87E+05	0,0000	0,0000
183	'mom_min_100-2'	-9,67E+04	7,41E+03	-7,66E-02	6.9	-1,87E+05	0,0000	0,0000
184	'cort_max_100-1'	-1,04E+05	4,99E+03	-4,78E-02	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
185	'cort_min_100-1'	-1,13E+05	4,96E+03	-4,38E-02	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
186	'cort_max_100-2'	1,13E+05	4,98E+03	4,41E-02	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
187	'cort_min_100-2'	1,05E+05	5,00E+03	4,78E-02	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
188	'mom_max_101-1'	-2,11E+03	6,30E+04	-2,99E+01	6.9	1,87E+05	0,0157	0,0000
189	'mom_min_101-1'	-1,66E+05	4,91E+04	-2,95E-01	6.9	-1,87E+05	0,3692	0,0984
190	'mom_max_101-2'	-9,53E+03	5,25E+04	-5,51E+00	6.9	1,87E+05	0,0041	0,0000
191	'mom_min_101-2'	-1,56E+05	4,73E+04	-3,03E-01	6.9	-1,87E+05	0,2918	0,0658
192	'cort_max_101-1'	-7,65E+04	2,30E+04	-3,01E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
193	'cort_min_101-1'	-1,41E+05	2,12E+04	-1,50E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
194	'cort_max_101-2'	1,41E+05	2,30E+04	1,63E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
195	'cort_min_101-2'	7,59E+04	2,13E+04	2,80E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
196	'axial_min_1'	-4,60E+05	2,33E+05	-5,07E-01	6.5	-5,92E+05	0,3351	0,0741
197	'axial_min_2'	-5,33E+05	2,42E+05	-4,54E-01	6.5	-5,92E+05	0,4353	0,1215
198	'axial_min_3'	-4,86E+05	2,41E+05	-4,95E-01	6.5	-5,92E+05	0,3793	0,1036
199	'axial_min_4'	-4,62E+05	2,33E+05	-5,04E-01	6.5	-5,92E+05	0,3366	0,0828
200	'axial_min_5'	-5,37E+05	2,41E+05	-4,49E-01	6.5	-5,92E+05	0,4341	0,1317
201	'axial_min_6'	-4,90E+05	2,40E+05	-4,91E-01	6.5	-5,92E+05	0,3796	0,1128
202	'axial_min_7'	-4,68E+05	1,55E+05	-3,31E-01	6.5	-4,05E+05	0,6054	0,2134
203	'axial_min_8'	-4,35E+05	1,60E+05	-3,67E-01	6.5	-4,05E+05	0,5479	0,1856
204	'axial_min_9'	-4,01E+05	1,63E+05	-4,07E-01	6.5	-4,05E+05	0,4941	0,1612

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecua- ciones que aplican	Límite	Proba- bilidad exce- dencia ¹	Proba- bilidad exce- dencia ²
205	'axial_min_10'	-4,70E+05	1,53E+05	-3,26E-01	6.5	-4,05E+05	0,6117	0,2299
206	'axial_min_11'	-4,38E+05	1,59E+05	-3,62E-01	6.5	-4,05E+05	0,5493	0,2029
207	'axial_min_12'	-4,04E+05	1,62E+05	-4,01E-01	6.5	-4,05E+05	0,4984	0,1748
208	'axial_min_13'	-3,60E+05	1,35E+05	-3,74E-01	6.5	-3,43E+05	0,5283	0,1759
209	'axial_min_14'	-3,14E+05	1,37E+05	-4,37E-01	6.5	-3,43E+05	0,4499	0,1367
210	'axial_min_15'	-2,54E+05	1,34E+05	-5,25E-01	6.5	-3,43E+05	0,3205	0,0797
211	'axial_min_16'	-3,62E+05	1,33E+05	-3,69E-01	6.5	-3,43E+05	0,5329	0,1917
212	'axial_min_17'	-3,16E+05	1,36E+05	-4,31E-01	6.5	-3,43E+05	0,4550	0,1493
213	'axial_min_18'	-2,56E+05	1,33E+05	-5,19E-01	6.5	-3,43E+05	0,3224	0,0902
214	'axial_min_19'	-2,21E+05	1,09E+05	-4,91E-01	6.5	-2,98E+05	0,3143	0,0742
215	'axial_min_20'	-1,49E+05	8,67E+04	-5,83E-01	6.5	-2,98E+05	0,0884	0,0090
216	'axial_min_21'	-8,05E+04	4,58E+04	-5,70E-01	6.5	-2,98E+05	0,0014	0,0000
217	'axial_min_22'	-1,24E+05	6,98E+04	-5,62E-01	6.5	-2,98E+05	0,0174	0,0006
218	'axial_min_23'	-2,24E+05	1,08E+05	-4,81E-01	6.5	-2,98E+05	0,3173	0,0753
219	'axial_min_24'	-1,51E+05	8,65E+04	-5,73E-01	6.5	-2,98E+05	0,0935	0,0092
220	'axial_min_25'	-8,25E+04	4,56E+04	-5,53E-01	6.5	-2,98E+05	0,0014	0,0000
221	'axial_min_26'	-3,35E+04	1,82E+04	-5,42E-01	6.5	-2,98E+05	0,0000	0,0000
222	'axial_max_1'	4,62E+05	3,12E+05	6,75E-01	6.4	9,50E+05	0,1036	0,0135
223	'axial_max_2'	5,37E+05	3,53E+05	6,57E-01	6.4	9,50E+05	0,1735	0,0428
224	'axial_max_3'	4,90E+05	3,41E+05	6,96E-01	6.4	9,50E+05	0,1434	0,0311
225	'axial_max_4'	4,60E+05	3,12E+05	6,79E-01	6.4	9,50E+05	0,1036	0,0136
226	'axial_max_5'	5,33E+05	3,53E+05	6,61E-01	6.4	9,50E+05	0,1676	0,0419
227	'axial_max_6'	4,87E+05	3,40E+05	6,99E-01	6.4	9,50E+05	0,1403	0,0294
228	'mom_max_69-1'	-2,40E+04	4,84E+04	-2,01E+00	6.9	1,87E+05	0,0016	0,0000
229	'mom_min_69-1'	-1,48E+05	4,39E+04	-2,97E-01	6.9	-1,87E+05	0,2318	0,0371
230	'mom_max_69-2'	-2,22E+04	5,05E+04	-2,28E+00	6.9	1,87E+05	0,0022	0,0000
231	'mom_min_69-2'	-1,50E+05	4,43E+04	-2,96E-01	6.9	-1,87E+05	0,2446	0,0380
232	'cort_max_69-1'	-8,23E+04	1,95E+04	-2,37E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
233	'cort_min_69-1'	-1,35E+05	1,98E+04	-1,47E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
234	'cort_max_69-2'	1,35E+05	1,95E+04	1,44E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
235	'cort_min_69-2'	8,23E+04	1,99E+04	2,42E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
236	'mom_max_70-1'	-8,00E+04	1,56E+04	-1,95E-01	6.9	1,87E+05	0,0000	0,0000
237	'mom_min_70-1'	-9,35E+04	1,51E+04	-1,62E-01	6.9	-1,87E+05	0,0029	0,0029
238	'mom_max_70-2'	-8,04E+04	1,56E+04	-1,94E-01	6.9	1,87E+05	0,0000	0,0000
239	'mom_min_70-2'	-9,40E+04	1,53E+04	-1,62E-01	6.9	-1,87E+05	0,0031	0,0031
240	'cort_max_70-1'	-1,05E+05	7,44E+03	-7,06E-02	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
241	'cort_min_70-1'	-1,12E+05	7,40E+03	-6,59E-02	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
242	'cort_max_70-2'	1,12E+05	7,49E+03	6,67E-02	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
243	'cort_min_70-2'	1,05E+05	7,48E+03	7,10E-02	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
244	'mom_max_71-1'	-2,11E+04	5,04E+04	-2,39E+00	6.9	1,87E+05	0,0019	0,0019
245	'mom_min_71-1'	-1,49E+05	4,44E+04	-2,99E-01	6.9	-1,87E+05	0,2410	0,0344

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecuaciones que aplican	Límite	Probabilidad excedencia ¹	Probabilidad excedencia ²
246	'mom_max_71-2'	-2,51E+04	4,86E+04	-1,94E+00	6.9	1,87E+05	0,0015	0,0015
247	'mom_min_71-2'	-1,49E+05	4,39E+04	-2,94E-01	6.9	-1,87E+05	0,2380	0,0393
248	'cort_max_71-1'	-8,19E+04	1,98E+04	-2,42E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
249	'cort_min_71-1'	-1,35E+05	1,95E+04	-1,45E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
250	'cort_max_71-2'	1,36E+05	1,98E+04	1,46E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
251	'cort_min_71-2'	8,28E+04	1,96E+04	2,37E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
252	'mom_max_84-1'	-4,04E+03	6,54E+04	-1,62E+01	6.9	1,87E+05	0,0191	0,0191
253	'mom_min_84-1'	-1,67E+05	5,02E+04	-3,01E-01	6.9	-1,87E+05	0,3743	0,1226
254	'mom_max_84-2'	5,32E+02	6,99E+04	1,31E+02	6.9	1,87E+05	0,0315	0,0315
255	'mom_min_84-2'	-1,71E+05	5,07E+04	-2,97E-01	6.9	-1,87E+05	0,4013	0,1273
256	'cort_max_84-1'	-7,37E+04	2,40E+04	-3,25E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
257	'cort_min_84-1'	-1,44E+05	2,48E+04	-1,72E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
258	'cort_max_84-2'	1,44E+05	2,39E+04	1,67E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
259	'cort_min_84-2'	7,36E+04	2,48E+04	3,37E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
260	'mom_max_85-1'	-8,33E+04	1,38E+04	-1,66E-01	6.9	1,87E+05	0,0000	0,0000
261	'mom_min_85-1'	-9,03E+04	1,32E+04	-1,47E-01	6.9	-1,87E+05	0,0037	0,0037
262	'mom_max_85-2'	-8,35E+04	1,43E+04	-1,71E-01	6.9	1,87E+05	0,0000	0,0000
263	'mom_min_85-2'	-9,06E+04	1,28E+04	-1,41E-01	6.9	-1,87E+05	0,0027	0,0027
264	'cort_max_85-1'	-1,07E+05	6,68E+03	-6,25E-02	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
265	'cort_min_85-1'	-1,11E+05	6,83E+03	-6,17E-02	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
266	'cort_max_85-2'	1,11E+05	6,74E+03	6,09E-02	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
267	'cort_min_85-2'	1,07E+05	6,93E+03	6,47E-02	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
268	'mom_max_86-1'	2,00E+03	7,00E+04	3,50E+01	6.9	1,87E+05	0,0308	0,0308
269	'mom_min_86-1'	-1,69E+05	5,09E+04	-3,01E-01	6.9	-1,87E+05	0,3914	0,1245
270	'mom_max_86-2'	-5,27E+03	6,55E+04	-1,24E+01	6.9	1,87E+05	0,0190	0,0190
271	'mom_min_86-2'	-1,69E+05	5,00E+04	-2,96E-01	6.9	-1,87E+05	0,3849	0,1234
272	'cort_max_86-1'	-7,29E+04	2,48E+04	-3,40E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
273	'cort_min_86-1'	-1,43E+05	2,40E+04	-1,68E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
274	'cort_max_86-2'	1,44E+05	2,48E+04	1,71E-01	6.10	3,24E+05	0,0000	0,0000
275	'cort_min_86-2'	7,44E+04	2,41E+04	3,24E-01	6.10	-3,24E+05	0,0000	0,0000
276	'mom_max_99-1'	-7,82E+03	5,22E+04	-6,68E+00	6.9	1,87E+05	0,0039	0,0039
277	'mom_min_99-1'	-1,55E+05	4,74E+04	-3,07E-01	6.9	-1,87E+05	0,2867	0,0666
278	'mom_max_99-2'	-3,82E+03	6,30E+04	-1,65E+01	6.9	1,87E+05	0,0153	0,0153
279	'mom_min_99-2'	-1,68E+05	4,89E+04	-2,91E-01	6.9	-1,87E+05	0,3796	0,1021
280	'axial_max_7'	4,98E+05	5,26E+05	1,06E+00	6.4	1,50E+06	0,1099	0,0120
281	'axial_max_8'	4,44E+05	4,77E+05	1,08E+00	6.4	1,50E+06	0,0773	0,0043
282	'axial_max_9'	4,04E+05	4,30E+05	1,06E+00	6.4	1,50E+06	0,0500	0,0026
283	'axial_max_10'	4,94E+05	5,24E+05	1,06E+00	6.4	1,50E+06	0,1075	0,0121
284	'axial_max_11'	4,41E+05	4,76E+05	1,08E+00	6.4	1,50E+06	0,0730	0,0040
285	'axial_max_12'	4,02E+05	4,28E+05	1,07E+00	6.4	1,50E+06	0,0492	0,0031
286	'axial_max_13'	3,65E+05	3,90E+05	1,07E+00	6.4	1,16E+06	0,0900	0,0145

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecua- ciones que aplican	Límite	Proba- bilidad exce- dencia ¹	Proba- bilidad exce- dencia ²
287	'axial_max_14'	3,15E+05	3,24E+05	1,03E+00	6.4	1,16E+06	0,0474	0,0058
288	'axial_max_15'	2,55E+05	2,26E+05	8,88E-01	6.4	1,16E+06	0,0087	0,0087
289	'axial_max_16'	3,63E+05	3,89E+05	1,07E+00	6.4	1,16E+06	0,0876	0,0158
290	'axial_max_17'	3,14E+05	3,22E+05	1,03E+00	6.4	1,16E+06	0,0433	0,0049
291	'axial_max_18'	2,54E+05	2,27E+05	8,93E-01	6.4	1,16E+06	0,0089	0,0089
292	'axial_max_19'	2,22E+05	1,87E+05	8,44E-01	6.4	9,89E+05	0,0076	0,0076
293	'axial_max_20'	1,50E+05	1,01E+05	6,72E-01	6.4	9,89E+05	0,0001	0,0001
294	'axial_max_21'	8,12E+04	4,94E+04	6,08E-01	6.4	9,89E+05	0,0000	0,0000
295	'axial_max_22'	1,26E+05	7,07E+04	5,60E-01	6.4	9,89E+05	0,0000	0,0000
296	'axial_max_23'	2,20E+05	1,87E+05	8,50E-01	6.4	9,89E+05	0,0083	0,0083
297	'axial_max_24'	1,48E+05	1,01E+05	6,78E-01	6.4	9,89E+05	0,0000	0,0000
298	'axial_max_25'	8,07E+04	4,93E+04	6,11E-01	6.4	9,89E+05	0,0000	0,0000
299	'axial_max_26'	2,96E+04	1,87E+04	6,29E-01	6.4	9,89E+05	0,0000	0,0000
300	F.2-46_1-1	3,24E-01	1,09E-01	3,36E-01	6.11	9,00E-01	0,0061	0,0013
301	F.2-46_1-2	2,70E-01	3,90E-02	1,44E-01	6.11	9,00E-01	0,0000	0,0000
302	F.2-46_14-1	7,16E-01	3,27E-01	4,56E-01	6.11	9,00E-01	0,2971	0,0986
303	F.2-46_14-2	6,09E-01	2,50E-01	4,10E-01	6.11	9,00E-01	0,1553	0,0382
304	F.2-46_27-1	7,17E-01	3,26E-01	4,54E-01	6.11	9,00E-01	0,3029	0,1009
305	F.2-46_27-2	6,12E-01	2,49E-01	4,07E-01	6.11	9,00E-01	0,1584	0,0361
306	F.2-46_40-1	3,25E-01	1,09E-01	3,34E-01	6.11	9,00E-01	0,0059	0,0013
307	F.2-46_40-2	2,71E-01	3,89E-02	1,44E-01	6.11	9,00E-01	0,0000	0,0000
308	F.2-46_4-1	3,09E-01	6,94E-02	2,25E-01	6.11	9,00E-01	0,0000	0,0000
309	F.2-46_4-2	3,06E-01	5,99E-02	1,96E-01	6.11	9,00E-01	0,0000	0,0000
310	F.2-46_17-1	5,54E-01	2,48E-01	4,47E-01	6.11	9,00E-01	0,1315	0,0291
311	F.2-46_17-2	5,42E-01	2,27E-01	4,20E-01	6.11	9,00E-01	0,1084	0,0125
312	F.2-46_30-1	5,58E-01	2,47E-01	4,43E-01	6.11	9,00E-01	0,1364	0,0292
313	F.2-46_30-2	5,46E-01	2,27E-01	4,16E-01	6.11	9,00E-01	0,1118	0,0132
314	F.2-46_43-1	3,09E-01	6,95E-02	2,25E-01	6.11	9,00E-01	0,0000	0,0000
315	F.2-46_43-2	3,07E-01	6,02E-02	1,96E-01	6.11	9,00E-01	0,0000	0,0000
316	F.2-46_7-1	3,90E-01	1,02E-01	2,61E-01	6.11	9,00E-01	0,0003	0,0000
317	F.2-46_7-2	3,94E-01	9,77E-02	2,48E-01	6.11	9,00E-01	0,0001	0,0000
318	F.2-46_20-1	5,21E-01	2,06E-01	3,96E-01	6.11	9,00E-01	0,0734	0,0113
319	F.2-46_20-2	5,09E-01	1,96E-01	3,86E-01	6.11	9,00E-01	0,0626	0,0075
320	F.2-46_33-1	5,25E-01	2,06E-01	3,93E-01	6.11	9,00E-01	0,0776	0,0118
321	F.2-46_33-2	5,12E-01	1,96E-01	3,83E-01	6.11	9,00E-01	0,0668	0,0077
322	F.2-46_46-1	3,92E-01	1,01E-01	2,58E-01	6.11	9,00E-01	0,0006	0,0000
323	F.2-46_46-2	3,96E-01	9,72E-02	2,45E-01	6.11	9,00E-01	0,0000	0,0000
324	F.2-46_10-1	5,16E-01	1,44E-01	2,79E-01	6.11	9,00E-01	0,0112	0,0001
325	F.2-46_10-2	5,51E-01	1,61E-01	2,92E-01	6.11	9,00E-01	0,0360	0,0003
326	F.2-46_23-1	4,81E-01	1,39E-01	2,88E-01	6.11	9,00E-01	0,0133	0,0011
327	F.2-46_23-2	4,92E-01	1,47E-01	2,99E-01	6.11	9,00E-01	0,0170	0,0019

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecua- ciones que aplican	Límite	Proba- bilidad exce- dencia ¹	Proba- bilidad exce- dencia ²
328	F.2-46_36-1	4,87E-01	1,39E-01	2,85E-01	6.11	9,00E-01	0,0158	0,0015
329	F.2-46_36-2	4,98E-01	1,47E-01	2,96E-01	6.11	9,00E-01	0,0197	0,0023
330	F.2-46_49-1	5,20E-01	1,43E-01	2,76E-01	6.11	9,00E-01	0,0101	0,0000
331	F.2-46_49-2	5,55E-01	1,61E-01	2,90E-01	6.11	9,00E-01	0,0373	0,0002
332	despl abs máx	9,54E-03	7,50E-03	7,86E-01	6.12	2,81E-02	0,0260	0,0260
333	despl abs máx	9,54E-03	7,50E-03	7,86E-01	D. leve	6,46E-03	0,7009	0,7009
334	despl abs máx	9,54E-03	7,50E-03	7,86E-01	D. mod.	1,04E-01	0,0000	0,0000
335	despl abs máx	9,54E-03	7,50E-03	7,86E-01	D. sev.	1,50E-01	0,0000	0,0000
336	despl abs máx	9,54E-03	7,50E-03	7,86E-01	Colapso	1,83E-01	0,0000	0,0000

Notas: (1) Calculada con respecto a valores de resistencia nominales
(2) Calculada con respecto a valores de resistencia aleatorios

Tabla A4.5. Resultados de simulación de Montecarlo en el pórtico alto arriostrado

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecuaciones que aplican	Límite	Probabilidad excedencia ¹	Probabilidad excedencia ²
1	'acelmax'	1,44E-01	8,46E-02	5,87E-01		2,50E-01	0,1047	0,1047
2	'epsilon'	2,22E-03	2,86E-01	1,29E+02		N.A.	N.A.	N.A.
3	'omegag'	1,15E+01	3,02E+00	2,63E-01		N.A.	N.A.	N.A.
4	'nug'	1,43E-01	6,26E-02	4,37E-01		N.A.	N.A.	N.A.
5	'fy'	3,39E+08	3,28E+07	9,68E-02		N.A.	N.A.	N.A.
6	'me'	2,00E+11	4,03E+09	2,02E-02		N.A.	N.A.	N.A.
7	'a1'	6,38E-02	1,29E-03	2,02E-02		N.A.	N.A.	N.A.
8	'i1'	4,95E-04	9,74E-06	1,97E-02		N.A.	N.A.	N.A.
9	'a2'	5,78E-02	1,16E-03	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
10	'i2'	4,37E-04	8,77E-06	2,01E-02		N.A.	N.A.	N.A.
11	'a3'	4,37E-02	8,68E-04	1,99E-02		N.A.	N.A.	N.A.
12	'i3'	3,09E-04	6,26E-06	2,03E-02		N.A.	N.A.	N.A.
13	'a4'	2,88E-02	5,78E-04	2,01E-02		N.A.	N.A.	N.A.
14	'i4'	1,89E-04	3,78E-06	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
15	'a5'	6,37E-02	1,27E-03	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
16	'i5'	1,69E-03	3,36E-05	1,99E-02		N.A.	N.A.	N.A.
17	'a6'	5,78E-02	1,16E-03	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
18	'i6'	1,48E-03	2,96E-05	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
19	'a7'	4,37E-02	8,77E-04	2,01E-02		N.A.	N.A.	N.A.
20	'i7'	1,01E-03	2,02E-05	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
21	'a8'	2,88E-02	5,68E-04	1,97E-02		N.A.	N.A.	N.A.
22	'i8'	5,95E-04	1,18E-05	1,98E-02		N.A.	N.A.	N.A.
23	'a9'	2,72E-02	5,39E-04	1,98E-02		N.A.	N.A.	N.A.
24	'i9'	1,14E-03	2,30E-05	2,01E-02		N.A.	N.A.	N.A.
25	'coefd'	1,05E+00	4,92E-02	4,68E-02		N.A.	N.A.	N.A.
26	'coeff'	6,25E-01	2,11E-02	3,37E-02		N.A.	N.A.	N.A.
27	'a10'	2,47E-02	4,82E-04	1,95E-02		N.A.	N.A.	N.A.
28	'i10'	1,02E-03	2,07E-05	2,02E-02		N.A.	N.A.	N.A.
29	'a11'	1,84E-02	3,68E-04	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
30	'i11'	7,28E-04	1,47E-05	2,02E-02		N.A.	N.A.	N.A.
31	'a12'	9,48E-03	1,89E-04	1,99E-02		N.A.	N.A.	N.A.
32	'i12'	3,33E-04	6,67E-06	2,00E-02		N.A.	N.A.	N.A.
33	'a13'	3,22E-03	6,47E-05	2,01E-02		N.A.	N.A.	N.A.
34	'i13'	3,41E-05	6,87E-07	2,02E-02		N.A.	N.A.	N.A.
35	'desp_max_1'	5,13E-03	4,19E-03	8,17E-01	6.12	2,81E-02	0,0004	0,0004
36	'desp_max_2'	7,68E-03	6,37E-03	8,30E-01	6.12	2,81E-02	0,0160	0,0160
37	'desp_max_3'	7,72E-03	6,58E-03	8,52E-01	6.12	2,81E-02	0,0177	0,0177
38	'desp_max_4'	7,86E-03	6,80E-03	8,65E-01	6.12	2,81E-02	0,0203	0,0203
39	'desp_max_5'	7,55E-03	6,51E-03	8,62E-01	6.12	2,81E-02	0,0171	0,0171
40	'desp_max_6'	7,17E-03	6,06E-03	8,45E-01	6.12	2,81E-02	0,0122	0,0122

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecua-ciones que aplican	Límite	Proba-bilidad exce-dencia ¹	Proba-bilidad exce-dencia ²
41	'desp_max_7'	8,54E-03	6,96E-03	8,15E-01	6.12	2,81E-02	0,0251	0,0251
42	'desp_max_8'	8,83E-03	6,99E-03	7,92E-01	6.12	2,81E-02	0,0244	0,0244
43	'desp_max_9'	8,44E-03	6,48E-03	7,68E-01	6.12	2,81E-02	0,0152	0,0152
44	'desp_max_10'	1,08E-02	8,43E-03	7,78E-01	6.12	2,81E-02	0,0511	0,0511
45	'desp_max_11'	1,04E-02	8,07E-03	7,75E-01	6.12	2,81E-02	0,0413	0,0413
46	'desp_max_12'	7,65E-03	5,52E-03	7,21E-01	6.12	2,81E-02	0,0056	0,0056
47	'desp_max_13'	8,84E-03	5,37E-03	6,08E-01	6.12	2,81E-02	0,0047	0,0047
48	'desp_min_1'	-5,10E-03	4,23E-03	-8,29E-01	6.12	-2,81E-02	0,0007	0,0007
49	'desp_min_2'	-7,63E-03	6,44E-03	-8,44E-01	6.12	-2,81E-02	0,0153	0,0153
50	'desp_min_3'	-7,66E-03	6,68E-03	-8,73E-01	6.12	-2,81E-02	0,0169	0,0169
51	'desp_min_4'	-7,76E-03	6,89E-03	-8,89E-01	6.12	-2,81E-02	0,0189	0,0189
52	'desp_min_5'	-7,46E-03	6,59E-03	-8,83E-01	6.12	-2,81E-02	0,0171	0,0171
53	'desp_min_6'	-7,08E-03	6,10E-03	-8,62E-01	6.12	-2,81E-02	0,0130	0,0130
54	'desp_min_7'	-8,43E-03	6,97E-03	-8,27E-01	6.12	-2,81E-02	0,0241	0,0241
55	'desp_min_8'	-8,70E-03	6,98E-03	-8,02E-01	6.12	-2,81E-02	0,0239	0,0239
56	'desp_min_9'	-8,30E-03	6,45E-03	-7,77E-01	6.12	-2,81E-02	0,0159	0,0159
57	'desp_min_10'	-1,07E-02	8,35E-03	-7,83E-01	6.12	-2,81E-02	0,0483	0,0483
58	'desp_min_11'	-1,01E-02	7,94E-03	-7,84E-01	6.12	-2,81E-02	0,0377	0,0377
59	'desp_min_12'	-7,36E-03	5,45E-03	-7,40E-01	6.12	-2,81E-02	0,0037	0,0037
60	'desp_min_13'	-8,12E-03	5,38E-03	-6,63E-01	6.12	-2,81E-02	0,0046	0,0046
61	'comp_max_1'	-3,22E+06	9,55E+05	-2,96E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
62	'mom_max_1-1'	2,25E+05	1,76E+05	7,80E-01	6.2, (11)	4,92E+05	0,1070	0,1070
63	'mom_min_1-1'	-2,15E+05	1,83E+05	-8,53E-01	6.2, (11)	-4,92E+05	0,1006	0,1006
64	'mom_max_1-2'	1,26E+05	1,11E+05	8,81E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
65	'mom_min_1-2'	-1,48E+05	1,12E+05	-7,54E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
66	'comp_max_4'	-2,35E+06	6,23E+05	-2,65E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
67	'mom_max_4-1'	1,83E+05	1,42E+05	7,74E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
68	'mom_min_4-1'	-1,49E+05	1,44E+05	-9,62E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
69	'mom_max_4-2'	1,47E+05	1,41E+05	9,62E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
70	'mom_min_4-2'	-1,83E+05	1,39E+05	-7,63E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
71	'comp_max_7'	-1,51E+06	3,42E+05	-2,27E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
72	'mom_max_7-1'	1,55E+05	1,10E+05	7,10E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
73	'mom_min_7-1'	-1,21E+05	1,11E+05	-9,21E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
74	'mom_max_7-2'	1,07E+05	1,03E+05	9,59E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
75	'mom_min_7-2'	-1,44E+05	1,01E+05	-7,01E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
76	'comp_max_10'	-7,00E+05	1,20E+05	-1,72E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
77	'mom_max_10-1'	1,26E+05	8,11E+04	6,43E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
78	'mom_min_10-1'	-9,51E+04	8,51E+04	-8,95E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
79	'mom_max_10-2'	7,48E+04	7,07E+04	9,45E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
80	'mom_min_10-2'	-1,10E+05	6,36E+04	-5,80E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
81	'comp_max_14'	-2,78E+06	1,73E+05	-6,24E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecua-ciones que aplican	Límite	Proba-bilidad exce-dencia ¹	Proba-bilidad exce-dencia ²
82	'mom_max_14-1'	6,08E+05	4,95E+05	8,15E-01	6.2, (11)	4,92E+05	0,6089	0,6089
83	'mom_min_14-1'	-6,11E+05	4,97E+05	-8,14E-01	6.2, (11)	-4,92E+05	0,6181	0,6181
84	'mom_max_14-2'	2,81E+05	2,27E+05	8,08E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
85	'mom_min_14-2'	-2,78E+05	2,26E+05	-8,11E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
86	'trac_max_17'	-1,83E+06	1,28E+05	-7,01E-02	6.4	1,29E+07	0,0000	0,0000
87	'comp_max_17'	-2,08E+06	1,27E+05	-6,12E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
88	'mom_max_17-1'	3,71E+05	3,13E+05	8,44E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
89	'mom_min_17-1'	-3,69E+05	3,16E+05	-8,55E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
90	'mom_max_17-2'	3,65E+05	3,09E+05	8,45E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
91	'mom_min_17-2'	-3,69E+05	3,07E+05	-8,34E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
92	'trac_max_20'	-1,24E+06	7,52E+04	-6,08E-02	6.4	9,76E+06	0,0000	0,0000
93	'comp_max_20'	-1,38E+06	7,51E+04	-5,43E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
94	'mom_max_20-1'	3,24E+05	2,53E+05	7,84E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
95	'mom_min_20-1'	-3,18E+05	2,55E+05	-8,04E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
96	'mom_max_20-2'	2,75E+05	2,24E+05	8,17E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
97	'mom_min_20-2'	-2,80E+05	2,23E+05	-7,95E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
98	'trac_max_23'	-6,42E+05	3,09E+04	-4,81E-02	6.4	6,44E+06	0,0000	0,0000
99	'comp_max_23'	-6,91E+05	3,05E+04	-4,41E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
100	'mom_max_23-1'	2,60E+05	1,92E+05	7,39E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
101	'mom_min_23-1'	-2,57E+05	1,95E+05	-7,60E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
102	'mom_max_23-2'	2,01E+05	1,45E+05	7,20E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
103	'mom_min_23-2'	-2,04E+05	1,42E+05	-6,98E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
104	'comp_max_27'	-2,78E+06	1,75E+05	-6,28E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
105	'mom_max_27-1'	6,08E+05	4,97E+05	8,17E-01	6.2, (11)	4,92E+05	0,6091	0,6091
106	'mom_min_27-1'	-6,10E+05	4,96E+05	-8,12E-01	6.2, (11)	-4,92E+05	0,6169	0,6169
107	'mom_max_27-2'	2,80E+05	2,26E+05	8,08E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
108	'mom_min_27-2'	-2,80E+05	2,27E+05	-8,10E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
109	'trac_max_30'	-1,83E+06	1,29E+05	-7,08E-02	6.4	1,29E+07	0,0000	0,0000
110	'comp_max_30'	-2,09E+06	1,28E+05	-6,14E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
111	'mom_max_30-1'	3,65E+05	3,15E+05	8,64E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
112	'mom_min_30-1'	-3,76E+05	3,14E+05	-8,36E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
113	'mom_max_30-2'	3,73E+05	3,07E+05	8,23E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
114	'mom_min_30-2'	-3,61E+05	3,09E+05	-8,55E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
115	'comp_max_33'	-1,24E+06	7,67E+04	-6,21E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
116	'trac_max_33'	-1,39E+06	7,58E+04	-5,47E-02	6.4	9,76E+06	0,0000	0,0000
117	'mom_max_33-1'	3,13E+05	2,55E+05	8,16E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
118	'mom_min_33-1'	-3,28E+05	2,54E+05	-7,74E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
119	'mom_max_33-2'	2,84E+05	2,22E+05	7,82E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
120	'mom_min_33-2'	-2,71E+05	2,25E+05	-8,31E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
121	'trac_max_36'	-6,40E+05	3,20E+04	-4,99E-02	6.4	6,44E+06	0,0000	0,0000
122	'comp_max_36'	-6,94E+05	3,17E+04	-4,56E-02	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecuaciones que aplican	Límite	Probabilidad excedencia ¹	Probabilidad excedencia ²
123	'mom_max_36-1'	2,53E+05	1,94E+05	7,68E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
124	'mom_min_36-1'	-2,65E+05	1,94E+05	-7,30E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
125	'mom_max_36-2'	2,07E+05	1,42E+05	6,87E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
126	'mom_min_36-2'	-1,98E+05	1,45E+05	-7,31E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
127	'comp_max_40'	-3,23E+06	9,54E+05	-2,95E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
128	'mom_max_40-1'	2,14E+05	1,83E+05	8,57E-01	6.2, (11)	4,92E+05	0,0993	0,0993
129	'mom_min_40-1'	-2,26E+05	1,76E+05	-7,79E-01	6.2, (11)	-4,92E+05	0,1077	0,1077
130	'mom_max_40-2'	1,49E+05	1,11E+05	7,47E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
131	'mom_min_40-2'	-1,25E+05	1,11E+05	-8,91E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
132	'trac_max_43'	-8,65E+05	6,20E+05	-7,17E-01	6.4	1,29E+07	0,0000	0,0000
133	'comp_max_43'	-2,36E+06	6,23E+05	-2,64E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
134	'mom_max_43-1'	1,47E+05	1,44E+05	9,77E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
135	'mom_min_43-1'	-1,85E+05	1,42E+05	-7,67E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
136	'mom_max_43-2'	1,84E+05	1,39E+05	7,56E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
137	'mom_min_43-2'	-1,45E+05	1,42E+05	-9,77E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
138	'trac_max_46'	-6,45E+05	3,39E+05	-5,26E-01	6.4	9,76E+06	0,0000	0,0000
139	'comp_max_46'	-1,51E+06	3,42E+05	-2,26E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
140	'mom_max_46-1'	1,19E+05	1,11E+05	9,36E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
141	'mom_min_46-1'	-1,58E+05	1,10E+05	-7,00E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
142	'mom_max_46-2'	1,46E+05	1,01E+05	6,90E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
143	'mom_min_46-2'	-1,05E+05	1,03E+05	-9,78E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
144	'trac_max_49'	-3,87E+05	1,18E+05	-3,04E-01	6.4	6,44E+06	0,0000	0,0000
145	'comp_max_49'	-7,03E+05	1,19E+05	-1,70E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
146	'mom_max_49-1'	9,30E+04	8,44E+04	9,07E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
147	'mom_min_49-1'	-1,28E+05	8,19E+04	-6,38E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
148	'mom_max_49-2'	1,11E+05	6,38E+04	5,73E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
149	'mom_min_49-2'	-7,35E+04	7,08E+04	-9,63E-01	(6.11)	N.A.	N.A.	N.A.
150	'mom_max_54-1'	2,56E+05	2,72E+05	1,07E+00	6.9	1,18E+06	0,0113	0,0007
151	'mom_min_54-1'	-4,08E+05	2,71E+05	-6,66E-01	6.9	-1,18E+06	0,0234	0,0018
152	'mom_max_54-2'	2,62E+05	2,88E+05	1,10E+00	6.9	1,18E+06	0,0161	0,0022
153	'mom_min_54-2'	-4,38E+05	2,85E+05	-6,51E-01	6.9	-1,18E+06	0,0332	0,0034
154	'cort_max_54-1'	3,59E+04	1,16E+05	3,24E+00	6.10	1,23E+06	0,0000	0,0000
155	'cort_min_54-1'	-2,48E+05	1,17E+05	-4,70E-01	6.10	-1,23E+06	0,0000	0,0000
156	'cort_max_54-2'	2,54E+05	1,16E+05	4,58E-01	6.10	1,23E+06	0,0000	0,0000
157	'cort_min_54-2'	-3,05E+04	1,17E+05	-3,82E+00	6.10	-1,23E+06	0,0000	0,0000
158	'mom_max_55-1'	2,85E+05	3,06E+05	1,07E+00	6.9	1,18E+06	0,0235	0,0017
159	'mom_min_55-1'	-4,57E+05	3,01E+05	-6,58E-01	6.9	-1,18E+06	0,0412	0,0088
160	'mom_max_55-2'	2,83E+05	3,06E+05	1,08E+00	6.9	1,18E+06	0,0210	0,0033
161	'mom_min_55-2'	-4,59E+05	3,01E+05	-6,57E-01	6.9	-1,18E+06	0,0426	0,0079
162	'cort_max_55-1'	4,64E+04	1,27E+05	2,73E+00	6.10	1,23E+06	0,0000	0,0000
163	'cort_min_55-1'	-2,63E+05	1,26E+05	-4,81E-01	6.10	-1,23E+06	0,0000	0,0000

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecua- ciones que aplican	Límite	Proba- bilidad exce- dencia ¹	Proba- bilidad exce- dencia ²
164	'cort_max_55-2'	2,64E+05	1,27E+05	4,80E-01	6.10	1,23E+06	0,0000	0,0000
165	'cort_min_55-2'	-4,56E+04	1,26E+05	-2,77E+00	6.10	-1,23E+06	0,0000	0,0000
166	'mom_max_56-1'	2,63E+05	2,88E+05	1,09E+00	6.9	1,18E+06	0,0168	0,0008
167	'mom_min_56-1'	-4,37E+05	2,85E+05	-6,53E-01	6.9	-1,18E+06	0,0313	0,0056
168	'mom_max_56-2'	2,54E+05	2,73E+05	1,08E+00	6.9	1,18E+06	0,0123	0,0012
169	'mom_min_56-2'	-4,09E+05	2,71E+05	-6,63E-01	6.9	-1,18E+06	0,0244	0,0007
170	'cort_max_56-1'	3,16E+04	1,16E+05	3,69E+00	6.10	1,23E+06	0,0000	0,0000
171	'cort_min_56-1'	-2,53E+05	1,16E+05	-4,61E-01	6.10	-1,23E+06	0,0000	0,0000
172	'cort_max_56-2'	2,49E+05	1,16E+05	4,68E-01	6.10	1,23E+06	0,0000	0,0000
173	'cort_min_56-2'	-3,50E+04	1,16E+05	-3,32E+00	6.10	-1,23E+06	0,0000	0,0000
174	'mom_max_69-1'	2,27E+05	2,68E+05	1,18E+00	6.9	1,07E+06	0,0187	0,0025
175	'mom_min_69-1'	-3,97E+05	2,64E+05	-6,65E-01	6.9	-1,07E+06	0,0224	0,0090
176	'mom_max_69-2'	2,47E+05	2,81E+05	1,14E+00	6.9	1,07E+06	0,0239	0,0064
177	'mom_min_69-2'	-4,06E+05	2,75E+05	-6,77E-01	6.9	-1,07E+06	0,0278	0,0098
178	'cort_max_69-1'	2,35E+04	1,13E+05	4,82E+00	6.10	1,12E+06	0,0000	0,0000
179	'cort_min_69-1'	-2,43E+05	1,14E+05	-4,67E-01	6.10	-1,12E+06	0,0000	0,0000
180	'cort_max_69-2'	2,40E+05	1,13E+05	4,71E-01	6.10	1,12E+06	0,0000	0,0000
181	'cort_min_69-2'	-2,50E+04	1,13E+05	-4,53E+00	6.10	-1,12E+06	0,0000	0,0000
182	'mom_max_70-1'	2,76E+05	3,07E+05	1,11E+00	6.9	1,07E+06	0,0366	0,0084
183	'mom_min_70-1'	-4,44E+05	2,97E+05	-6,68E-01	6.9	-1,07E+06	0,0405	0,0177
184	'mom_max_70-2'	2,71E+05	3,06E+05	1,13E+00	6.9	1,07E+06	0,0354	0,0092
185	'mom_min_70-2'	-4,48E+05	2,98E+05	-6,64E-01	6.9	-1,07E+06	0,0430	0,0179
186	'cort_max_70-1'	4,24E+04	1,26E+05	2,97E+00	6.10	1,12E+06	0,0000	0,0000
187	'cort_min_70-1'	-2,58E+05	1,26E+05	-4,87E-01	6.10	-1,12E+06	0,0000	0,0000
188	'cort_max_70-2'	2,59E+05	1,26E+05	4,86E-01	6.10	1,12E+06	0,0000	0,0000
189	'cort_min_70-2'	-4,00E+04	1,26E+05	-3,14E+00	6.10	-1,12E+06	0,0000	0,0000
190	'mom_max_71-1'	2,51E+05	2,81E+05	1,12E+00	6.9	1,07E+06	0,0260	0,0055
191	'mom_min_71-1'	-4,03E+05	2,75E+05	-6,82E-01	6.9	-1,07E+06	0,0261	0,0106
192	'mom_max_71-2'	2,22E+05	2,68E+05	1,21E+00	6.9	1,07E+06	0,0182	0,0041
193	'mom_min_71-2'	-4,00E+05	2,64E+05	-6,61E-01	6.9	-1,07E+06	0,0245	0,0080
194	'cort_max_71-1'	2,70E+04	1,14E+05	4,21E+00	6.10	1,12E+06	0,0000	0,0000
195	'cort_min_71-1'	-2,39E+05	1,13E+05	-4,74E-01	6.10	-1,12E+06	0,0000	0,0000
196	'cort_max_71-2'	2,44E+05	1,14E+05	4,66E-01	6.10	1,12E+06	0,0000	0,0000
197	'cort_min_71-2'	-2,11E+04	1,13E+05	-5,35E+00	6.10	-1,12E+06	0,0000	0,0000
198	'mom_max_84-1'	1,61E+05	1,97E+05	1,23E+00	6.9	7,73E+05	0,0170	0,0032
199	'mom_min_84-1'	-3,33E+05	1,92E+05	-5,77E-01	6.9	-7,73E+05	0,0461	0,0106
200	'mom_max_84-2'	1,80E+05	2,06E+05	1,14E+00	6.9	7,73E+05	0,0236	0,0055
201	'mom_min_84-2'	-3,37E+05	1,99E+05	-5,92E-01	6.9	-7,73E+05	0,0508	0,0120
202	'cort_max_84-1'	-5,14E+03	8,26E+04	-1,61E+01	6.10	8,60E+05	0,0000	0,0000
203	'cort_min_84-1'	-2,16E+05	8,31E+04	-3,85E-01	6.10	-8,60E+05	0,0000	0,0000
204	'cort_max_84-2'	2,12E+05	8,26E+04	3,89E-01	6.10	8,60E+05	0,0000	0,0000

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecua- ciones que aplican	Límite	Proba- bilidad exce- dencia ¹	Proba- bilidad exce- dencia ²
205	'cort_min_84-2'	1,79E+03	8,30E+04	4,64E+01	6.10	-8,60E+05	0,0000	0,0000
206	'mom_max_85-1'	2,06E+05	2,29E+05	1,11E+00	6.9	7,73E+05	0,0388	0,0087
207	'mom_min_85-1'	-3,74E+05	2,19E+05	-5,85E-01	6.9	-7,73E+05	0,0789	0,0236
208	'mom_max_85-2'	2,01E+05	2,29E+05	1,14E+00	6.9	7,73E+05	0,0364	0,0083
209	'mom_min_85-2'	-3,78E+05	2,19E+05	-5,78E-01	6.9	-7,73E+05	0,0790	0,0238
210	'cort_max_85-1'	1,28E+04	9,31E+04	7,25E+00	6.10	8,60E+05	0,0000	0,0000
211	'cort_min_85-1'	-2,29E+05	9,32E+04	-4,07E-01	6.10	-8,60E+05	0,0000	0,0000
212	'cort_max_85-2'	2,31E+05	9,31E+04	4,04E-01	6.10	8,60E+05	0,0000	0,0000
213	'cort_min_85-2'	-1,11E+04	9,32E+04	-8,40E+00	6.10	-8,60E+05	0,0000	0,0000
214	'mom_max_86-1'	1,84E+05	2,06E+05	1,12E+00	6.9	7,73E+05	0,0241	0,0059
215	'mom_min_86-1'	-3,32E+05	2,00E+05	-6,01E-01	6.9	-7,73E+05	0,0499	0,0118
216	'mom_max_86-2'	1,57E+05	1,97E+05	1,25E+00	6.9	7,73E+05	0,0179	0,0029
217	'mom_min_86-2'	-3,38E+05	1,92E+05	-5,70E-01	6.9	-7,73E+05	0,0464	0,0104
218	'cort_max_86-1'	-1,99E+02	8,29E+04	-4,18E+02	6.10	8,60E+05	0,0000	0,0000
219	'cort_min_86-1'	-2,11E+05	8,27E+04	-3,93E-01	6.10	-8,60E+05	0,0000	0,0000
220	'cort_max_86-2'	2,17E+05	8,30E+04	3,82E-01	6.10	8,60E+05	0,0000	0,0000
221	'cort_min_86-2'	6,79E+03	8,27E+04	1,22E+01	6.10	-8,60E+05	0,0000	0,0000
222	'mom_max_99-1'	8,08E+04	1,25E+05	1,55E+00	6.9	3,97E+05	0,0363	0,0001
223	'mom_min_99-1'	-2,49E+05	1,10E+05	-4,43E-01	6.9	-3,97E+05	0,1421	0,0002
224	'mom_max_99-2'	8,64E+04	1,29E+05	1,50E+00	6.9	3,97E+05	0,0446	0,0001
225	'mom_min_99-2'	-2,52E+05	1,12E+05	-4,44E-01	6.9	-3,97E+05	0,1508	0,0001
226	'cort_max_99-1'	-3,92E+04	4,91E+04	-1,25E+00	6.10	5,53E+05	0,0000	0,0000
227	'cort_min_99-1'	-1,79E+05	4,97E+04	-2,79E-01	6.10	-5,53E+05	0,0000	0,0000
228	'cort_max_99-2'	1,78E+05	4,92E+04	2,76E-01	6.10	5,53E+05	0,0000	0,0000
229	'cort_min_99-2'	3,90E+04	4,97E+04	1,28E+00	6.10	-5,53E+05	0,0000	0,0000
230	'mom_max_100-1'	1,01E+05	1,40E+05	1,38E+00	6.9	3,97E+05	0,0643	0,0001
231	'mom_min_100-1'	-2,71E+05	1,17E+05	-4,33E-01	6.9	-3,97E+05	0,1941	0,0002
232	'mom_max_100-2'	9,72E+04	1,40E+05	1,44E+00	6.9	3,97E+05	0,0630	0,0002
233	'mom_min_100-2'	-2,74E+05	1,17E+05	-4,27E-01	6.9	-3,97E+05	0,2040	0,0004
234	'cort_max_100-1'	-3,02E+04	5,31E+04	-1,76E+00	6.10	5,53E+05	0,0000	0,0000
235	'cort_min_100-1'	-1,85E+05	5,32E+04	-2,87E-01	6.10	-5,53E+05	0,0000	0,0000
236	'cort_max_100-2'	1,87E+05	5,32E+04	2,84E-01	6.10	5,53E+05	0,0000	0,0000
237	'cort_min_100-2'	3,20E+04	5,32E+04	1,66E+00	6.10	-5,53E+05	0,0000	0,0000
238	'mom_max_101-1'	9,04E+04	1,29E+05	1,43E+00	6.9	3,97E+05	0,0464	0,0001
239	'mom_min_101-1'	-2,48E+05	1,12E+05	-4,50E-01	6.9	-3,97E+05	0,1460	0,0002
240	'mom_max_101-2'	7,71E+04	1,25E+05	1,62E+00	6.9	3,97E+05	0,0348	0,0001
241	'mom_min_101-2'	-2,52E+05	1,10E+05	-4,37E-01	6.9	-3,97E+05	0,1463	0,0003
242	'cort_max_101-1'	-3,72E+04	4,97E+04	-1,33E+00	6.10	5,53E+05	0,0000	0,0000
243	'cort_min_101-1'	-1,77E+05	4,91E+04	-2,78E-01	6.10	-5,53E+05	0,0000	0,0000
244	'cort_max_101-2'	1,80E+05	4,97E+04	2,76E-01	6.10	5,53E+05	0,0000	0,0000
245	'cort_min_101-2'	4,08E+04	4,91E+04	1,20E+00	6.10	-5,53E+05	0,0000	0,0000

Item	Variable	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	σ/μ	Ecua-ciones que aplican	Límite	Proba-bilidad exce-dencia ¹	Proba-bilidad exce-dencia ²
246	F.2-46_1-1	4,95E-01	2,50E-01	5,06E-01	6.11	9,00E-01	0,0920	0,0266
247	F.2-46_1-2	4,17E-01	1,85E-01	4,44E-01	6.11	9,00E-01	0,0327	0,0034
248	F.2-46_14-1	5,07E-01	2,24E-01	4,42E-01	6.11	9,00E-01	0,0784	0,0199
249	F.2-46_14-2	3,64E-01	1,09E-01	2,99E-01	6.11	9,00E-01	0,0001	0,0000
250	F.2-46_27-1	5,07E-01	2,24E-01	4,42E-01	6.11	9,00E-01	0,0782	0,0199
251	F.2-46_27-2	3,64E-01	1,09E-01	2,99E-01	6.11	9,00E-01	0,0003	0,0000
252	F.2-46_40-1	3,80E-01	1,59E-01	4,18E-01	6.11	9,00E-01	0,0155	0,0000
253	F.2-46_40-2	4,19E-01	1,85E-01	4,42E-01	6.11	9,00E-01	0,0333	0,0027
254	F.2-46_4-1	4,15E-01	2,06E-01	4,98E-01	6.11	9,00E-01	0,0421	0,0095
255	F.2-46_4-2	4,14E-01	2,04E-01	4,93E-01	6.11	9,00E-01	0,0412	0,0079
256	F.2-46_17-1	3,81E-01	1,60E-01	4,19E-01	6.11	9,00E-01	0,0155	0,0000
257	F.2-46_17-2	3,80E-01	1,57E-01	4,13E-01	6.11	9,00E-01	0,0135	0,0000
258	F.2-46_30-1	3,82E-01	1,60E-01	4,18E-01	6.11	9,00E-01	0,0157	0,0000
259	F.2-46_30-2	3,80E-01	1,57E-01	4,13E-01	6.11	9,00E-01	0,0132	0,0000
260	F.2-46_43-1	4,16E-01	2,07E-01	4,96E-01	6.11	9,00E-01	0,0433	0,0087
261	F.2-46_43-2	4,15E-01	2,04E-01	4,91E-01	6.11	9,00E-01	0,0423	0,0079
262	F.2-46_7-1	4,08E-01	1,98E-01	4,86E-01	6.11	9,00E-01	0,0358	0,0062
263	F.2-46_7-2	3,92E-01	1,84E-01	4,69E-01	6.11	9,00E-01	0,0276	0,0003
264	F.2-46_20-1	3,91E-01	1,75E-01	4,49E-01	6.11	9,00E-01	0,0228	0,0006
265	F.2-46_20-2	3,64E-01	1,54E-01	4,23E-01	6.11	9,00E-01	0,0096	0,0000
266	F.2-46_33-1	3,74E-01	1,60E-01	4,29E-01	6.11	9,00E-01	0,0144	0,0000
267	F.2-46_33-2	3,46E-01	1,39E-01	4,03E-01	6.11	9,00E-01	0,0027	0,0000
268	F.2-46_46-1	4,11E-01	1,98E-01	4,83E-01	6.11	9,00E-01	0,0372	0,0065
269	F.2-46_46-2	3,95E-01	1,84E-01	4,66E-01	6.11	9,00E-01	0,0286	0,0012
270	F.2-46_10-1	4,15E-01	2,08E-01	5,02E-01	6.11	9,00E-01	0,0378	0,0074
271	F.2-46_10-2	3,78E-01	1,69E-01	4,46E-01	6.11	9,00E-01	0,0117	0,0000
272	F.2-46_23-1	4,11E-01	2,08E-01	5,07E-01	6.11	9,00E-01	0,0371	0,0079
273	F.2-46_23-2	3,51E-01	1,52E-01	4,33E-01	6.11	9,00E-01	0,0009	0,0000
274	F.2-46_36-1	4,13E-01	2,08E-01	5,03E-01	6.11	9,00E-01	0,0375	0,0073
275	F.2-46_36-2	3,52E-01	1,52E-01	4,32E-01	6.11	9,00E-01	0,0009	0,0000
276	F.2-46_49-1	4,20E-01	2,08E-01	4,95E-01	6.11	9,00E-01	0,0393	0,0075
277	F.2-46_49-2	3,82E-01	1,69E-01	4,42E-01	6.11	9,00E-01	0,0115	0,0000
278	despl abs máx	1,19E-02	9,02E-03	7,55E-01	6.12	2,81E-02	0,0651	0,0651
279	despl abs máx	0,01194	0,00901928	0,755383	D. leve	2,30E-02	0,1261	0,1261
280	despl abs máx	0,01194	0,00901928	0,755383	D. mod.	6,94E-02	0,0008	0,0008
281	despl abs máx	0,01194	0,00901928	0,755383	D. sev.	1,12E-01	0,0000	0,0000
282	despl abs máx	0,01194	0,00901928	0,755383	Colapso	2,08E-01	0,0000	0,0000

Notas:

(1) Calculada con respecto a valores de resistencia nominales

(2) Calculada con respecto a valores de resistencia aleatorios

Tabla A4.6. Resultados de simulación de Montecarlo en el pórtico alto no arriostrado