



ugr

Universidad
de Granada

Tesis doctoral

Performance based earthquake resistant design based on energy balance applied to frames with passive control systems

**Proyecto sismorresistente basado en prestaciones utilizando métodos energéticos
aplicado a pórticos con sistemas de control pasivo**

Autor: Leandro M. Morillas Romero

Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica

Programa oficial de Posgrado en Estructuras

Universidad de Granada

Director: Dr. Amadeo Benavent Climent

Mayo de dos mil trece

Editor: Editorial de la Universidad de Granada
Autor: Leandro M. Morilla Romero
D.L.: GR 120-2014
ISBN: 978-84-9028-689-0

Resumen

El objeto de esta tesis es plantear una nueva metodología sismorresistente basada en prestaciones y en las ecuaciones de balance de energías de Housner-Akiyama para proyectar estructuras porticadas de hormigón armado equipadas con sistemas de control pasivo.

Desde el primer código sísmico promulgado en Japón en los años 20 del siglo pasado, las filosofías para proyectar estructuras en zonas sísmicas han evolucionado desde el proyecto en régimen elástico, pasando por la admisión de deformaciones plásticas en la estructura bajo el sismo más severo esperable, hasta su estado actual orientado al control del daño. Los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995) supusieron un antes y un después en la ingeniería sísmica y han actuado como espoleta en el desarrollo de un nuevo paradigma conocido como *proyecto sismorresistente basado en prestaciones* (Performance Based Seismic Design PBSD). El paradigma del PBSD se recoge por primera vez en el informe de 1995 elaborado por la SEAOC (Structural Engineers Association of California) denominado *Vision 2000, a Framework for Performance-Based Engineering*. El concepto innovador introducido en este documento es no sólo prevenir el colapso de la estructura en caso de un terremoto severo sino también controlar también los daños estructurales (en vigas, pilares, pantallas, etc) y los no estructurales (equipamientos, instalaciones, etc.) para diferentes niveles de la acción sísmica.

Esta tesis se enmarca en la filosofía del PBSD y se dirige a una tipología estructural muy concreta: las estructuras porticadas de nudos rígidos de hormigón armado. Entre las diferentes formas de alcanzar los objetivos de control de daño que persigue el PBSD se aboga por el empleo de una variante concreta de los sistemas de control: los de tipo pasivo basados en el uso de disipadores de energía. Para el cálculo sísmico necesario para el proyecto de estructura se opta por profundizar en el uso de los métodos basados en el concepto de energía de Housner-Akiyama.

El primer y segundo capítulos introducen el objetivo y el marco de desarrollo de este trabajo así como el estado del arte del proyecto sismorresistente basado en prestaciones, de los sistemas de control pasivo y de los métodos energéticos de proyecto de estructuras equipadas con disipadores de energía.

El capítulo 3 investiga el comportamiento histerético, la capacidad límite última y la eficacia de un disipador histerético de energía concreto aplicado a estructuras porticadas de hormigón armado. Con este objeto se realizan series de ensayos cuasi-estáticos, dinámicos y simulaciones numéricas.

El capítulo 4 se propone un método para proyectar estructuras porticadas equipadas con sistemas de control pasivo basado en el concepto del balance de energético de Housner-Akiyama, que permite materializar el paradigma del proyecto basado en prestaciones.

En el capítulo 5 se desarrollan ejemplos de aplicación del método de proyecto propuesto en una zo-

na de sismicidad moderada. Las prestaciones de estos prototipos se evalúan en el capítulo 6 mediante simulaciones numéricas el comportamiento de una estructura porticada equipada con disipadores de energía siguiendo la filosofía del proyecto sismorresistente basado en prestaciones.

En el capítulo 7 se presenta una comprobación experimental usando ensayos dinámicos sobre mesa vibrante de un espécimen que representa una subestructura de hormigón armado proyectada con el método propuesto.

Finalmente, se presentan las conclusiones de esta tesis y futuras líneas de trabajo en el capítulo 8.

Abstract

The objective of this thesis is to develop a new performance based earthquake resistant design method based on energy balance applied to reinforced concrete frames with passive control systems.

Since the first seismic code was published in Japan in the 1920's, seismic resistant design of building structures on earthquake prone areas has evolved from the first elastic designs to the admission of inelastic deformations after the design earthquake into the current philosophies of damage control. After the events of Northridge (1994) and Kobe (1995) a number of significant new schools of thought have appeared worldwide giving birth to the paradigm of Performance Based Seismic Design PBSD.

The main concepts of PBSD were published in 1995 in the SEAOC (Structural Engineers Association of California) report known as Vision 2000, a Framework for Performance-Based Engineering. The innovative idea in this document is to control damage in structural elements (columns, beams, walls) and non-structural components (equipment, facilities) considering several intensities of the seismic action in addition to the classic objective of preventing structural collapse. This new conceptual framework has boosted two research areas. On the one hand, the appearance of new methodologies to quantitatively estimate seismic damage, such as displacement based design and the energy based method of Housner-Akiyama. On the other hand, the implementation and advances of innovative technologies that have been developed in the last few decades, such as passive and active control of structures.

This thesis adopts the PBSD methodology and focuses on reinforced concrete moment resisting frames. Among the technologies available to control damage, hysteretic based passive control has been chosen for its lower cost and simplicity. All the procedures for designing the structure are then changed into the use of energy based methods of Housner-Akiyama.

Chapter 1 and 2 introduce the main concepts developed in the body of this thesis, the objectives and state-of-the-art of PBSD, passive control and energy-based methods to design structures with passive control devices.

Chapter 3 investigates the hysteretic behaviour, the ultimate energy dissipation capacity and the seismic performance of reinforced concrete framed structures with dampers hysteretic dampers. To this end, series of quasi-static and dynamic tests and non linear dynamic simulations have been performed.

In chapter 4, a performance-based design method following Housner-Akiyama energy balance concept for designing framed structures equipped with hysteretic dampers is proposed.

In chapter 5 some examples of application of the method are developed to a moderate seismic-

city area. The dynamic behaviour and damage of the damper-added prototype in the framework of Performance Based Evaluation is assessed by means of numerical simulations in chapter 6.

In chapter 7 a series of shake table tests of a specimen that represents a reinforced concrete substructure designed with this method are presented and analysed in order to empirically check the outcomes of the method.

Lastly, chapter 8 brings this thesis to conclusions and proposes further areas of scholarship.

Agradecimientos

Realizar esta tesis doctoral ha sido la actividad más estimulante de mi vida académica. Ha sido un privilegio para mi estar en el Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica de la Universidad de Granada, en el Dipartimento di Meccanica Strutturale de la Università degli studi di Pavia y en el Department of Civil, Structural and Environmental Engineering de la University at Buffalo (The State University of New York). Gracias a todos mis compañeros que tanto me han ayudado.

Mi primera deuda de gratitud es para mi director Amadeo Benavent Climent. Sin él ninguna página de esta tesis habría sido escrita. Gracias también al programa de formación de personal docente e investigador predoctoral en las Universidades Públicas de Andalucía en áreas de conocimiento consideradas deficitarias por necesidades docentes, al proyecto de Excelencia de la Junta de Andalucía “Desarrollo e implementación de la tecnología de los disipadores de energía aplicada al control del daño en construcciones sometidas a terremotos, y su evaluación mediante técnicas avanzadas” P07.TEP.02610, y al Fondo Europeo de Desarrollo Regional.

Gracias a los profesores miembros del tribunal de tesis, Enrique Alarcón, Gerardo Alguacil, Antolino Gallego, Rafael Gallego, Francisco López Almansa, Fabrizio Mollaioli y Francisco Vidal, así como a los profesores Fabio Casciati, Michael Constantinou, Mario Rodríguez y Santiago Pujol. Son todos un ejemplo de vocación y pasión por el trabajo y la investigación.

Finalmente, gracias a mi familia y amigos por su amor y respeto.

Índice general

Lista de figuras	11
Lista de tablas	16
1. Introducción	19
1.1. Evaluación sismorresistente basada en prestaciones	20
1.2. Proyecto sismorresistente basado en prestaciones	27
1.3. Sistemas de control pasivo	30
1.4. Disipadores histeréticos	31
1.4.1. Disipadores de barras de pandeo restringido (unbonded braces)	31
1.4.2. Disipador <i>slit-type plates</i>	32
1.4.3. Disipador <i>Steel Slit Damper</i>	32
1.4.4. Disipador <i>Yielding Shear Panel Device</i>	32
1.4.5. Disipadores tipo <i>Added Damping and Stiffness</i>	33
1.4.6. El disipador <i>Web plastifying damper</i> WPD	34
1.5. Métodos energéticos de proyecto de estructuras con disipadores histeréticos	34
1.5.1. Métodos basados en amortiguamiento equivalente	34
1.5.2. Standard Building Law of Japan	35
1.5.2.1. Definición de la acción sísmica	35
1.5.2.2. Cálculo sísmico para sismos frecuentes	36
1.5.2.3. Cálculo sísmico para sismos raros	37
1.5.3. Métodos energéticos basados en espectros de ductilidad objetivo	39
1.5.4. Método energético de rehabilitación sísmica con disipadores	40
2. Objetivos	41
3. Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía	42
3.1. Investigación experimental	42
3.1.1. Especímenes y sus propiedades	42
3.1.2. Historiales de desplazamiento aplicados	44
3.1.3. Configuración del experimento e instrumentación	45
3.1.4. Resultados y discusión	46
3.1.4.1. Relación carga-desplazamiento	46

Índice general

3.1.4.2.	Descomposición de las curvas carga-desplazamiento	50
3.2.	Capacidad límite última de disipación de energía	56
3.2.1.	Predicción de la CLUDE	57
3.2.2.	Rutas de Disipación de Energía	59
3.3.	Modelo de comportamiento histerético	59
3.3.1.	Modelizado de la parte de esqueleto de la curva	59
3.3.1.1.	Relación momento curvatura	60
3.3.1.2.	Relación fuerza desplazamiento teniendo en cuenta efectos de segundo orden	61
3.3.2.	Modelizado de la parte de Bauschinger de la curva	63
3.3.3.	Comprobación del modelo histerético propuesto	65
3.4.	Comprobación mediante ensayos dinámicos	65
3.4.1.	Descripción de los ensayos	65
3.4.1.1.	Prototipo	65
3.4.1.2.	Especimen	66
3.4.1.3.	Configuración del experimento e instrumentación	71
3.4.1.4.	Terremoto aplicado	77
3.4.1.5.	Formas de aplicar el terremoto	79
3.4.2.	Comprobación	79
3.5.	Análisis de la eficacia de estructuras equipadas con disipadores de energía	82
3.5.1.	Prototipos de estructura y criterios de dimensionado de disipadores	84
3.5.1.1.	Prototipos	84
3.5.2.	Selección de terremotos aplicados	95
3.5.3.	Modelo analítico	99
3.5.4.	Cálculos realizados	99
3.5.5.	Resultados	99
3.5.5.1.	Relación η/μ en los elementos rígidos y flexibles cuando el pórtico plastifica	100
3.5.5.2.	Relación ${}_s\eta/{}_s\mu$ en los elementos rígidos cuando el pórtico se mantiene elástico	106
3.5.5.3.	Relación ${}_s\eta/{}_s\mu$ en estructuras rígido-flexibles de un grado de libertad cuando el pórtico se mantiene flexible	109
4.	Metodología basada en prestaciones	111
4.1.	Bases teóricas	111
4.2.	Modelo de la estructura	112
4.3.	Balance de energías	115
4.4.	Distribución del input de energía en la estructura	116
4.5.	Relaciones empíricas η/μ	118

Índice general

4.6.	Formulación del método	119
4.6.1.	Balance de energía en el instante de deformación máxima	119
4.6.2.	Balance de energía en el instante en que termina el terremoto	121
4.6.3.	Predicción de la respuesta	122
4.7.	Procedimiento de proyecto	123
5.	Aplicación de la metodología	127
5.1.	Prototipo de tres plantas proyectado para terremotos de campo lejano	127
5.1.1.	Análisis de peligrosidad sísmica	127
5.1.2.	Proyecto del pórtico	128
5.1.3.	Evaluación de la capacidad lateral del pórtico	130
5.1.4.	Dimensionado de los disipadores en los diversos niveles de peligrosidad . . .	130
5.1.5.	Predicción de la respuesta	132
5.1.6.	Decisión del dimensionado de proyecto	133
5.2.	Prototipo de seis plantas proyectado para terremotos de campo cercano	134
5.2.1.	Análisis de peligrosidad sísmica	134
5.2.2.	Proyecto del pórtico	134
5.2.3.	Evaluación de la capacidad lateral del pórtico	138
5.2.4.	Dimensionado de los disipadores en los diversos niveles de peligrosidad . . .	138
5.2.5.	Predicción de la respuesta	140
5.2.6.	Decisión del dimensionado de proyecto	140
6.	Evaluación basada en prestaciones	142
6.1.	Prototipo de tres plantas	142
6.1.1.	Descripción del modelo analítico	142
6.1.2.	Selección de terremotos	143
6.1.3.	Cuantificación de la respuesta	144
6.1.4.	Evaluación de las prestaciones	150
6.1.4.1.	Estado de daño del pórtico	150
6.1.4.2.	Deformación lateral	151
6.1.4.3.	Estado de daño de disipadores	153
6.1.4.4.	Aceleración absoluta de respuesta en cada planta	153
6.1.4.5.	Resumen	154
6.2.	Prototipo de seis plantas	155
6.2.1.	Descripción del modelo analítico	155
6.2.2.	Selección de terremotos	155
6.2.3.	Cuantificación de la respuesta	157
6.2.4.	Evaluación de las prestaciones	166
6.2.4.1.	Estado de daño del pórtico	166
6.2.4.2.	Deformación lateral	167

Índice general

6.2.4.3.	Estado de daño de disipadores	168
6.2.4.4.	Aceleración absoluta de respuesta en cada planta	169
6.2.4.5.	Resumen	170
7.	Comprobación experimental	172
7.1.	Descripción del especimen	174
7.1.1.	Materiales	180
7.2.	Configuración del experimento	180
7.2.1.	Montaje	180
7.2.2.	Instrumentación	180
7.2.3.	Simulaciones sísmicas realizadas	183
7.3.	Cuantificación y evaluación de la respuesta	187
7.3.1.	Parámetros generales de respuesta	187
7.3.2.	Respuesta de los disipadores	193
7.3.3.	Respuesta del pórtico	200
7.3.3.1.	Máximas deformaciones	200
7.3.3.2.	Disipación de energía	200
7.3.3.3.	Evaluación del daño en el pórtico	209
7.3.3.4.	Evaluación de la fisuración del pórtico	211
7.4.	Comprobación del método propuesto	217
7.4.1.	Estimación de las propiedades mecánicas	218
7.4.2.	Estimación del número de ciclos equivalentes	219
7.4.3.	Predicción de la deformación lateral entre plantas	220
7.4.4.	Predicción de la energía disipada	220
7.4.5.	Comparación de valores obtenidos en las simulaciones sísmicas y predicción	221
7.5.	Evaluación de las prestaciones	222
8.	Conclusiones	225
9.	Bibliografía	235

Lista de figuras

1.1. Metodología de evaluación basada en prestaciones ATC-58	24
1.2. Marco de trabajo de la evaluación sismorresistente basada en prestaciones PEER . . .	25
1.3. Prestaciones objetivo Vision 2000	28
1.4. Metodología de proyecto basada en prestaciones ATC-58	29
1.5. Secciones de BRBs, diversos autores	31
1.6. Disipador slit-type steel plate	32
1.7. Disipador tipo SSD	32
1.8. Disipador tipo YSPD	33
1.9. Disipador ADAS	33
1.10. Disipador TADAS	34
1.11. Deformación de los WPD	34
3.1. Componente de disipador WPD	42
3.2. Historial de carga con amplitud incremental	44
3.3. Historial de desplazamiento con amplitud constante	44
3.4. Historial de desplazamiento ATC-40	45
3.5. Configuración de los ensayos cuasi-estáticos	45
3.6. Configuración de los ensayos cuasi-estáticos	45
3.7. Configuración del ensayo:detalle	46
3.8. Curva $Q - \delta$ (kN,mm) para $\phi = 2$	47
3.9. Curva $Q - \delta$ (kN,mm) para $\phi = 5$	47
3.10. Curva $Q - \delta$ (kN,mm) para $\phi = 10$	48
3.11. Curva $Q - \delta$ (kN,mm) para $\Delta = 20$	48
3.12. Curva $Q - \delta$ (kN,mm) para $\Delta = 30$	49
3.13. Curva $Q - \delta$ (kN,mm) para ATC-40	49
3.14. Patrón de rotura en disipadores WPD	50
3.15. Descomposición de curva $Q - \delta$	51
3.16. Descomposición de la curva $\phi = 2$	51
3.17. Descomposición de la curva $\phi = 5$	52
3.18. Descomposición de la curva $\phi = 10$	52
3.19. Descomposición de la curva $\delta = 20$	53
3.20. Descomposición de la curva $\delta = 30$	53

Lista de figuras

3.21. Descomposición de la curva <i>ATC</i> – 40	54
3.22. Resultados de los ensayos estáticos	56
3.23. Aproximación trilineal al esqueleto de las curvas cíclicas	57
3.24. Comparación de la aproximación trilineal con los datos experimentales	57
3.25. Propuesta de CLUDE	58
3.26. Rutas de disipación de energía para los ensayos estáticos	59
3.27. Proceso iterativo de cálculo de relación momento–curvatura	60
3.28. Relación momento–curvatura de la sección	61
3.29. Patrón de deformación típico del disipador WPD	62
3.30. Patrón de deformación de medio disipador WPD	62
3.31. Aproximaciones al esqueleto de la curva	63
3.32. Aproximación bilineal de la parte de Bauschinger	64
3.33. Regresión de los parámetros α y β	64
3.34. Comprobación en ensayo $\phi = 10$	65
3.35. Prototipo para ensayos dinámicos	66
3.36. Alzado del espécimen	68
3.37. Detalle de refuerzos de punzonamiento en espécimen	68
3.38. Armado de losa de espécimen	69
3.39. Disposición de los disipadores en diagonal	70
3.40. Vista frontal de la configuración del experimento	71
3.41. Vista lateral de la configuración del experimento	72
3.42. Planta de la configuración del experimento	73
3.43. Planta de la configuración del experimento	74
3.44. Instrumentación extensométrica en losa	75
3.45. Instrumentación de disipadores ensayados	76
3.46. Especimen instrumentado sobre la mesa sísmica	77
3.47. Espectros elásticos de respuesta	78
3.48. Acelerograma de la componente del terremoto aplicado	78
3.49. Curva cíclicas de disipadores en ensayo Calitri 700	79
3.50. Predicción de curva cíclica para ensayo Calitri 700	80
3.51. Comparación de las rutas de disipación	81
3.52. Coeficientes de amplificación de acciones sísmicas según NCSE02	85
3.53. Cuadro de pilares de pórtico de tres plantas	87
3.54. Armado de vigas de pórtico de tres plantas	88
3.55. Vigas de pórtico de seis plantas	89
3.56. Cuadro de pilares de pórtico de seis plantas	90
3.57. Vigas de pórtico de nueve plantas	92
3.58. Vigas de pórtico de nueve plantas	93
3.59. Cuadro de pilares de pórtico de nueve plantas	94

Lista de figuras

3.63. Ratios $f\eta/f\mu$	102
3.60. Prototipo de tres plantas: ratios $s\eta/s\mu$	103
3.61. Prototipo de seis plantas: ratios $s\eta/s\mu$	104
3.62. Prototipo de nueve plantas: ratios $s\eta/s\mu$	105
3.64. Predicción de n_{eq} para campo lejano [58]	106
3.65. Predicción de n_{eq} cerca de falla [58]	106
3.66. Predicción de n_{eq} con parámetros propuestos en campo lejano	108
3.67. Predicción de n_{eq} con parámetros propuestos en cercanía a fallas	108
3.68. Propuesta de predicción de n_{eq} para estructuras rígido–flexibles de un grado de libertad	109
4.1. Curva fuerza-desplazamiento de la planta i-ésima	113
4.2. Historia de energías debidas al sismo	115
5.1. Armado del pórtico	129
5.2. Armado del pórtico	135
5.3. Armado del pórtico	136
5.4. Armado del pórtico	137
6.1. FDA de desplazamientos máximos u_i	146
6.2. FDA de aceleración de respuesta a_i	147
6.3. FDA de daño en el pórtico $f\eta_i$	148
6.4. FDA de daño en los disipadores $s\eta_i$	149
6.5. Evaluación del daño en el pórtico para diferentes niveles de peligrosidad sísmica	151
6.6. Evaluación de desplazamientos u para diferentes niveles de peligrosidad sísmica	152
6.7. Evaluación del daño de los disipadores para diferentes niveles de peligrosidad sísmica	153
6.8. Evaluación de la aceleración absoluta de respuesta para diferentes niveles de peligrosidad sísmica	154
6.9. FDA de desplazamientos máximos u	162
6.10. FDA de aceleración de respuesta a	163
6.11. FDA de daño en el pórtico $f\eta$	164
6.12. FDA de daño en los disipadores $s\eta$	165
6.13. Evaluación del daño en el pórtico Di	167
6.14. Evaluación de desplazamientos u_i	168
6.15. Evaluación del daño de los disipadores $s\eta_i$	169
6.16. Evaluación de la aceleración de respuesta a_i	170
7.1. Prototipo de estructura	172
7.2. Armado de los pórticos X2 y X3	173
7.3. Armado de pilares	175

Lista de figuras

7.4. Armado de vigas perpendiculares al pórtico	176
7.5. Armado de vigas del pórtico	176
7.6. Armado inferior forjado	177
7.7. Armado superior forjado	178
7.8. Detalles montaje disipadores	179
7.9. Configuración del experimento: vista frontal	181
7.10. Configuración del experimento: planta	182
7.11. Configuración del experimento	183
7.12. Calitri 50: Espectros de respuesta inelástica de ductilidad constante	184
7.13. Calitri 100: Espectros de respuesta inelástica de ductilidad constante	185
7.14. Calitri 200: Espectros de respuesta inelástica de ductilidad constante	185
7.15. Calitri 300: Espectros de respuesta inelástica de ductilidad constante	186
7.16. Calitri 350: Espectros de respuesta inelástica de ductilidad constante	186
7.17. Numeración elementos estructurales del especimen	187
7.18. Respuesta durante la simulación sísmica c50	189
7.19. Respuesta durante la simulación sísmica c100	190
7.20. Respuesta durante la simulación sísmica c200	190
7.21. Respuesta durante la simulación sísmica c300	191
7.22. Respuesta durante la simulación sísmica 350	191
7.23. Historia de energías durante la simulación sísmica c50 por separado	192
7.24. Historia de energías durante la simulación sísmica c100 por separado	192
7.25. Historia de energías durante la simulación sísmica c200 por separado	192
7.26. Historia de energías durante la simulación sísmica c300 por separado	192
7.27. Historia de energías durante la simulación sísmica c350 por separado	193
7.28. Historia de energías acumuladas	193
7.29. Respuesta de los disipadores c50	194
7.30. Respuesta de los disipadores c100	194
7.31. Respuesta de los disipadores c200	195
7.32. Respuesta de los disipadores c300	195
7.33. Respuesta de los disipadores c350	196
7.34. Evaluación del daño acumulado en las sucesivas simulaciones en los disipadores	198
7.35. Distribución de energía en rótulas para simulación c50, sin acumular energías previas	203
7.36. Distribución de energía en rótulas para simulación c100, sin acumular energías previas	204
7.37. Distribución de energía en rótulas para simulación c200, sin acumular energías previas	205
7.38. Distribución de energía en rótulas para simulación c300, sin acumular energías previas	206
7.39. Distribución de energía en rótulas para simulación c350, sin acumular energías previas	207
7.40. Distribución de energías acumuladas en rótulas	208
7.41. Fisuración cara superior forjado (ancho de fisura en mm)	212

Lista de figuras

7.42. Fisuración cara inferior forjado (ancho de fisura en mm)	213
7.43. Fisuración pilares 1 y 3 (ancho de fisura en mm)	214
7.44. Fisuración pilares 1 y 2 (ancho de fisura en mm)	215
7.45. Fisuración pilares 4 y 2 (ancho de fisura en mm)	216
7.46. Fisuración pilares 3 y 4 (ancho de fisura en mm)	217
7.47. Relación fuerza–desplazamiento entre plantas obtenida de un análisis estático no lineal con el método del empuje incremental de uno de los pórticos	218
7.48. Comparación de la predicción de desplazamientos laterales	221
7.49. Comparación de la predicción de $s\eta_1$	221

Lista de tablas

1.1.	Correlación de estados límites y prestaciones	21
1.2.	Valores típicos de deformación de estructuras porticadas	21
1.3.	Descripciones generales del daño Vision 2000	22
1.4.	Descripciones generales del daño Vision 2000	23
1.5.	Deformaciones laterales límite en prestación de servicio	29
3.1.	Ensayo de tracción de testigos	43
3.2.	Resultados de los ensayos estáticos	55
3.3.	Parámetros del terremoto de Campano Lucano 1980, Calitri	78
3.4.	Parámetros de respuesta de disipadores	80
3.5.	Coefficientes estimación n_{eq} [58]	83
3.6.	Parámetros de proyecto de pórticos	85
3.7.	Propiedades mecánicas del pórtico de tres plantas	87
3.8.	Propiedades mecánicas del pórtico de seis plantas	91
3.9.	Propiedades mecánicas del pórtico de nueve plantas	91
3.10.	Dimensionado de los disipadores en los prototipos	95
3.11.	Acelerogramas empleados en cálculo dinámico (i)	97
3.12.	Acelerogramas empleados en cálculo dinámico (ii)	98
3.13.	Valores del ratio ${}_s\eta/{}_s\mu$ y ${}_f\eta/{}_f\mu$	100
3.14.	Propuesta de coeficientes estimación n_{eq}	109
3.15.	Coefficientes propuestos para estructuras con un grado de libertad	110
5.1.	Caracterización de la acción sísmica	128
5.2.	Materiales	130
5.3.	Capacidad lateral del pórtico	130
5.4.	Prestaciones objetivo de proyecto	130
5.5.	Dimensionado de los disipadores para cada nivel de peligrosidad sísmica	132
5.6.	Predicción del desplazamiento entreplantas máximo normalizado $\delta_{max,1}/H$ (%)	132
5.7.	Predicción de ${}_s\eta_1$	132
5.8.	Matriz de decisión	133
5.9.	Desplazamiento lateral del dimensionado IV (% de la altura de planta)	133
5.10.	Materiales	134

Lista de tablas

5.11. Capacidad lateral del pórtico	138
5.12. Dimensionados de los disipadores para cada nivel de peligrosidad sísmica	139
5.13. Predicción del desplazamiento máximo normalizado $\delta_{max,1}/H$ (%)	140
5.14. Predicción de ${}_s\eta_1$	140
5.15. Matriz de decisión	140
5.16. Desplazamiento lateral del dimensionado IV (% de la altura de planta)	141
6.1. Acelerogramas empleados para 50% y 20% de excedencia en 50 años	143
6.2. Acelerogramas empleados para 10% de excedencia en 50 años	143
6.3. Acelerogramas empleados para 2% de excedencia en 50 años	144
6.4. Máximas respuestas en 50% de excedencia en 50 años	144
6.5. Máximas respuestas en 20% de excedencia en 50 años	144
6.6. Máximas respuestas en 10% de excedencia en 50 años	145
6.7. Máximas respuestas en 2% de excedencia en 50 años	145
6.8. Prestaciones objetivo y predicción de ${}_s\eta_i$	150
6.9. Evaluación de prestaciones del prototipo	155
6.10. Acelerogramas empleados para 50% y 20% de excedencia en 50 años	156
6.11. Acelerogramas empleados para 10% de excedencia en 50 años	156
6.12. Acelerogramas empleados para 2% de excedencia en 50 años	157
6.13. Máximas respuestas en 50% de excedencia en 50 años	158
6.14. Máximas respuestas en 20% de excedencia en 50 años	159
6.15. Máximas respuestas en 10% de excedencia en 50 años	160
6.16. Máximas respuestas en 2% de excedencia en 50 años	161
6.17. Prestaciones objetivo del diseño y predicción de ${}_s\eta_i$	166
6.18. Evaluación de prestaciones del prototipo	171
7.1. Factores de escala aplicados al espécimen de ensayo	174
7.2. Propiedades de los materiales del espécimen	180
7.3. Simulaciones sísmicas realizadas	184
7.4. Caracterización dinámica	187
7.5. Parámetros de respuesta	188
7.6. Inputs de energía en cada simulación sísmica por separado	188
7.7. Deformaciones remanentes	188
7.8. Descomposición de energía acumulada en sucesivas simulaciones en el disipador 1 .	197
7.9. Descomposición de energía acumulada en sucesivas simulaciones en el disipador 2 .	197
7.10. Descomposición de energía acumulada en sucesivas simulaciones en el disipador 3 .	198
7.11. Descomposición de energía acumulada en sucesivas simulaciones en el disipador 4 .	198
7.12. Índices de daño D_i acumulado en las sucesivas simulaciones sísmicas	199
7.13. Índice de daño \overline{ID} acumulado en las sucesivas simulaciones sísmicas	200
7.14. Valores máximos de deformación en armaduras longitudinales	201

Lista de tablas

7.15. Energías disipadas acumuladas en las rótulas plásticas del pórtico	209
7.16. Índice de daño D_i de las rótulas	210
7.17. Índice de daño de Park y Ang de las rótulas	211
7.18. Propiedades mecánicas del pórtico	218
7.19. Propiedades mecánicas de los disipadores	219
7.20. Parámetros de la acción sísmica	219
7.21. Estimación del número de ciclos equivalentes	219
7.22. Parámetros para predicción de desplazamientos	220
7.23. Predicción de desplazamientos laterales máximos en planta baja	220
7.24. Estimación de la disipación de energía del pórtico	220
7.25. Evaluación de prestaciones	224

1 Introducción

La necesidad de construir edificios con unas prestaciones predecibles bajo todos los diferentes tipos de acciones que pueden experimentar en su vida útil no es nueva. Tras la aparición del primer código sísmico en Japón en los años 20 del siglo pasado, las filosofías para proyectar estructuras en zonas sísmicas evolucionaron desde el proyecto en régimen elástico hasta la admisión de deformaciones plásticas en la estructura bajo el sismo más severo esperable, con el objeto de reducir los costes de construcción teniendo en cuenta la vida útil del edificio y la peligrosidad sísmica. La admisión de deformaciones inelásticas en la estructura lleva implícita la admisión de ciertos daños reparables o irreparables.

Aunque ya en los años 60 aparecieron los primeros trabajos enfocados a minimizar el coste global de los edificios considerando probables estados de fallo [73] no fue hasta el terremoto de Loma Prieta en 1989 cuando se le otorgó al asunto verdadera importancia. La relativamente limitada intensidad del terremoto de Loma Prieta (magnitud 7.1) causó más de 8000 millones de dólares en daños directos. Esta pérdida económica se juzgó excesiva para un evento sísmico moderado tanto por la opinión pública como por los ingenieros civiles. Tres años más tarde, en 1992, la dirección del SEAOC (Structural Engineers Association of California) estableció el comité Vision 2000 para desarrollar un marco de trabajo para una nueva generación de códigos sismorresistentes basados en prestaciones. De acuerdo con este plan, un documento final con las provisiones sismorresistentes estaría listo en el año 2000. Al mismo tiempo, los expertos japoneses empezaron a desarrollar su visión del proyecto sismorresistente basado en prestaciones [45].

En 1994, el terremoto de Northridge (magnitud 6.7) causó pérdidas de más de 20000 millones de dólares y precipitó esos planes. Ante la necesidad de reparar, rehabilitar sísmicamente y reconstruir cientos de edificios, la Oficina de Servicios de Emergencia de California (*California Office of Emergency Services*) encargó a la SEAOC la redacción de las *Recommendations for Performance-Based Design and Construction Procedures* para su uso inmediato. En el año 1995, el gran terremoto de Hanshin (Hyogo-ken Nambu, de magnitud 6.9) causa pérdidas por más de 200 mil millones de dólares en la región de Kobe (Japón) y convirtió la actualización de los códigos en una prioridad global.

La adopción del nuevo marco conceptual del proyecto sismorresistente ha impulsado dos líneas fundamentales en la ingeniería sísmica actual. Por un lado, la puesta a punto de nuevos métodos de cálculo sísmico que permitan hacer estimaciones cuantitativas del daño. En esta línea se encuadran los métodos basados en el desplazamiento, y los métodos basados en balance energético de Housner-Akiyama. Por otro lado, han aparecido soluciones tecnológicas innovativas que se han ido desarro-

lizando en las últimas décadas, bajo el nombre de sistemas de control (activo o pasivo) de estructuras. Estos conceptos se discuten a continuación.

1.1. Evaluación sismorresistente basada en prestaciones

La primera evaluación sismorresistente de edificios en los actuales términos de prestaciones fue realizada por la SEAOC a partir de las observaciones del terremoto de Northridge[1], introduciendo cinco niveles de prestaciones descriptivos de los estados de daño de los edificios de la zona tras el terremoto:

1. Totalmente funcional

Es el nivel de prestaciones en que esencialmente no han ocurrido daños. Si un edificio responde a un terremoto de una determinada severidad con este nivel de prestaciones, las consecuencias de éste son despreciables. El edificio debe poder usarse inmediatamente y todos sus equipamientos y servicios básicos han de estar disponibles para su uso. En general, no se requerirán reparaciones.

2. Operativo

En este nivel hay daño moderado en los elementos no estructurales y los contenidos, y poco daño en los elementos estructurales. El daño está limitado y no compromete la seguridad ni la ocupación del edificio. El edificio debe quedar disponible para su ocupación tras el terremoto pero pueden existir ciertos daños en los contenidos, elementos no estructurales y equipamientos que alteren sus funciones normales. Es posible que algunos elementos deban repararse.

3. Seguridad para las vidas

En este nivel pueden producirse daños moderados tanto en los elementos estructurales como en los no estructurales. La rigidez y la capacidad lateral ha disminuído, posiblemente de manera seria. Sin embargo queda cierto margen hasta el colapso. No se han desprendido escombros. El daño sobre el edificio no es muy severo y se puede salir del edificio, aunque es posible que ascensores u otros equipamientos eléctricos y mecánicos no funcionen. El edificio no estará disponible para su ocupación inmediata y aunque sea reparable, seguramente sea económicamente inviable hacerlo.

4. Casi colapso

Es un estado de daño extremo en el que la resistencia lateral y vertical están seriamente comprometidas. Las réplicas podrían producir un colapso parcial o total. Han caído escombros y la salida puede estar obstruída. Sin embargo los elementos estructurales principales (vigas, pilares, pisos) todavía resisten su peso. El edificio será posiblemente inseguro y su reparación puede ser inviable técnica o económicamente.

5. Colapso total o parcial

1 Introducción

Los elementos que soportan carga vertical han colapsado. El edificio será inseguro y será necesario demolerlo.

Los edificios afectados por el terremoto de Northridge fueron clasificados en estos niveles cualitativos en atención a factores como la deformación experimentada, los daños en los elementos resistentes, constructivos, instalaciones, contenidos, sistemas de salida, la necesidad de reparación y los efectos en la ocupación del edificio como se muestra en las tablas 1.3 y 1.4.

Más recientemente [34] se han realizado propuestas cuantitativas de las prestaciones en términos de estados límites y deformaciones laterales de estructuras porticadas, como se muestra en las tablas 1.1 y 1.2.

Estados límite	Prestaciones		
	Servicio	Control de daño	Prevención de colapso
Fisuración	x	x	x
Primera fluencia	x	x	x
Astillamiento		x	x
Plastificación		x	x
Pandeo local		x	x
Aplastamiento			x
Fractura/Fatiga			x
Pandeo global			x
Deformación residual			x

Tabla 1.1: Correlación de estados límites y prestaciones

Prestaciones	Tipo de daño	Peligrosidad		Deriva entre plantas
Estado límite	Elemento	Tipo	Probabilidad	
Servicio	No estructural	Frecuente	50% en 50 años	$0,2 < d/h < 0,5\%$
Control de daño	Moderado en estructura	Ocasional	10% en 50 años	$0,5 < d/h < 1,5\%$
Prevención de colapso	Severo en estructura	Rara	2% en 50 años	$1,5 < d/h < 3,0\%$

Tabla 1.2: Valores típicos de deformación de estructuras porticadas

En los años siguientes el *Applied Technology Council* ATC y la *Federal Emergency Management Agency* FEMA [24, 39] desarrollaron metodologías más desarrolladas para la evaluación de prestaciones sísmicas, que dieron pasos importantes en esta dirección pero tenían serias carencias, ya que se basan en técnicas simplificadas de análisis (como métodos lineales, estáticos o con escasa calibración entre la demanda y la respuesta). En 2001, se inicia el proyecto ATC-58 [11] para el desarrollo de procedimientos de proyecto sismorresistentes basados en prestaciones para edificios nuevos y existentes (*Development of Next Generation Performance-Based Seismic Design Procedures for New and Existing Buildings*). El informe ATC-58, actualmente en redacción, plantea una metodología de evaluación de prestaciones siguiendo el diagrama de flujo de la fig. 1.1.

1 Introducción

	Nivel de prestaciones			
	Totalmente funcional	Operativo	Seguridad vidas	Casi colapso
Edificio	Despreciable	Ligero	Moderado	Severo
Deformación temporal	< ±0,20%	< ±0,50%	< ±1,5%	< ±2,5%
Deformación remanente	Despreciable	Despreciable	< ±0,50%	< ±2,5%
Daños en sistema transmisión de cargas verticales	Despreciable	Despreciable	Ligero a moderado, pero su capacidad ante cargas verticales es substancial	Moderado a fuerte, pero los elementos todavía soportan carga vertical.
Daños en sistema transmisión cargas laterales	Despreciable, respuesta principalmente elástica. No hay pérdida significativa de resistencia o rigidez.	Ligero. Respuesta casi elástica. La resistencia y la rigidez quedan afectadas. Fisuración o plastificación menor en los elementos estructurales. Reparaciones a conveniencia.	Moderado. Los sistemas de transmisión de cargas laterales quedan funcionales pero con resistencia y rigidez reducidas.	La resistencia y rigidez lateral residual es despreciable. Ninguna planta colapsa pero las deformaciones remanentes son importantes. Elementos estructurales secundarios pueden fallar.
Daños en sistemas constructivos	Daños despreciables en revestimientos, acristalamientos, particiones, techos, acabados, etc. Algún elemento aislado puede necesitar reparaciones a conveniencia.	Daño ligero a moderado en los sistemas constructivos. Todos los elementos esenciales están sanos y las materiales peligrosas contenidas.	Daño moderado a severo, pero no se ha producido el riesgo de caídas. Derrames mayores de materiales peligrosos.	Daño severo en sistemas constructivos. Algunos elementos pueden caer.
				Alto riesgo de caída de elementos. Destrucción de los componentes.
				Alto riesgo de caída de elementos. Destrucción de los componentes.

Tabla 1.3: Descripciones generales del daño Vision 2000

1 Introducción

	Nivel de prestaciones				
	Totalmente funcional	Operativo	Seguridad vidas	Casi colapso	Colapso
Sistemas de salida	No impedida	No hay obstrucciones significativas en las vías de salida. Los ascensores pueden reiniciarse pero siguen funcionando.	No hay obstrucciones significativas en las vías de salida. Los ascensores pueden dejar de funcionar por un tiempo prolongado.	Las salidas pueden estar obstruidas.	Las salidas pueden estar parcial o completamente obstruidas.
Instalaciones	Funcionales.	Las instalaciones esenciales y los sistemas de seguridad e incendios funcionan. Otras instalaciones pueden necesitar reparaciones y ser necesarias instalaciones temporales.	Algún equipamiento estropeado o saturado. Muchos sistemas no funcionan. Tuberías y conductos rotos.	Daño severo e interrupción permanente de las instalaciones.	Destrucción total o parcial. Interrupción permanente de las instalaciones.
Contenidos	Daños ligeros en los contenidos. Materiales peligroso seguros y sin daños.	Daños ligeros a moderados. Los contenidos críticos y peligrosos están seguros.	Daños severos a moderados. Derrames mayores de materiales peligrosos.	Daño severo. Los materiales peligrosos no se pueden contener.	Pérdida total o parcial de los contenidos.
Reparación	No necesaria.	A voluntad del usuario.	Posible, el edificio puede ser cerrado	Seguramente no práctica	Imposible.
Ocupación	Sin efectos	Posible uso continuado	Interrupción corta a indefinida.	Potencial pérdida permanente.	Potencial pérdida del uso.

Tabla 1.4: Descripciones generales del daño Vision 2000

1 Introducción

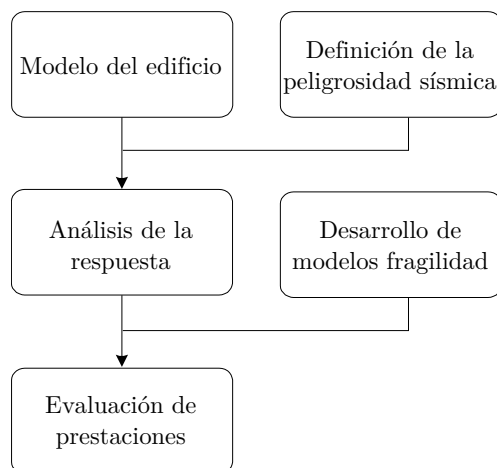


Figura 1.1: Metodología de evaluación basada en prestaciones ATC-58

En la metodología planteada en el proyecto ATC-58, inicialmente es necesario realizar un modelo del edificio que incluya todos los elementos sensibles a daño, como los sistemas estructurales, no estructurales y la ocupación del edificio. Estos componentes pueden asociarse por grupos de fragilidad (grupos de componentes con características de daño similares) y por grupos de prestaciones (grupos componentes que experimentan la misma demanda). Por su parte la peligrosidad sísmica puede ser caracterizada basándose en medidas de intensidad, escenarios, o períodos de retorno. Una vez definidos el modelo del edificio y la peligrosidad sísmica del sitio, se analiza la respuesta del edificio para predecir el daño en sus componentes. Se describen dos métodos: análisis de respuesta no lineal o bien análisis simplificados aplicando métodos de fuerzas laterales equivalentes, si bien esta simplificación es sólo aceptable para estructuras que no experimentan deformaciones severas en el rango inelástico. En la siguiente fase se desarrollan modelos de fragilidad que estiman la posibilidad de que ocurran daños en función de la intensidad y los modos de colapso. En la definición de éstas se emplea el análisis estructural y la experiencia obtenida en eventos sísmicos previos. Finalmente, se evalúan las prestaciones y las probables consecuencias de la respuesta del edificio a la vibración del suelo. Para tener en cuenta la incertidumbre del problema, esta metodología plantea un método de Monte Carlo con el que se evalúan de un modo más sistemático los posibles estados de daños.

En paralelo, aparece también en Estados Unidos planteamientos de metodologías más robustas para la evaluación de las prestaciones sismorresistentes [32, 67] en el *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER). Reconociendo la complejidad y naturaleza interdisciplinar del problema, el proceso se divide en varias fases que pueden ser estudiadas y resueltas de forma independiente. Dada la incertidumbre y variabilidad inherente a la respuesta sísmica, esta metodologías basadas en prestaciones se formalizan sobre una base probabilística. Tal y como se refleja en la fig. 1.2, el proceso comienza con la definición de una medida de la intensidad del terremoto (*intensity measure* ó *IM*), que define las características de los terremotos que podrían afectar a la respuesta estructural en un sentido probabilístico. La siguiente fase consiste en determinar parámetros de respuesta (*engineering demand parameters* ó *EDP*) que describan la respuesta estructural en términos de deformación, ace-

1 Introducción

laciones, disipación de energía, etc. que puedan contribuir al daño de los elementos estructurales y no estructurales. Para esta fase es necesario contar con datos empíricos o simulaciones numéricas con la peligrosidad sísmica determinada en la fase anterior. Esta segunda fase se relaciona con una tercera a través de una cuantificación probabilística del daño, que describe la salud de la estructura y sus componentes en términos de medida del daño (*damage measure* ó *DM*). Finalmente, esta cuantificación del daño se convierte en variables de decisión (*decision variables* ó *DV*), que traducen el daño en cantidades que puedan ser valoradas en términos de gestión de decisiones de riesgo, como coste de rehabilitación, tiempo de reparación, etc.

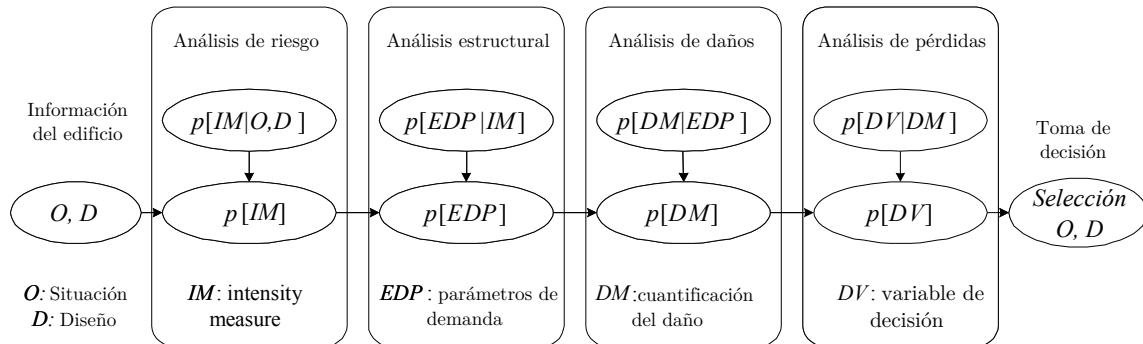


Figura 1.2: Marco de trabajo de la evaluación sismorresistente basada en prestaciones PEER

En resumen, esta metodología introduce un marco de trabajo consistente en preservar las incertidumbres estadísticas inherentes al problema con una base probabilística, siendo de aplicación a la evaluación de prestaciones de diversos tipos de sistemas estructurales [92]. Las fases de la metodología del PEER se resumen en los siguientes apartados.

Análisis del peligrosidad sísmica

En la primera fase se emplea un análisis de peligrosidad sísmica para describir la severidad de la acción sísmica para una estructura situada en un determinado lugar. Este análisis probabilístico de la peligrosidad sísmica tiene como resultado una curva de peligrosidad $\lambda(IM)$ que cuantifica la excedencia anual de un cierto valor de intensidad sísmica IM (*intensity measure*). Esta curva cuantifica la posibilidad de que el valor de alguna medida de intensidad sísmica exceda un cierto valor im para un lugar determinado en un período de tiempo concreto, es decir $v(IM > im)$. Generalmente en esta fase, se emplea un estudio probabilístico del entorno sísmico, las leyes de atenuación, y los efectos de sitio para determinar un modelo de la intensidad sísmica del lugar. Además, el análisis de peligrosidad sísmica se usa para caracterizar los sismos que se emplearán en la siguiente fase de análisis de respuesta.

Análisis de la respuesta

En esta segunda fase, la respuesta sísmica de los elementos estructurales y no estructurales se obtiene usando un modelo de la estructura. Este modelo puede ser analítico, físico o híbrido. Los acelerogramas usados en este análisis han de ser representativos de la peligrosidad del lugar y pue-

1 Introducción

den producir excursiones inelásticas en la estructura, de forma que lo más común en este paso es usar análisis dinámicos no lineales. El resultado del análisis de la respuesta son funciones estadísticas que relacionan la demanda en términos ingenieriles con la peligrosidad sísmica a la que se ha sometido la estructura. Los análisis de respuesta emplean los parámetros de demanda (*engineering demand parameters*, en adelante *EDP*) como variable aleatoria que produce la función de probabilidad condicional $G(edp|im)$, para representar la relación estadística entre *EDP* y *IM*. La probabilidad de excedencia de que la variable aleatoria *EDP* supere un cierto valor umbral *edp* viene dada por las siguientes ecuaciones.

$$P(EDP > edp) = \int_{im} G(edp|im) dG(im) \quad (1.1)$$

$$dP(EDP > edp) = \int_{im} dG(edp|im) dG(im) \quad (1.2)$$

Análisis de daños

A partir de datos de ensayos, reconocimientos tras eventos sísmicos o análisis del comportamiento dinámico, el daño en los elementos estructurales y no estructurales puede ser caracterizado en términos de curvas de fragilidad. Estas curvas de fragilidad son funciones de distribución acumulativa que representan la probabilidad de que se alcance un nivel de daño *dm* en algún elemento del edificio para una medida cuantitativa del valor de la demanda estructural *edp* dada. En este análisis se obtiene la probabilidad de que se supere una cierta medida de daño (*damage measure*) *DM* a partir de la función de probabilidad condicional $G(dm|edp)$ que relaciona la medida del daño *DM* con los valores de demanda estructural *EDP*. La probabilidad de excedencia de la variable aleatoria *DM* viene dada por:

$$P(DM > dm) = \int_{edp} G(dm|edp) dG(edp) \quad (1.3)$$

$$dP(DM > dm) = \int_{edp} dG(dm|edp) dG(edp) \quad (1.4)$$

Análisis de pérdidas

Finalmente, a partir de los resultados de los análisis de daños se obtienen las variables de decisión (*DV*) que pueden ser usadas por propietarios e inversores. El resultado de este análisis, por ejemplo, indica la probabilidad de superar un valor de costes de reparación en un período de tiempo. El análisis de pérdidas emplea como variable aleatoria a la variable de decisión (*DV*) y produce la función de probabilidad condicional $G(dv|dm)$ que relaciona *DV* y *DM*. La probabilidad de excedencia de la variable aleatoria *DV* viene dada por

$$P(DV > dv) = \int_{dm} G(dv|dm) dG(dm) \quad (1.5)$$

1 Introducción

A partir del teorema de la probabilidad total, se obtiene la probabilidad de excedencia de la variable de decisión dv dado un valor de intensidad sísmica $IM = im$.

$$P(DV > dv|im) = \int_{dm} G(dv|dm, im)dG(dm|im) = \int_{dm} G(dv|dm)dG(dm|im) \quad (1.6)$$

$$G(dv|im) = \int_{dm} G(dv|dm)dG(dm|im) \quad (1.7)$$

$$dP(DM > dm|im) = \int_{edp} dG(dm|edp, im)dG(edp|im) \quad (1.8)$$

$$dG(dm|im) = \int_{edp} dG(dm|edp)dG(edp|im) \quad (1.9)$$

Sustituyendo la eq. 1.9 en la eq. 1.7, obtenemos la probabilidad condicional de que la variable de decisión tenga un valor dv , dado un valor de intensidad $IM = im$.

$$G(dv|im) = \int_{dm} \int_{edp} G(dv|dm)dG(dm|edp)dG(edp|im) \quad (1.10)$$

Análogamente a partir de la eq. 1.9 obtenemos la probabilidad de condicional de que la medida del daño tenga un valor dm dado un valor de intensidad $IM = im$.

$$G(dm|im) = \int_{edp} G(dm|edp)dG(edp|im) \quad (1.11)$$

1.2. Proyecto sismorresistente basado en prestaciones

Tras el planteamiento en el documento Vision 2000 de las prestaciones objetivo resumidas en la figura 1.3, se han sucedido importantes avances en los procedimientos de proyecto sismorresistente basado en prestaciones, que son reconocidos por la comunidad científica internacional como el siguiente paso en la producción de códigos sísmicos para el desarrollo de comunidades resilientes y resistentes a las pérdidas [1].

1 Introducción

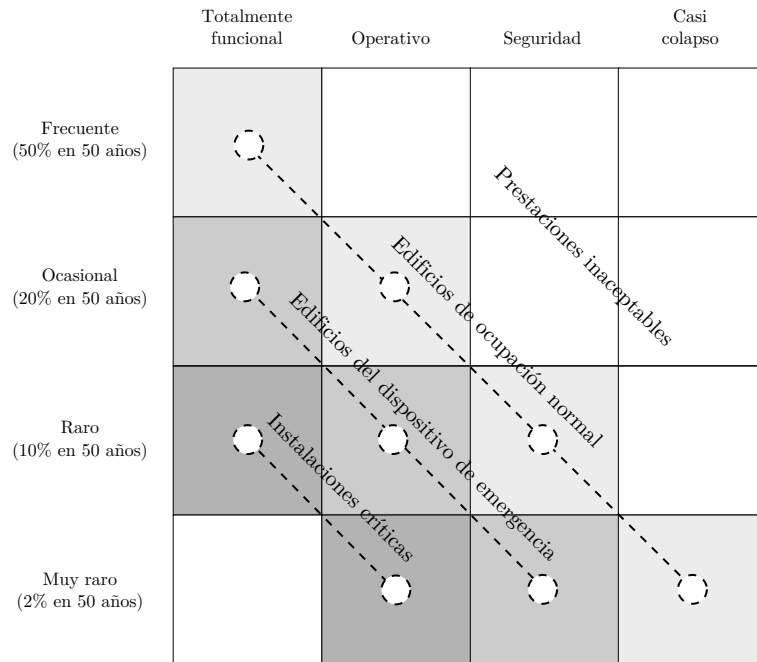


Figura 1.3: Prestaciones objetivo Vision 2000

Tras el terremoto de Hyogoken-nanbu en 1995, el código sísmico japonés se revisó en el 2000 para implementar el marco del proyecto sismorresistente basado en prestaciones, introduciendo dos objetivos: seguridad vital y limitación de daño para dos niveles de acción sísmica. Además, estas nuevas provisiones permiten aplicar nuevos métodos, sistemas estructurales y procesos constructivos [61]. Para satisfacer el objetivo de seguridad vital, el proyectista debe comprobar que ni el edificio ni ninguna de sus partes colapse, mientras que el requisito de limitación de daño tiene como objeto prevenir ó disminuir pérdidas económicas en caso de sismos frecuentes. Con este fin se consideran dos acciones sísmicas con diferentes probabilidades de ocurrencia. Se mantiene el sismo de proyecto correspondiente al período de retorno de 500 años, y se añade además el correspondiente a un periodo de retorno de 20 a 50 años. En esta revisión del código nipón se incluyen una serie de nuevos procedimientos de verificación que parten de la base de un sistema equivalente de un grado de libertad en el primer modo de vibración y el análisis de su respuesta, mientras que anteriormente la verificación estaba basada en la capacidad última del edificio ante cargas laterales. Este procedimiento está basado en métodos estáticos no lineales (pushover), el amortiguamiento histerético equivalente y la respuesta espectral $S_a - S_d$ [60].

En Europa, el proyecto sismorresistente basado en prestaciones queda recogido en el Eurocódigo 8: Proyecto de Estructuras Sismorresistentes[35] (EN1998-1:2004) y en la parte tercera de Evaluación y adecuación sísmica de edificios (EN1998-3:2004). En el primer documento se plantean dos niveles de peligrosidad sísmica, correspondientes a un sismo de proyecto con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años para el estado límite de no colapso y a una probabilidad de excedencia del 10% en 10 años para el estado límite de daños limitados. Por su parte, en el segundo documento se mencionan tres estados límite: casi colapso, daño significativo y daños limitados. En este marco

1 Introducción

diversos autores [36] han propuesto diversas limitaciones del desplazamiento lateral en función del tipo de elementos no estructurales, como se muestra en la tabla 1.5 .

Tipo de elementos no estructurales	Servicio
Frágiles	0.50 %
Dúctiles	0.75 %
Sin elementos	1 %

Tabla 1.5: Deformaciones laterales límite en prestación de servicio

Por su parte el proyecto ATC-58 (actualmente en redacción al 75%) [11] aparece en el marco del FEMA 445 [41] y define un marco conceptual para el proyecto sismorresistente basado en prestaciones como un proceso formal para el proyecto antisísmico de nuevos edificios (o rehabilitación sísmica de existentes) con la finalidad de alcanzar ciertos objetivos en terremotos futuros. Estos objetivos están relacionados con el daño que el edificio pueda experimentar y las consecuencias de estos daños en términos generales, desde potenciales víctimas, costes o impacto al medio ambiente.

La figura 1.4 resume el flujo de decisiones que el proyectista debe seguir hasta dar un proyecto basado en prestaciones como válido. El proceso se inicia con la selección de las prestaciones deseadas u objetivo. Cada prestación lleva implícito un determinado nivel de daño en cada nivel de riesgo sísmico identificado. Idealmente, los propietarios, promotores y profesionales implicados en la construcción participarán en la toma de esta decisión. El siguiente paso supone desarrollar un proyecto sismorresistente inicial con el suficiente detalle como para determinar las prestaciones de edificio.

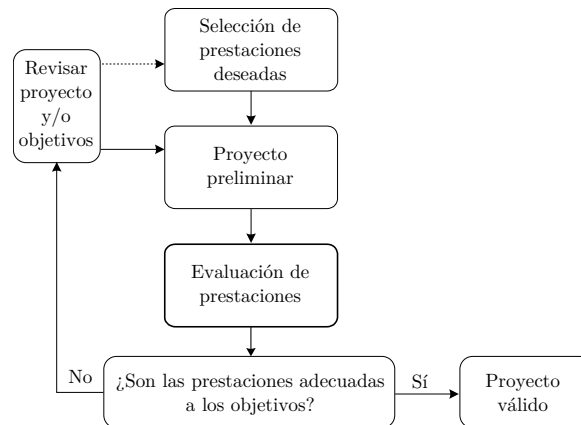


Figura 1.4: Metodología de proyecto basada en prestaciones ATC-58

A continuación se lleva a cabo la evaluación de las prestaciones. En esta fase el proyectista realiza una serie de análisis estructurales con el objetivo de determinar las prestaciones y el probable daño del conjunto del edificio. Esta fase de evaluación se desarrolló con mayor amplitud en el anterior apartado 1.1. Finalmente, el proyectista ha de comparar las prestaciones objeto con las obtenidas en la fase anterior, y decidir si son aceptables. En caso contrario, se debe modificar el proyecto inicial o bien alterar las prestaciones objeto en un proceso iterativo hasta que el proyecto sea adecuado.

1.3. Sistemas de control pasivo

El control de estructuras para mejorar su respuesta es una disciplina con un amplio y reciente recorrido científico [47, 95]. Los sistemas de control estructural aplicados a sismo, también conocidos como dispositivos antisísmicos pueden ser pasivos, activos o híbridos. Las teorías de control estructural son una alternativa a los métodos de proyecto convencionales, que están basados en la respuesta dúctil de la estructura. Estos sistemas han sido especialmente atractivos en su aplicación a rehabilitación de edificios históricos, aunque su aplicación es cada vez más frecuente en edificios de nueva planta, principalmente en instalaciones especiales y en zonas de alta sismicidad. Los dispositivos activos e híbridos requieren de una fuente de energía para funcionar y debido a su mayor coste y complejidad técnica son empleados con menor profusión que los dispositivos pasivos. Las estrategias más comunes de control pasivo de estructuras son el aislamiento de base, la disipación de energía y, en menor medida, los amortiguadores de masa. El fundamento del aislamiento de base consiste en intentar desacoplar el movimiento del suelo del movimiento de la estructura interponiendo elementos flexibles en la base del edificio. De esta forma el período fundamental de la estructura se alarga, disminuyendo significativamente las fuerzas sísmicas sobre el edificio, pero aumentando considerablemente el desplazamiento lateral. El aislamiento de base se debe combinar con disipadores de energía para limitar el desplazamiento del edificio. Por su parte, las estrategias de disipación de energía pueden emplearse como alternativa al aislamiento de base en edificios flexibles, rehabilitaciones y casos en los que el aislamiento es técnicamente o económicamente inviable.

Las tecnologías empleadas en control pasivo de estructuras a través de la disipación de energía pueden clasificarse en dos grupos principales: dispositivos viscoelásticos e hysteréticos. Los dispositivos viscoelásticos (VE) disipan energía a través de la deformación de polímeros VE, la deformación de fluidos viscosos o el paso de fluidos por orificios [85]. Su disipación de energía depende tanto del desplazamiento relativo como de la velocidad relativa en el dispositivo. Estos dispositivos son empleados en ingeniería civil aunque su uso está extendido principalmente en la industria militar y aeroespacial. A pesar de sus buenas prestaciones, su alto coste de instalación y mantenimiento les hace poco aplicables a un uso generalizado en estructuras comunes de edificación.

Por su parte los dispositivos hysteréticos, cuyos diseños más destacados se describen más abajo, disipan energía a través de la fricción o la fluencia de metales. En ellos la disipación depende principalmente de los desplazamientos relativos, y no de las velocidades relativas en el dispositivo. En los últimos 30 años se han desarrollado disipadores de fricción de complejidad y materiales variados, que han sido incorporados a proyectos sismorresistentes. Aunque quedan fuera del ámbito de esta tesis, centrada en disipadores de tipo hysterético, el método presentado podría emplearse igualmente en dispositivos de fricción. Aplicaciones notables de sistemas de control pasivo pueden encontrarse en la literatura [25, 83, 85].

1.4. Disipadores hysteréticos

Estos dispositivos disipan energía a través de la fluencia de metales, y son denominados hysteréticos ya que su disipación de energía depende principalmente del desplazamiento relativo y es poco sensible a la velocidad relativa [42]. Existen numerosos modelos de comportamiento hysterético usados comúnmente para representar la relación fuerza-desplazamiento no lineal de los disipadores y existen asimismo diversas aproximaciones a su capacidad límite. A continuación se discuten algunos de los disipadores hysteréticos más extendidos.

1.4.1. Disipadores de barras de pandeo restringido (unbonded braces)

Los disipador de barras con pandeo restringido (*buckling-restrained braces* BRBs o *unbonded braces*) consisten en una pieza lineal de acero que transmite fuerza axial, recubierta por una capa confinadora que restringe la abolladura ante las fuerzas compresoras. De esta forma, los BRB presentan una respuesta muy similar en compresión y tracción, y su comportamiento hysterético se simplifica y se estabiliza. Su configuración típica es en tubos, aunque también pueden colocarse confinadas en paneles. La investigación en estos dispositivos comenzó en 1971 en Japón con el estudio de los muros de cortante con diagonales de acero embutidas [96] y desde entonces se han producido múltiples tipos de BRBs [93], variando el confinamiento del núcleo (morteros, resinas epoxi, resinas de silicona, cintas vinílicas...), secciones transversales, y tipos de acero entre otros. Los BRB son un tipo de disipador con grandes prestaciones y muy experimentado en estructuras porticadas de acero, pero su fabricación queda fuera del rango de la construcción común, y requiere por lo tanto tecnología industrial avanzada y muy especializada que podría considerarse excesiva para su aplicación en zonas de sismicidad moderada.

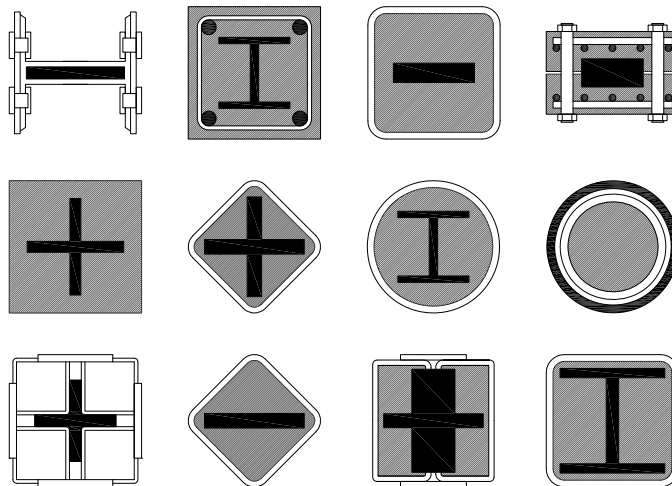


Figura 1.5: Secciones de BRBs, diversos autores

1.4.2. Disipador *slit-type plates*

Los disipadores *slit-type* consisten en una chapa de acero separada por ranuras y sometida a fuerzas cortantes en su plano, como se muestra en la figura 1.6.

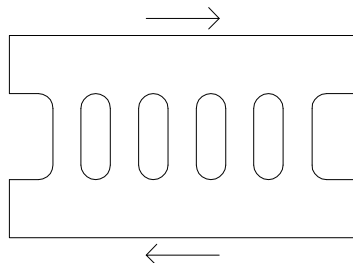


Figura 1.6: Disipador slit-type steel plate

Este tipo de disipador, junto con los de ranuras hexagonales (conocidos en la literatura inglesa como *honeycomb*) han sido empleados profusamente en Japón, y estudiados por Benavent et al. [18], que proponen dos modelos separados para la fluencia a flexión y a cortante de estos dispositivos en función de la geometría de las ranuras.

1.4.3. Disipador *Steel Slit Damper*

El disipador *Steel Slit Damper*, SSD, desarrollado por Chan y Albermani en 2007 [20], está fabricado a partir de fragmentos de perfiles de acero doble T con el alma ranurada como se observa en la figura 1.7.

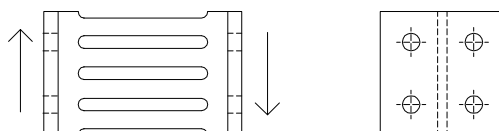


Figura 1.7: Disipador tipo SSD

Chan y Albermani proponen su instalación en una diagonal chevron, permitiendo el ensamblaje de diversos casquillos unidos. La carga se aplica en el plano del alma de la pieza que se deforma en doble curvatura. Para su verificación experimental se ensayaron 8 especímenes con geometrías ligeramente modificadas, sometidas a la misma historia de carga tipo ATC-40 [2] hasta rotura, para obtener las propiedades mecánicas, calibrar modelos numéricos y realizar un estudio paramétrico.

1.4.4. Disipador *Yielding Shear Panel Device*

El disipador *Yielding Shear Panel Device*, YSPD, desarrollado por Chan, Albermani y Williams en 2007 [21], está fabricado a partir de fragmentos de perfiles tubo cuadrados con un diafragma de acero soldado en el interior, ver figura 1.8. La verificación experimental y conclusiones son muy similares

1 Introducción

al caso de los disipadores SSD, añadiendo un modelo histerético de Bouc-Wen que se calibra con los ensayos.

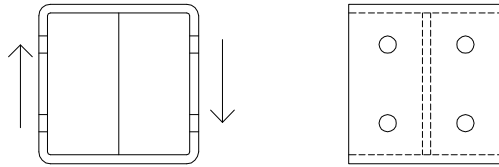


Figura 1.8: Disipador tipo YSPD

1.4.5. Disipadores tipo *Added Damping and Stiffness*

El disipador *Added Damping and Stiffness*, ADAS, está compuesto de múltiples chapas de acero colocadas en paralelo, sujetas por perfiles auxiliares en sus partes superior e inferior como se muestra en la fig. 1.9. Comúnmente, la geometría de estas chapas es en X ya que en esta disposición las tensiones se distribuyen uniformemente en la sección variable de la pieza, lo que resulta en curvaturas mayores que las que se obtendrían en piezas rectangulares para el mismo desplazamiento [3]. En su estudio, Aiken et al. fijaron como valores fundamentales el desplazamiento de fluencia y el número de ciclos que resisten los ADAS antes de su rotura.

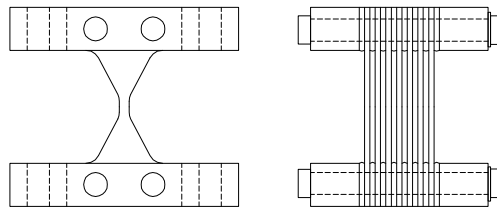


Figura 1.9: Disipador ADAS

Una interesante variante del ADAS es el *Triangular steel plate Added Damping and Stiffness*, TADAS, desarrollado por Tsai et al. [88]. La innovación de este diseño consiste en que mientras un extremo está empotrado por soldadura, la conexión del otro asegura el movimiento libre en la dirección vertical gracias a la disposición de ranuras. La gran ventaja de los disipadores TADAS es que el efecto de las cargas gravitatorias puede separarse completamente de los efectos de los desplazamientos horizontales de los pisos. De esta forma, el dispositivo tiene unas solicitaciones únicas de flexión, libres de axiles, que hacen su plasticidad pueda simularse fácilmente, a la par que eliminan el riesgo de inestabilidades por pandeo. Recientemente, De La Llera et al. [56] investigaron el comportamiento de estructuras con este tipo disipadores en cobre (llamados Cu-ADAS) dada la ductilidad, baja carga de fluencia y resistencia a la corrosión de este metal.

1 Introducción

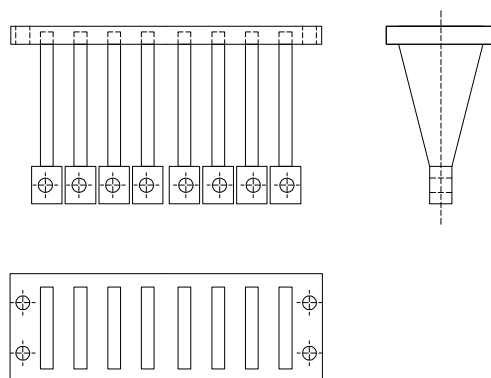


Figura 1.10: Disipador TADAS

1.4.6. El disipador *Web plastifying damper* WPD

El *Web Plastifying Damper* WPD [15] es un dispositivo cuya disipación de energía se basa en la flexión fuera de plano del alma de segmentos cortos de perfiles doble T como se muestra en la figura 1.11. La conexión de los disipadores al resto de la estructura se realiza por medio de perfiles auxiliares en U o similar. En el desarrollo de esta tesis se adopta este modelo por su sencillez y bajo coste, de forma que podría ser empleado masivamente en países con un nivel de demanda sísmica baja o moderada, como en el caso de España. La estabilidad, comportamiento no lineal, capacidad límite de disipación de energía y eficacia de este tipo de disipadores se aborda en el capítulo 3.

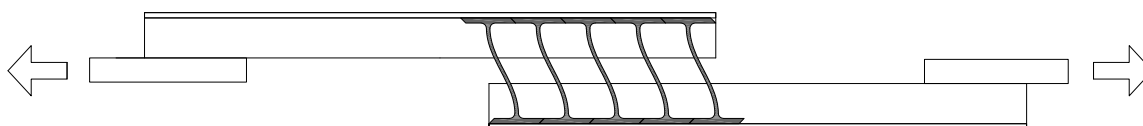


Figura 1.11: Deformación de los WPD

1.5. Métodos energéticos de proyecto de estructuras con disipadores histeréticos

1.5.1. Métodos basados en amortiguamiento equivalente

Los métodos basados en el amortiguamiento equivalente [42, 50, 51, 77] parten del concepto de que las estructuras con amortiguadores tienen ratios de amortiguamiento modal significativamente más altos que las estructuras convencionales [42]. La energía histerética es asimilada a energía disipada por amortiguamiento, convertida en amortiguamiento equivalente. El objetivo de estos métodos es determinar el nivel de amortiguamiento necesario para conseguir un nivel de prestaciones determinado.

1 Introducción

Estos métodos plantean un procedimiento iterativo que parte de un predimensionado del edificio y una acción sísmica de diseño definida por el espectro de aceleración de respuesta para diversos niveles de amortiguamiento. Conocidas las propiedades estructurales del edificio, se determina el nivel de amortiguamiento deseado para que las fuerzas laterales obtenidas del espectro sean aceptables. A partir de este valor de amortiguamiento objetivo, se seleccionan los disipadores necesarios, siendo necesario conocer el coeficiente de amortiguamiento equivalente viscoso de cada dispositivo. En estos métodos es fundamental establecer este coeficiente para cada disipador histerético, que varía en función de sus propiedades mecánicas, el máximo desplazamiento esperado, el período de respuesta y el modelo numérico considerado para modelar la relación fuerza-desplazamiento. Una vez obtenido un proyecto de estructura, se verifica el ratio de amortiguamiento estructural y se realizan análisis estructurales para comprobar si cumple los criterios de diseño.

1.5.2. Standard Building Law of Japan

El código sísmico japonés [66] introdujo en 2005 la modificación 631 en relación al cálculo estructural sismorresistente basado en el balance de energía con aplicación a estructuras con disipadores. Este apartado hace referencia a estructuras compuestas por un pórtico principal que soporta las cargas verticales aplicadas y disipadores de energía con un comportamiento elasto-plástico destinados a absorber la energía actuante sobre el edificio en caso de un evento sísmico. Asimismo este código define dos niveles de peligrosidad sísmica para sismos frecuentes y raros respectivamente.

1.5.2.1. Definición de la acción sísmica

La acción sísmica queda definida para dos niveles de intensidad sísmica en términos de la energía que contribuye a daños estructurales, denominada E_d y E_s para los sismos frecuentes y raros respectivamente. Estas cantidades de energía viene dadas en términos de velocidad equivalente V_d y V_s en función de la masa total del edificio sobre rasante M .

$$E_d = \frac{1}{2} M V_d^2 \quad (1.12)$$

$$E_s = \frac{1}{2} M V_s^2 - W_e \quad (1.13)$$

Para el cálculo de E_s es necesario estimar la cantidad de energía que puede ser absorbida antes de que el edificio alcance su estado límite de daño W_e , como se detalla en la ecuación 1.17 pero considerando un valor del parámetro de concentración de energía $n_i = 5$ en la ecuación 1.20 si no se dispone de cálculos más precisos.

El espectro de V_d se define a tramos con las siguientes expresiones, donde T_d es el periodo del edificio cuando alcanza el inicio de daño en el pórtico principal, Z es un coeficiente de zona que oscila entre 0.70 y 1, y G_S un factor de amplificación dependiente del tipo de suelo.

1 Introducción

$$V_d = \begin{cases} \frac{T_d}{2\pi} (0,64 + 6 T_d) Z G_S & T_d < 0,16 \text{ s} \\ \frac{T_d}{2\pi} 1,6 Z G_S & 0,16 \text{ s} \leq T_d \leq 0,64 \text{ s} \\ \frac{1}{2\pi} 1,024 Z G_S & 0,64 \text{ s} < T_d \end{cases} \quad (1.14)$$

Análogamente el espectro de V_s viene dado en función del período efectivo del edificio T_s que se calcula incrementando T_d un 20% en el caso de estructuras formadas por pórticos de nudos rígidos sin arriostramientos diagonales y sin degradación súbita de rigidez y resistencia cuando empieza a plastificar, mientras que en el resto de casos se incrementa un 40%.

$$V_s = \begin{cases} \frac{T_s}{2\pi} (3,2 + 30 T_s) Z G_S & T_s < 0,16 \text{ s} \\ \frac{T_s}{2\pi} 8 Z G_S & 0,16 \text{ s} \leq T_s \leq 0,64 \text{ s} \\ \frac{1}{2\pi} 5,12 Z G_S & 0,64 \text{ s} < T_s \end{cases} \quad (1.15)$$

1.5.2.2. Cálculo sísmico para sismos frecuentes

El código parte de la base de que la tensión en todas las secciones del pórtico principal no debe alcanzar el valor máximo permitido, por lo que debe permanecer elástico. En este caso se prescriben una serie de comprobaciones:

1. La energía actuante sobre el edificio como resultado de un terremoto E_d (definida más abajo) no debe exceder la cantidad de energía que el edificio puede absorber antes de llegar a su estado de limitación de daños W_e .

$$W_e \geq E_d \quad (1.16)$$

La cantidad de energía que puede absorber el edificio antes de alcanzar el estado de limitación de daños W_e viene dada por el sumatorio siguiente para las i -ésimas plantas del edificio:

$$W_e = \sum [W_{fi} + (W_{dei} + W_{dpi})] \quad (1.17)$$

Siendo W_{fi} el valor de la cantidad de energía que puede ser absorbida con deformaciones elásticas en cada planta i , estimado con la eq. 1.18 a partir del cortante de fluencia Q_{fi} y la deformación de fluencia del pórtico principal δ_i en la planta i .

$$W_{fi} = \frac{1}{2} Q_{fi} \cdot \delta_i \quad (1.18)$$

W_{dei} es la cantidad de energía absorbida con deformaciones elásticas por los disipadores en cada planta i cuando el pórtico alcanza la deformación δ_i correspondiente al inicio de la plastificación del mismo. Se obtiene a partir de la fuerza cortante en el disipador cuando la planta i alcanza el desplazamiento lateral δ_i , $Q_{d_{ui}}^*$ y la deformación correspondiente $\delta_{d_{ui}}^*$ del disipador,

1 Introducción

obtenida dividiendo el valor de $Q_{d_{ui}}^*$ entre la rigidez del disipador.

$$W_{dei} = \frac{1}{2} Q_{d_{ui}}^* \cdot \delta_{d_{ui}}^* \quad (1.19)$$

Finalmente, $W_{d_{pi}}$ queda definido como la cantidad de energía de deformación inelástica que pueden absorber los disipadores en cada planta i cuando se alcanza el desplazamiento δ_i de inicio de plastificación del pórtico en esa planta.

$$W_{d_{pi}} = 2 (\delta_i - \delta_{d_{ui}}) Q_{d_{ui}} \cdot n_i \quad (1.20)$$

En esta expresión, δ_i es la deriva de planta para el estado límite de daño, $Q_{d_{ui}}$ la capacidad de los disipadores en cada planta, $\delta_{d_{ui}}$ el valor de deformación determinado dividiendo $Q_{d_{ui}}$ entre la rigidez de los disipadores en cada planta, y finalmente, el código introduce el parámetro n_i que representa la acumulación de energía de deformación plástica en cada planta y sugiere el valor de $n_i = 2$ para el caso de sismos frecuentes aunque permite adoptar otros valores basados en cálculos más precisos.

2. Los desplazamientos laterales debidos a la fuerza cortante actuante en cada planta Q_i no deben exceder $1/200$ de la altura de planta o $1/120$ si no hay riesgo de que los elementos del edificio se dañen debido a la deformación lateral. Las fuerzas laterales en cada planta Q_i se obtienen a partir de la siguiente expresión:

$$Q_i = C_1 A_i \sum_{j=1}^N m_j g \quad (1.21)$$

En esta ecuación, C_1 representa el coeficiente cortante basal de la planta baja, m_j la masa de cada planta, N el número de plantas, g la aceleración de la gravedad y A_i la distribución del coeficiente cortante basal dada por la ecuación siguiente en función del período fundamental T :

$$A_i = 1 + \left[\frac{1}{\sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N m_j g}{\sum m g}}} - \frac{\sum_{j=1}^N m_j g}{\sum m g} \right] \frac{2T}{1 + 3T} \quad (1.22)$$

3. Si hay disipadores, se confirmará que la deformación residual no comprometa la resistencia estructural del edificio.

1.5.2.3. Cálculo sísmico para sismos raros

El código parte de la base de que si el edificio es sometido a sismos raros tanto el pórtico principal como los disipadores experimentarán excursiones inelásticas. Las comprobaciones prescritas son:

1. La capacidad de absorción de energía del pórtico principal en cada planta $W_{f_{pi}}$ debe ser supe-

1 Introducción

rior que la cantidad requerida E_{sfi}

$$W_{fpi} > E_{sfi} \quad (1.23)$$

La cantidad de energía de deformación plástica que debe ser absorbida por el pórtico principal en cada planta E_{sfi} se obtiene a partir de la siguiente expresión en función de la energía introducida E_s definida en el apartado 1.5.2.1:

$$E_{sfi} = \frac{s_i (p_i p_{ti})^{-n}}{\sum_{j=1}^N s_j (p_j p_{tj})^{-n}} E_s \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} \quad (1.24)$$

s_i es un valor normalizado que representa el ratio entre la energía que debe absorberse en una planta determinada y la energía que debe absorber la planta baja según la siguiente ecuación en función de la masa de cada planta m_i , la masa total M , el ratio de la distribución del coeficiente cortante basal A_i discutido anteriormente, la capacidad lateral del pórtico en cada planta Q_{fui} , la capacidad lateral de cada planta Q_{ui} y la deformación δ_{fui} obtenida a partir de Q_{ui} dividido por la rigidez horizontal del pórtico principal en cada planta:

$$s_i = \left(\sum_{j=1}^N \frac{m_j}{M} \right)^2 A_i^2 \frac{Q_{u1} \delta_{fui}}{Q_{ui} \delta_{fu1}} \quad (1.25)$$

El coeficiente p_i se calcula usando la siguiente ecuación y representa el cociente entre el coeficiente cortante basal α_i de cada planta y el de la planta baja y el valor de A_i .

$$p_i = \frac{\alpha_i}{\alpha_1 A_i} \quad (1.26)$$

El factor p_{ti} tiene en cuenta el aumento de energía de deformación plástica que se produce por el efecto de las excentricidades y varía entre 0.85 y 1.

Finalmente, el factor de concentración de daño n representa la propensión de un determinado sistema estructural a que el daño se concentre en una planta determinada, y toma el valor de $n = 4$ para los pórticos del tipo viga débil-columna fuerte y $n = 8$ para el resto de pórticos.

2. La capacidad de absorción de energía de los disipadores en cada planta W_{dpi} debe ser superior que la cantidad requerida E_{sdi} .

$$W_{dpi} > E_{sdi} \quad (1.27)$$

La cantidad de energía que los disipadores de cada planta deben absorber E_{sdi} se obtiene con la ecuación siguiente:

$$E_{sdi} = \frac{s_i (p_i p_{ti})^{-n}}{\sum_{j=1}^N s_j (p_j p_{tj})^{-n}} E_s \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + E_{s,dpi} + \beta E_{d,dpi} \quad (1.28)$$

donde E_s es definida en el apartado 1.5.2.1, Q_{dui} es la capacidad de los disipadores en cada

1 Introducción

planta y $E_{s,dpi}$ la cantidad de energía absorbida por los disipadores por medio de deformaciones inelásticas antes de que el pórtico principal plastifique:

$$E_{s,dpi} = 2(\delta_i - \delta_{ui}) Q_{dui} n_{si} \quad (1.29)$$

Los factores de esta expresión han sido discutidos más arriba, excepto el factor n_{si} , que representa la acumulación de deformación plástica en los disipadores de cada planta. Se sugiere adoptar el valor $n_{si} = 20$ para sismos raros.

Finalmente, $E_{d,dpi}$ representa la energía de deformación plástica consumida en los disipadores en el caso de un sismo frecuente, tomando el coeficiente de acumulación de deformación plástica el valor $n_{di} = 10$:

$$E_{d,dpi} = 2(\delta_i - \delta_{ui}) Q_{dui} n_{di} \quad (1.30)$$

Finalmente, el coeficiente β tiene en cuenta la ocurrencia de diversos sismos frecuentes. El código propone el valor de $\beta = 5$.

1.5.3. Métodos energéticos basados en espectros de ductilidad objetivo

La capacidad de disipar energía de estructuras sometidas a sismo en función de un desplazamiento lateral dado (ductilidad objetivo) ha sido evaluada en el pasado por medio de espectros de energía histerética de ductilidad constante [31, 37, 87] y los espectros de ductilidad acumulada [30, 86]. El primero de estos espectros relaciona el período fundamental de la estructura con la cantidad de energía que la estructura es capaz de disipar para una deformación predeterminada expresada adimensionalmente en términos de ductilidad. Por su parte los espectros de ductilidad acumulada relacionan el período fundamental de la estructura con la deformación acumulada que experimenta la estructura en relación al desplazamiento lateral máximo. En el uso de métodos se obtienen los valores de la energía que el terremoto introduce en la estructura y la energía de deformación plástica en función de la demanda de ductilidad.

Una materialización de estos métodos aplicado al caso de estructuras porticadas con disipadores viene dada por Choi et al. [23], que presenta un procedimiento de proyecto basado en la premisa de que el pórtico se mantenga elástico durante el terremoto y la energía de deformación inelástica se acumule en los disipadores. El dimensionado de los disipadores se obtiene empleando los espectros de energía histerética y de ductilidad acumulada. En primer lugar, se fijan el ratio de ductilidad objetivo (máxima deformación objetivo) y el período natural del edificio a partir de expresiones empíricas para pórticos arriostrados. A continuación, se obtiene un dimensionado de los disipadores que acuerde con el desplazamiento objetivo y la energía espectral histerética, siendo necesarias varias iteraciones hasta conseguir la convergencia del período fundamental del dimensionado resultante con el supuesto al inicio del proceso. La distribución de energía histerética en sistemas de varios grados de libertad planteada en este estudio se supone triangular o bien se obtiene a partir de un proceso iterativo con análisis dinámicos directos.

1.5.4. Método energético de rehabilitación sísmica con disipadores

Este método [15] plantea un procedimiento para la rehabilitación sísmica de pórticos usando disipadores de energía. Este procedimiento está basado en la resolución de las ecuaciones de balance de energía y tiene como objeto determinar la resistencia, rigidez y capacidad límite de los disipadores de forma que la deformación lateral máxima esté controlada y sea inferior al desplazamiento de fluencia del pórtico, con lo que éste quedaría virtualmente sin daño tras la acción sísmica. La peligrosidad se caracteriza en términos de input de energía y otros parámetros sismológicos. La resistencia lateral de los disipadores en cada planta se determina de forma que la distribución del coeficiente de fuerza de cortante total de las plantas se ajuste a una distribución considerada "óptima" que propicia que el ratio de deformación plástica acumulada en cada planta (cociente entre la energía de deformación plástica acumulada en la planta y el producto de la resistencia y desplazamiento lateral de fluencia) sea aproximadamente igual en todas las plantas. La relación entre la energía disipada y el máximo desplazamiento lateral es estimada a partir de parámetros sismológicos y estructurales plásticos y elásticos.

2 Objetivos

Los principales objetivos que esta tesis persigue son:

1. Desarrollar un modelo numérico de los disipadores de energía WPD que permita predecir su comportamiento no lineal y su capacidad límite última de disipación de energía ante cargas sísmicas.
2. Investigar y proveer una estimación cuantitativa de la eficacia de estructuras porticadas de hormigón armado equipadas con sistemas de control pasivo tanto en caso de que el pórtico experimente excursiones inelásticas como en el caso de que su respuesta sea elástica.
3. Plantear una metodología sismorresistente basada en prestaciones y en las ecuaciones de balance de energías de Housner-Akiyama para proyectar estructuras porticadas de hormigón armado equipadas con dispositivos de disipación de energía. Las prestaciones requeridas a la estructura vienen dadas a partir del desplazamiento lateral y el nivel de daño máximo permitidos en el pórtico en diversos escenarios de peligrosidad sísmica.
4. Evaluar las prestaciones de estructuras proyectadas con esta metodología y comprobar experimentalmente mediante ensayos dinámicos con mesa sísmica la metodología de proyecto.

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

Este capítulo investiga el comportamiento histerético y la capacidad límite última de disipación de energía CLUDE de disipadores del tipo WPD instalados en estructuras porticadas. Para ello se realizaron ensayos cuasi-estáticos de componentes del disipador, a partir de los que se proponen un modelo histerético y una propuesta para la predicción de su capacidad límite de disipación de energía. Estos modelos se comprueban mediante ensayos dinámicos de una estructura porticada equipada con estos disipadores sobre mesa vibrante en el apartado 3.4. Finalmente, se realizan series de cálculos dinámicos no lineales con distintos prototipos de estructuras porticadas de hormigón armado equipadas con disipadores WPD para investigar los parámetros que influyen en la eficacia de los disipadores instalados en este tipo de estructuras y proponer parámetros para la predicción de su respuesta sísmica.

3.1. Investigación experimental

3.1.1. Especímenes y sus propiedades

Se han ensayado un total de 11 especímenes nominalmente idénticos, realizados a partir del mismo perfil IPE-140 de acero S275. Todos tienen la misma longitud $l = 90\text{mm}$ y tienen 4 taladros de 11 mm de diámetro en cada ala. Sendas alas han sido biseladas a 45° como se muestra en la fig. 3.1 para su montaje en paralelo.

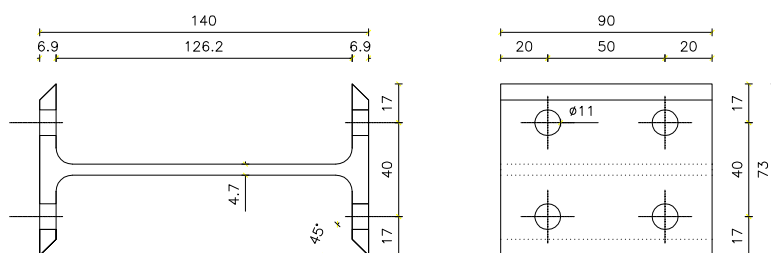


Figura 3.1: Componente de disipador WPD

Se tomaron testigos del alma del IPE de sección $5.4 \cdot 40\text{mm}^2$, que sometidos a ensayo de tracción

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

han dado los siguiente resultados:

Tensión de fluencia σ_y	340,1 N/mm ²
Tensión última σ_B	440,9 N/mm ²
Módulo de elasticidad E	210000 N/mm ²
Alargamiento en rotura	29,60 %

Tabla 3.1: Ensayo de tracción de testigos

La carga y desplazamiento de fluencia Q_y y δ_y pueden deducirse de la geometría y propiedades del material de la tabla 3.1. Suponiendo que las alas del perfil IPE están perfectamente empotradas, la rigidez lateral elástica K_e viene dada por la eq. 3.1 a partir de la altura h del alma del IPE hasta los radios de curvatura y la inercia a flexión de la sección I . A su vez la inercia de la sección viene dada por su ancho l y su canto t_w , $I = d t_w^3 / 12$.

$$K_e = \frac{12EI}{h^3} = \frac{E l t_w^3}{h^3} \quad (3.1)$$

El momento flector de fluencia M_y de una sección de acero de dimensiones $l \cdot t_w$ viene por dado por 3.2.

$$M_y = \frac{\sigma_y t_w^2 l}{4} \quad (3.2)$$

Por equilibrio se obtiene la carga de fluencia Q_y

$$Q_y = \frac{\sigma_y t_w^2 l}{2h} \quad (3.3)$$

A partir de la rigidez elástica K_e de la eq. 3.1 y la carga de fluencia Q_y de la eq. 3.3 tenemos el desplazamiento de fluencia:

$$\delta_y = \frac{Q_y}{K_e} = \frac{\sigma_y}{2E} \frac{h^2}{t_w} \quad (3.4)$$

Análogamente a la eq. 3.3, la máxima fuerza aparente Q_B correspondiente la tensión del acero σ_B viene dada por la siguiente expresión.

$$Q_B = \frac{\sigma_B t_w^2 l}{2h} \quad (3.5)$$

En el caso que nos atañe,

$$Q_y = 3,98\text{kN} \quad Q_B = 5,17\text{kN} \quad \delta_y = 1,88\text{mm} \quad K_e = 2,12\text{kN/mm} \quad (3.6)$$

3.1.2. Historiales de desplazamiento aplicados

Los especímenes fueron sometidos a los siguientes historiales de desplazamiento hasta producir la rotura. La duración de cada ciclo de carga fue de 80s.

- 5 ensayos cíclicos de amplitud incremental. La amplitud de cada ciclo viene dada por el coeficiente $\phi = \Delta/\delta_y$, que toma los valores $\phi = 2, 5, 10, 20$ y 30 (fig. 3.2).
- 3 ensayos cíclicos de amplitudes constantes $5\delta_y, 20\delta_y$ y $30\delta_y$ (fig. 3.3).
- 1 ensayo siguiendo el patrón de carga definido en el proyecto ATC-40 [2]. En este ensayo se sometió al espécimen a series de tres ciclos de amplitudes $0.25\delta_y, 0.50\delta_y, 0.75\delta_y, \delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, 4\delta_y, \dots$ como se muestra en la figura 3.4.
- 1 ensayo monotónico, en el que se incrementó el desplazamiento linealmente.

Se desestimaron los resultados de los ensayos de amplitud incremental con coeficientes $\phi = 20$ y $\phi = 30$ al producirse efectos de segundo orden en altas deformaciones, y se abortó el ensayo de amplitud constante $5\delta_y$ tras no producirse la rotura después de 160 ciclos de carga. Se detuvieron los ensayos cada tres ciclos para comprobar el estado del espécimen.

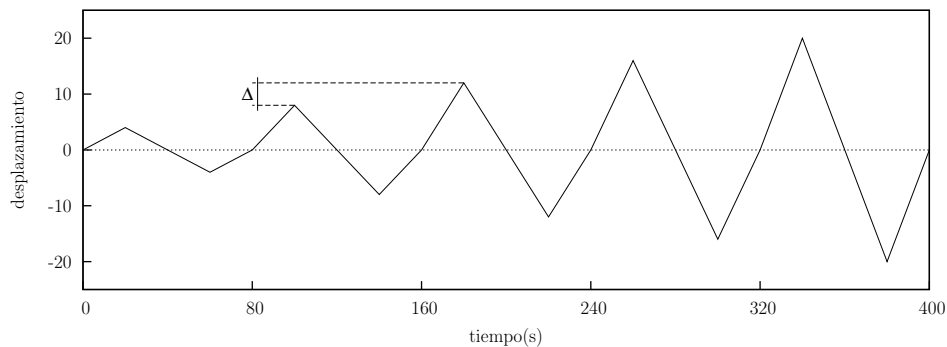


Figura 3.2: Historial de carga con amplitud incremental

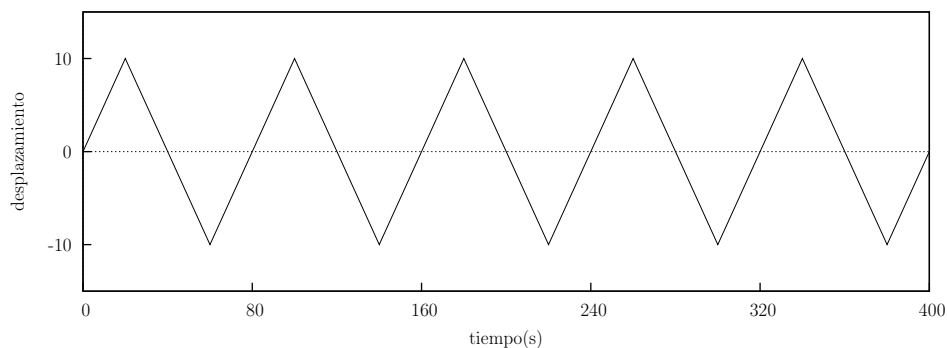


Figura 3.3: Historial de desplazamiento con amplitud constante

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

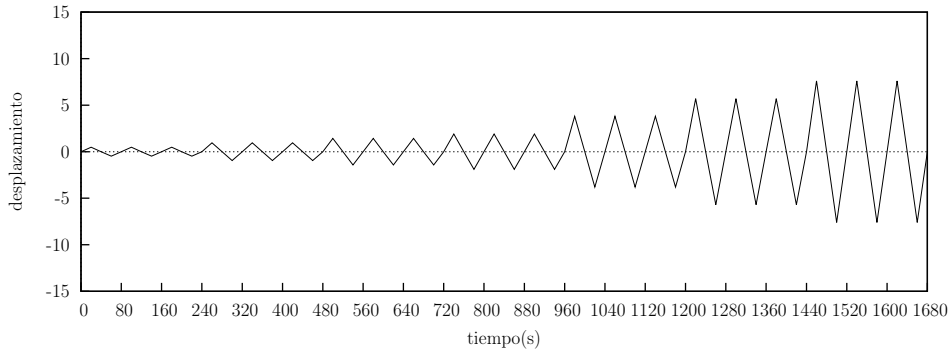


Figura 3.4: Historial de desplazamiento ATC-40

3.1.3. Configuración del experimento e instrumentación

Los ensayos de los segmentos de perfil IPE que componen el disipador WPD se llevaron a cabo con el montaje de las fig. 3.5, 3.6 y 3.7. Los especímenes se instalaron entre dos perfiles metálicos UPN con 4 tornillos M10 en cada ala, pretensados con un par de 80Nm. Uno de estos perfiles está unido al muro de reacción y el otro a una mesa vibrante MTS por medio de una barra metálica y una placa de anclaje.

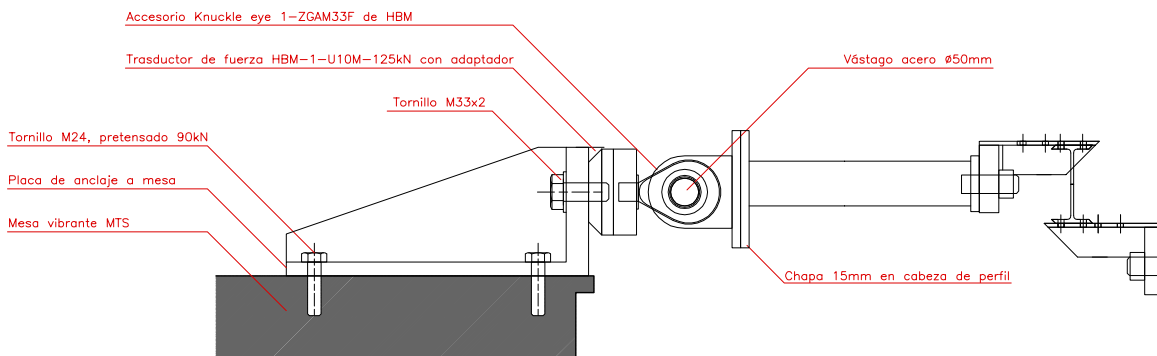


Figura 3.5: Configuración de los ensayos cuasi-estáticos

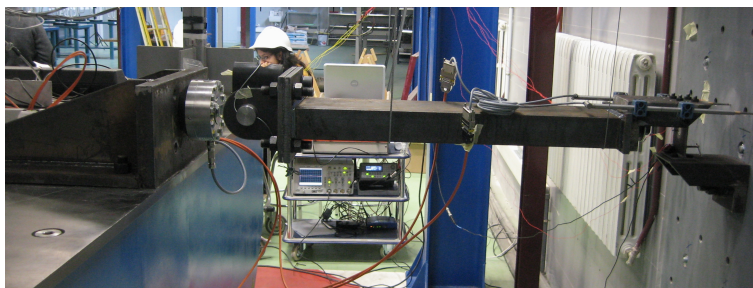


Figura 3.6: Configuración de los ensayos cuasi-estáticos

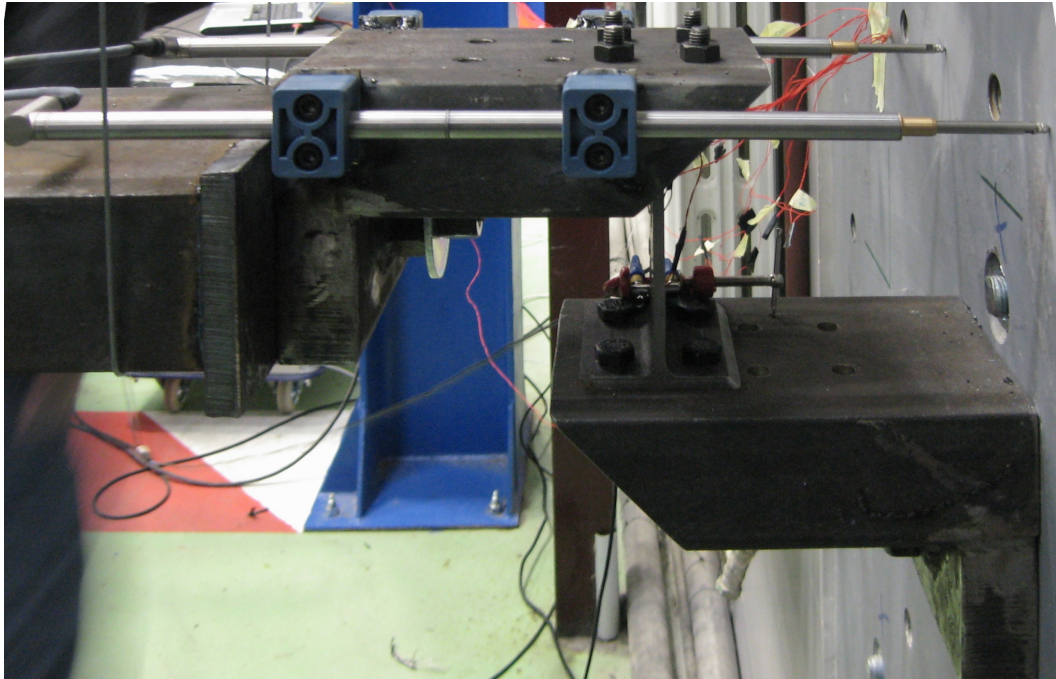


Figura 3.7: Configuración del ensayo:detalle

La mesa vibrante se emplea como un actuador estático en estos ensayos. El desplazamiento de los especímenes se midió independiente por un par de LVDTs, cuya diferencia en la medición indicaría un posible giro que eventualmente no se produjo. La fuerza aplicada se midió con una célula de carga U10M de HBM. La frecuencia de escaneo fue de 50Hz.

3.1.4. Resultados y discusión

3.1.4.1. Relación carga-desplazamiento

Las figuras 3.8 a 3.13 presentan las curvas fuerza-desplazamiento para distintas historias de desplazamientos. Convencionalmente, el signo positivo se refiere a compresión en la célula de carga y movimiento a derechas en las fig. 3.5 y siguientes. Observamos en las curvas que la fluencia de los especímenes se da para un desplazamiento muy próximo al estimado analíticamente. Los resultados experimentales sugieren que el disipador WPD presenta un comportamiento histerético estable, y prácticamente idéntico en los dominios de carga positivo y negativo, con una transición suave entre la parte elástica y plástica. La degradación de resistencia es imperceptible durante el ensayo y se produce de manera repentina. Durante los ensayos se comprueba que la unión pasante pretensada de los tornillos M10 funcionó satisfactoriamente a rozamiento ya que no se observan signos de deslizamiento en las curvas fuerza-desplazamiento. El fallo de los segmentos de disipador se produjo a flexión como muestra la fig. 3.14.

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

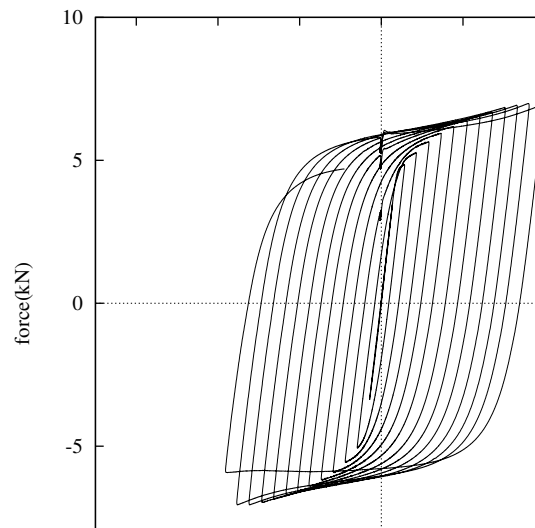


Figura 3.8: Curva $Q - \delta$ (kN,mm) para $\phi = 2$

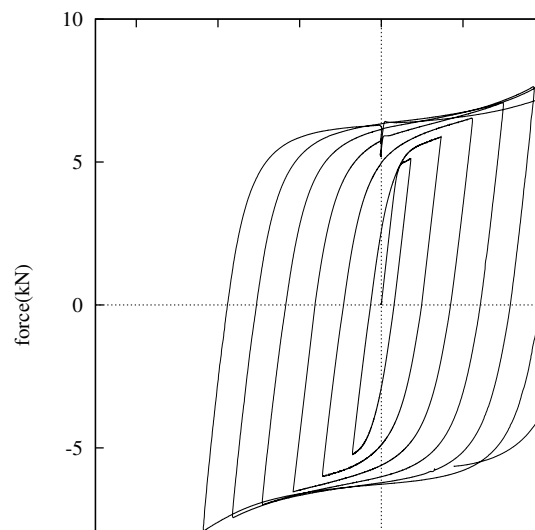


Figura 3.9: Curva $Q - \delta$ (kN,mm) para $\phi = 5$

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

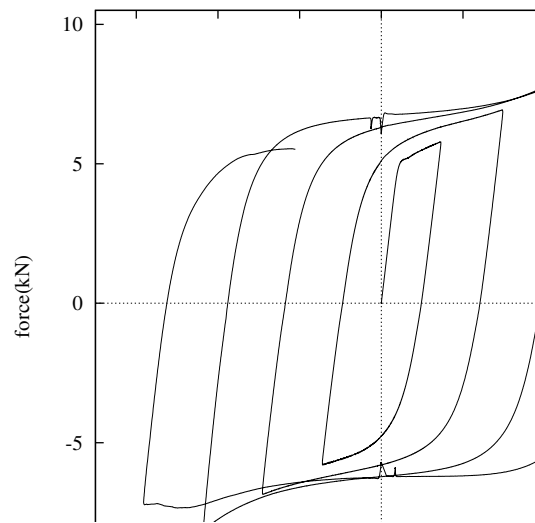


Figura 3.10: Curva $Q - \delta$ (kN,mm) para $\phi = 10$

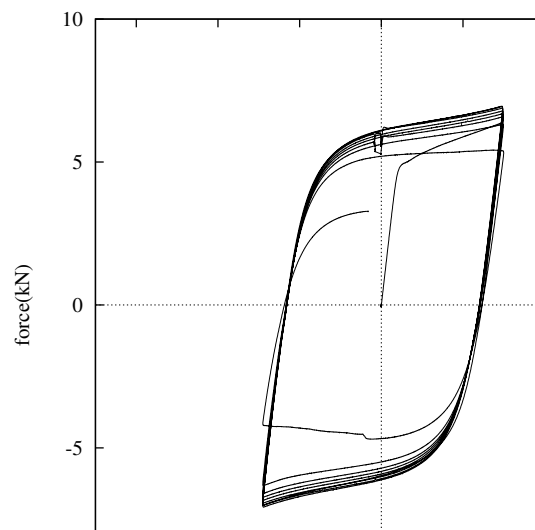


Figura 3.11: Curva $Q - \delta$ (kN,mm) para $\Delta = 20$

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

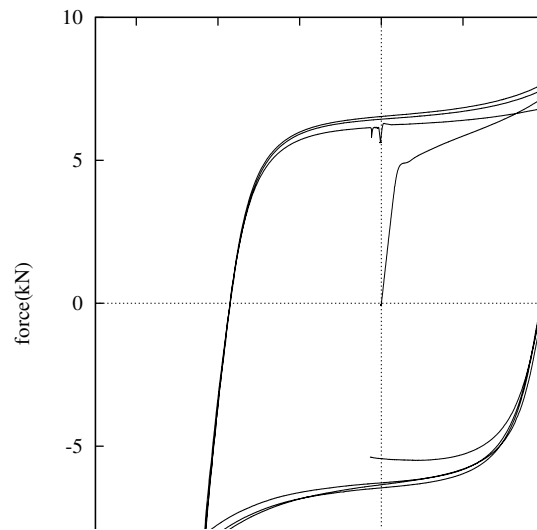


Figura 3.12: Curva $Q - \delta$ (kN,mm) para $\Delta = 30$

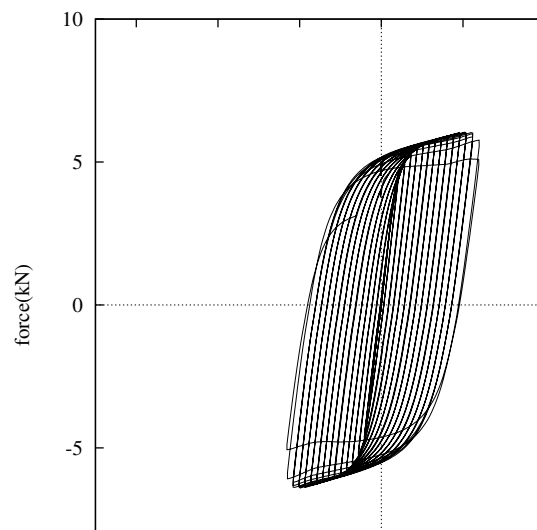


Figura 3.13: Curva $Q - \delta$ (kN,mm) para ATC-40

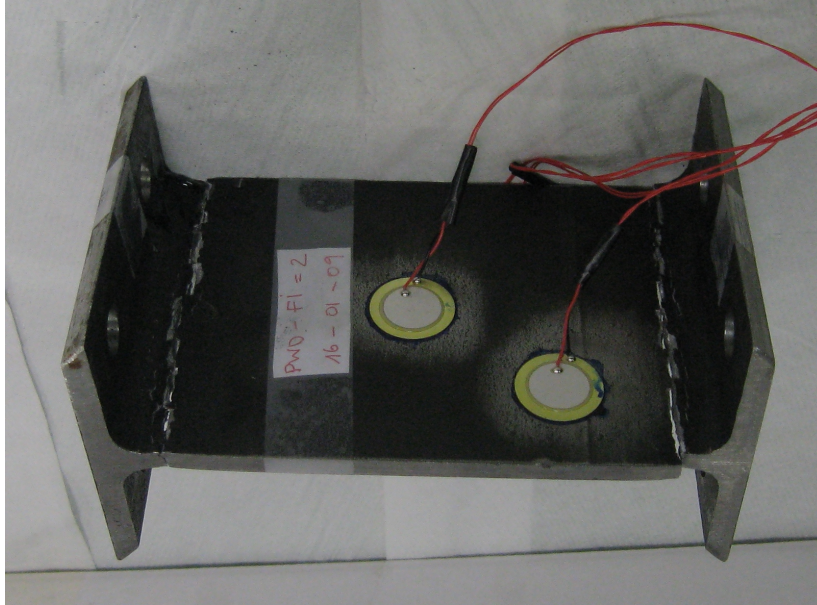


Figura 3.14: Patrón de rotura en disipadores WPD

3.1.4.2. Descomposición de las curvas carga-desplazamiento

La capacidad límite última de disipación de energía de los disipadores de acero es muy dependiente de la historia de carga aplicada. Un método que presenta una buena idealización de esta dependencia es el propuesto por Kato et al. [54], en la que la curva carga-desplazamiento se descompone en la parte del esqueleto, la parte de Bauschinger y la parte de descarga elástica. Si partimos de una típica curva carga-desplazamiento $Q - \delta$, como en la fig. 3.15, podemos descomponerla como sigue: los segmentos de línea sólida 1, 6, 12 en el dominio positivo, y los 3, 9, 15 en el dominio negativo, son los tramos de carga que superan la carga aplicada en el ciclo anterior para cada dominio de carga. Si conectamos estos segmentos, obtenemos dos curvas a las que denominamos *curvas del esqueleto*. Kato et al. verificaron experimentalmente que ante cargas dinámicas arbitrarias, la curva del esqueleto coincide con la relación $Q - \delta$ de un ensayo monotónico. Los segmentos 2, 4, 7, 10, 13, 16 son los tramos de descarga elástica, y su pendiente coincide aproximadamente con la rigidez elástica $K_e = Q_y/\delta_y$. Finalmente, los segmentos a trazos 5, 11 en el dominio positivo, y 8, 14 en el dominio negativo, parten desde $Q = 0$ y llegan al máximo nivel de fuerza aplicada en el ciclo anterior. Estos segmentos están suavizados por el efecto Bauschinger, por el que reciben el nombre *curva de Bauschinger*.

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

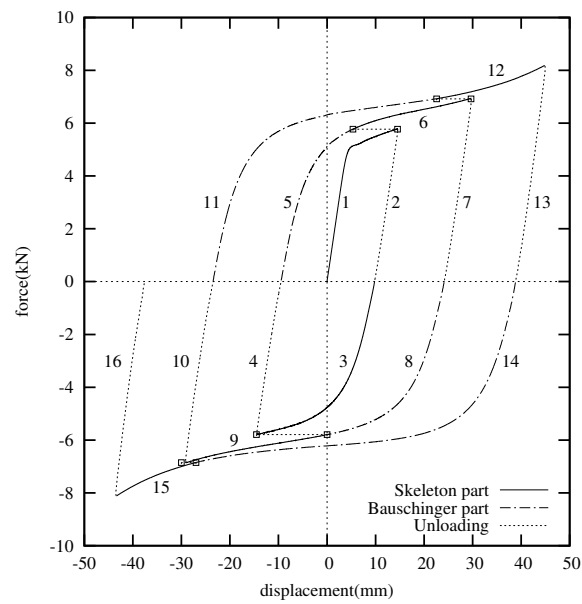


Figura 3.15: Descomposición de curva $Q - \delta$

A continuación, las figuras 3.16 a 3.21 presentan las descomposiciones de las curvas cíclicas presentadas en las figuras 3.8 a 3.13:

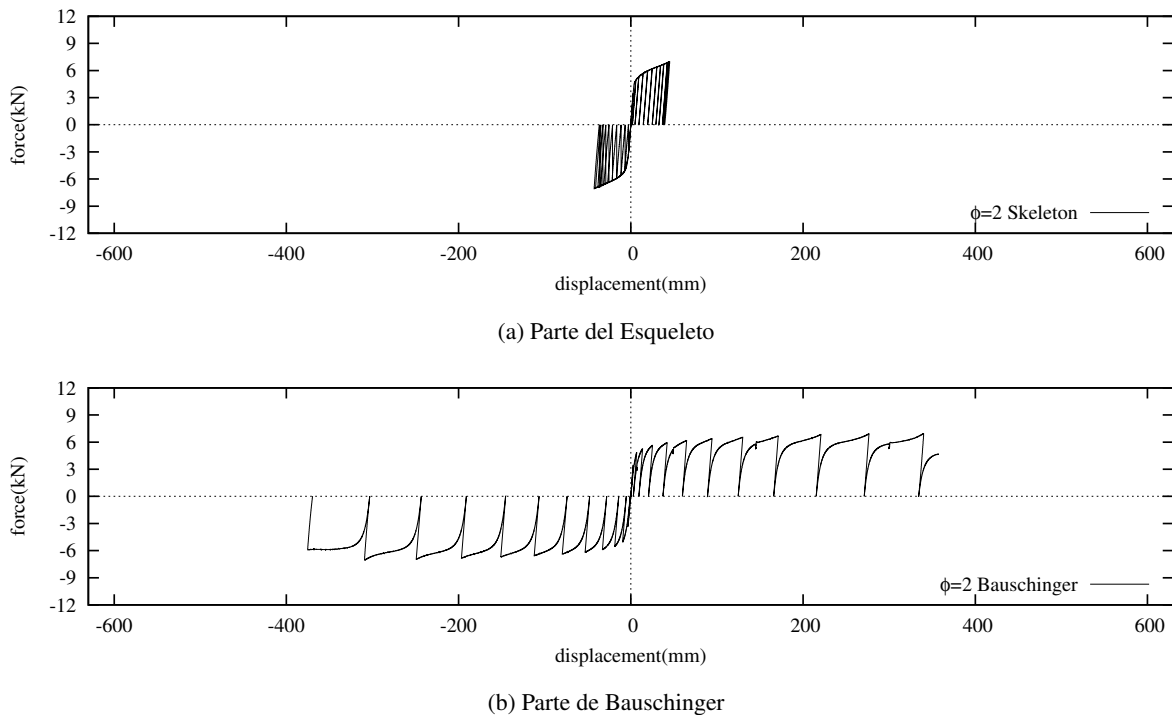
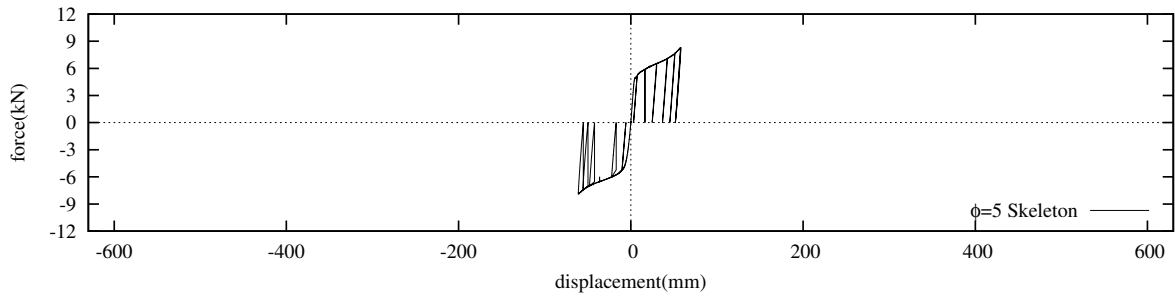
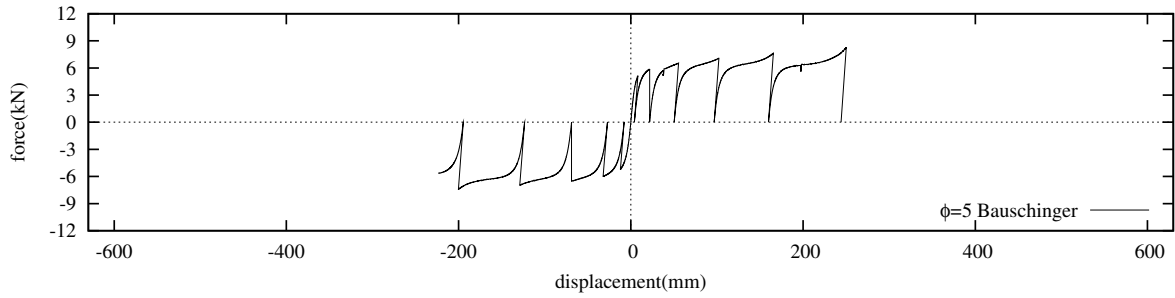


Figura 3.16: Descomposición de la curva $\phi = 2$

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

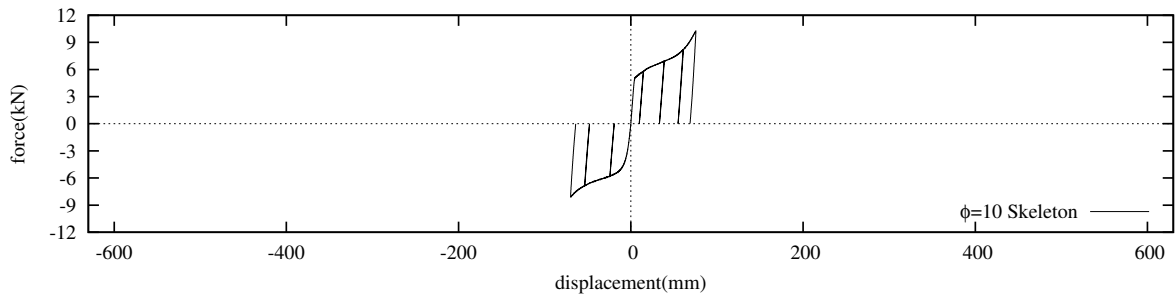


(a) Parte del Esqueleto

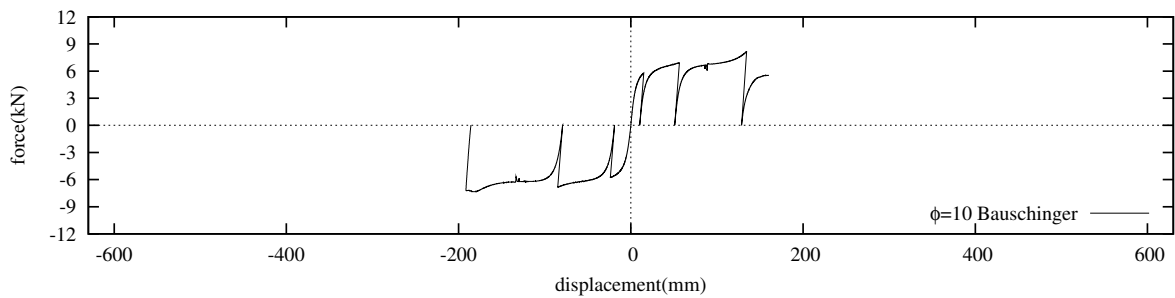


(b) Parte de Bauschinger

Figura 3.17: Descomposición de la curva $\phi = 5$



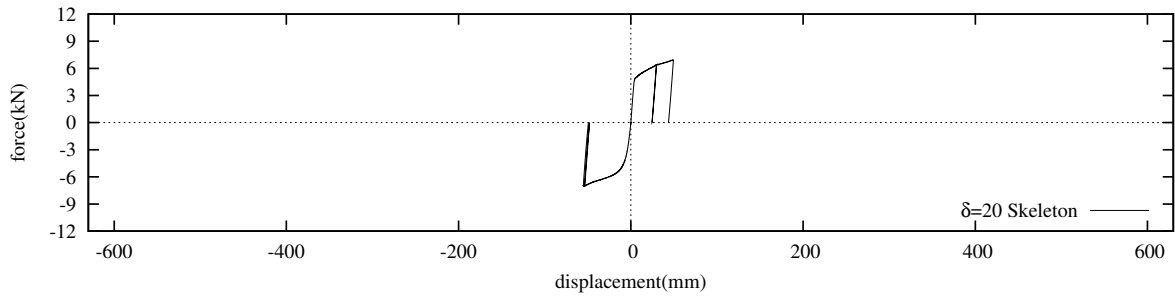
(a) Parte del Esqueleto



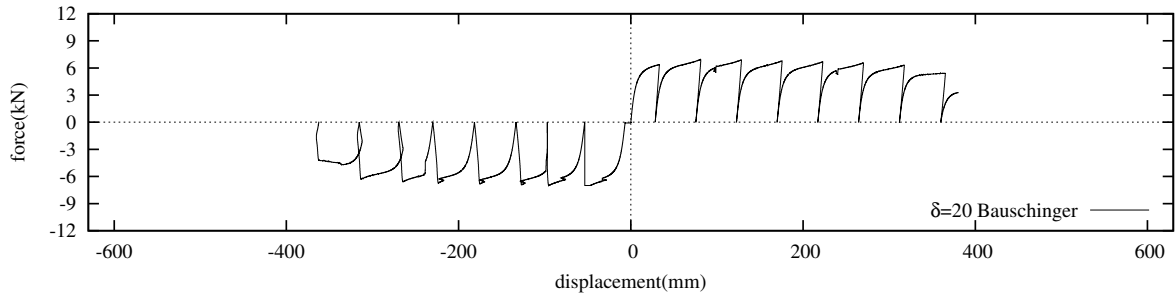
(b) Parte de Bauschinger

Figura 3.18: Descomposición de la curva $\phi = 10$

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

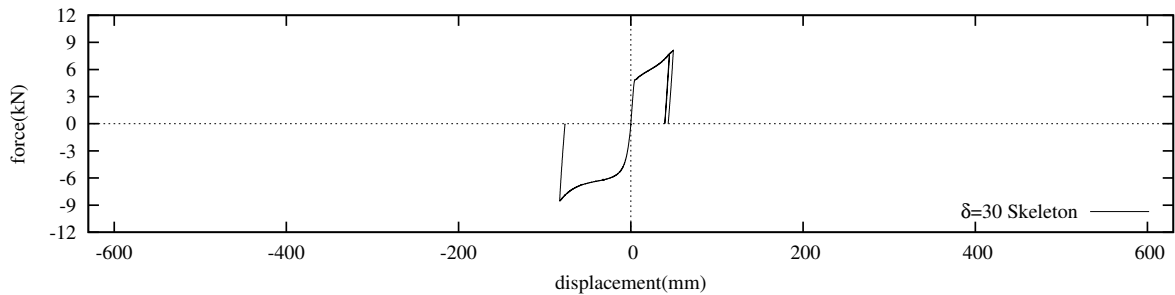


(a) Parte del Esqueleto

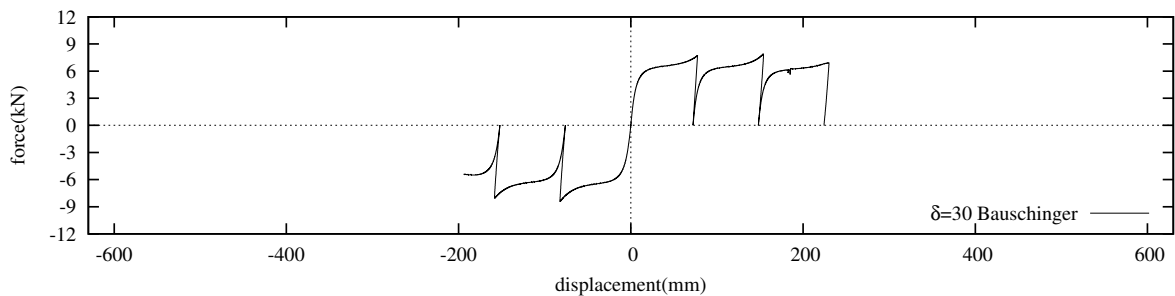


(b) Parte de Bauschinger

Figura 3.19: Descomposición de la curva $\delta = 20$



(a) Parte del Esqueleto



(b) Parte de Bauschinger

Figura 3.20: Descomposición de la curva $\delta = 30$

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

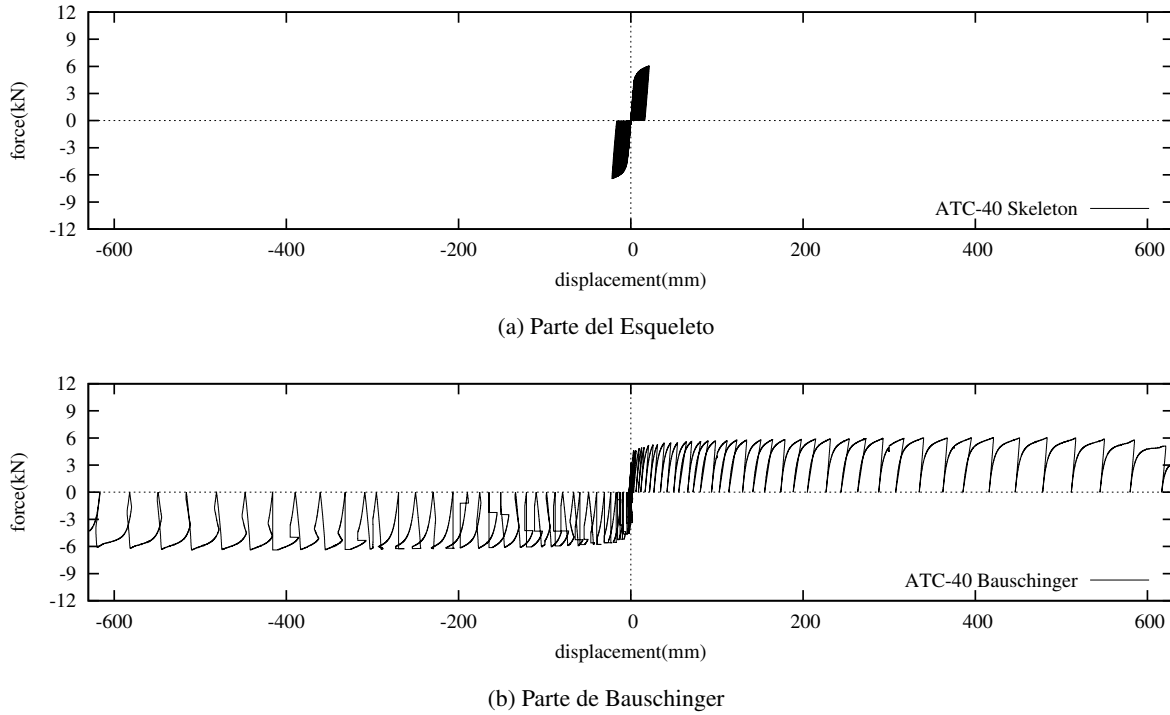


Figura 3.21: Descomposición de la curva ATC – 40

Una vez descompuesta la curva cíclica en sus partes de esqueleto y Bauschinger se obtiene la deformación máxima plástica acumulada positiva ${}_s\delta^+$ y negativa ${}_s\delta^-$ en las curvas del esqueleto y la energía disipada por deformación plástica de cada espécimen en la parte del esqueleto, ${}_uW^s$, en la parte de Bauschinger ${}_uW^B$, y su suma, la energía total disipada ${}_uW$. Estas cantidades son expresadas como coeficientes adimensionales normalizando con los valores teóricos del desplazamiento y carga de fluencia (δ_y y Q_y) obtenidos en la expresión 3.6 en la página 43.

${}_{ep}\eta$ es el coeficiente de deformación plástica aparente última acumulada en la parte del esqueleto, y es la suma de los valores absolutos de los coeficientes de deformación plástica aparente última acumulada en los dominios positivos ${}_{ep}\eta^+$ y negativos de la parte del esqueleto ${}_{ep}\eta^-$. Este coeficiente se obtiene a partir de las máximas deformaciones en las curvas del esqueleto de los dominios de carga (${}_s\delta^+$ y ${}_s\delta^-$) y la deformación de fluencia δ_y .

$${}_{ep}\eta = |{}_{ep}\eta^+| + |{}_{ep}\eta^-| = \frac{|{}_s\delta^+| + |{}_s\delta^-|}{\delta_y} \quad (3.7)$$

${}_s\eta$ es el coeficiente de deformación plástica última acumulada en la parte del esqueleto y es el cociente entre la energía disipada por deformaciones plásticas en las partes del esqueleto de las curvas fuerza–desplazamiento y el producto de la deformación δ_y y carga de fluencia Q_y .

$${}_s\eta = \frac{{}_uW_S}{Q_y\delta_y} \quad (3.8)$$

${}_B\eta$ es el coeficiente de deformación plástica última acumulada en la parte de Bauschinger y es el

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

cociente entre la energía disipada por deformaciones plásticas en las partes de Bauschinger de las curvas fuerza–desplazamiento y el producto de la deformación δ_y y carga de fluencia Q_y .

$${}_B\eta = \frac{uW_B}{Q_y\delta_y} \quad (3.9)$$

Finalmente, η es el coeficiente de deformación plástica última acumulada y es la suma de los coeficientes de deformación plástica última acumulada en las partes del esqueleto y de Bauschinger.

$$\eta = {}_S\eta + {}_B\eta \quad (3.10)$$

En la tabla 3.2 se muestran los valores de estos parámetros para los ensayos estáticos realizados. Tal y como se indicó anteriormente la CLUDE de cada espécimen η es altamente dependiente de la historia de carga.

Ensayo	${}_{ep}\eta$	${}_S\eta$	${}_B\eta$	$\eta = {}_S\eta + {}_B\eta$	${}_B\eta/{}_S\eta$	$uW(J)$
$\phi = 2$	44.32	67.19	532.79	599.98	7.93	4489.32
$\phi = 5$	60.93	97.62	355.60	453.53	3.64	3393.49
$\phi = 10$	75.12	124.54	269.45	393.99	2.16	2947.98
$20\delta_y$	53.27	79.25	555.08	634.32	7.00	4746.24
$30\delta_y$	67.86	107.63	338.05	445.68	3.14	3334.74
ATC40	20.77	29.31	923.11	952.41	31.50	7126.35

Tabla 3.2: Resultados de los ensayos estáticos

3.2. Capacidad límite última de disipación de energía

Como se discutió en el apartado anterior, la capacidad límite última de disipación de energía CLUDE es muy dependiente del historial de carga aplicado. En el apartado presente, se adopta un criterio [14] para anticipar el fallo basado no sólo en consideraciones energéticas y de deformación sino que también tiene en cuenta la influencia del historial de carga aplicado. En la figura 3.22 se muestran los valores de los coeficientes de deformación plástica última acumulada en la parte del esqueleto $s\eta$, de deformación plástica última acumulada en la parte de Bauschinger $B\eta$ y de deformación plástica última acumulada η en función del coeficiente de deformación plástica aparente última acumulada en la parte del esqueleto $ep\eta$ para cada uno de los ensayos estáticos del apartado anterior. La CLUDE está influida de manera significativa por la deformación plástica aparente última acumulada en la parte del esqueleto $ep\eta$ [54] como se observa en los datos experimentales.

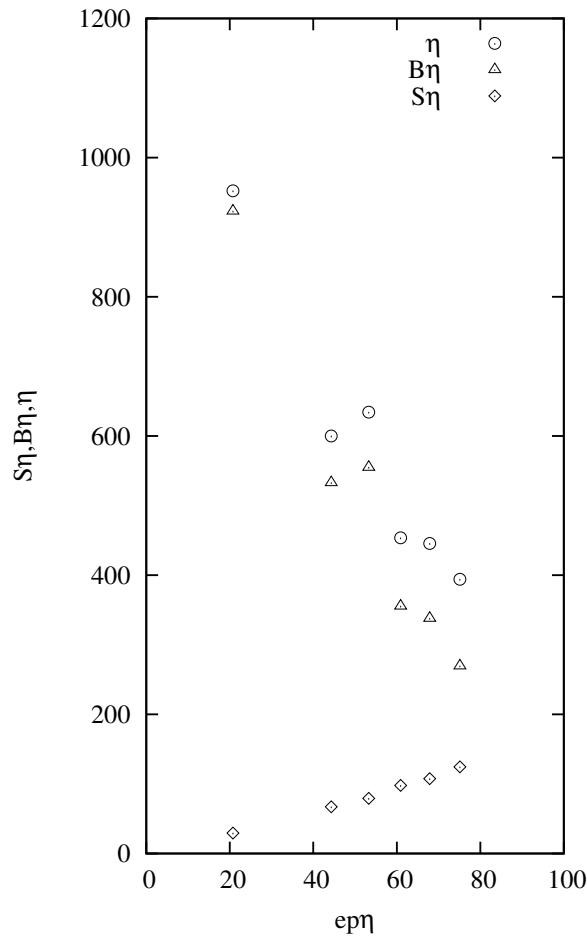


Figura 3.22: Resultados de los ensayos estáticos

3.2.1. Predicción de la CLUDE

Con el objeto de estudiar la relación entre deformación plástica aparente última acumulada en la parte del esqueleto $\epsilon_p \eta$ y la deformación plástica última acumulada en la parte del esqueleto $\epsilon \eta$, las curvas del esqueleto de las relaciones fuerza–desplazamiento $Q - \delta$ del disipador se aproximan con una envolvente trilineal como la mostrada en la fig. 3.23 que coincide con la relación $Q - \delta$ de un ensayo monotónico [54]. Teniendo en cuenta las propiedades del disipador obtenidas analíticamente en el apartado 3.1, se toman los siguientes valores de $\delta_y = 1,88\text{mm}$, $Q_y = 3,98\text{kN}$, $Q_B = 5,17\text{kN}$, $K_{p1} = 1/5$ y $K_{p2} = 1/30$ para la definición de la envolvente trilineal.

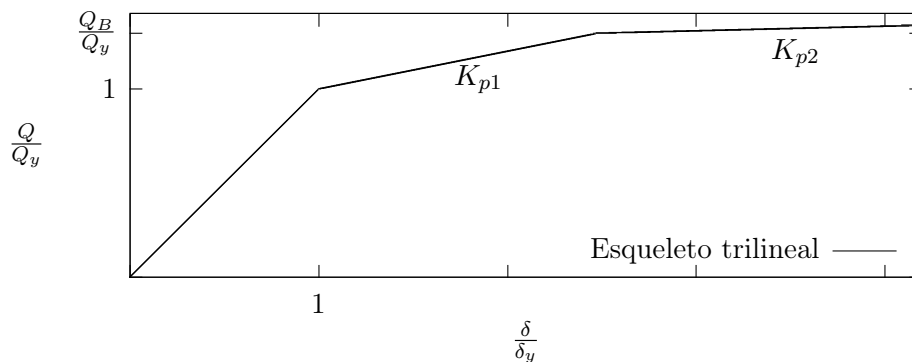


Figura 3.23: Aproximación trilineal al esqueleto de las curvas cíclicas

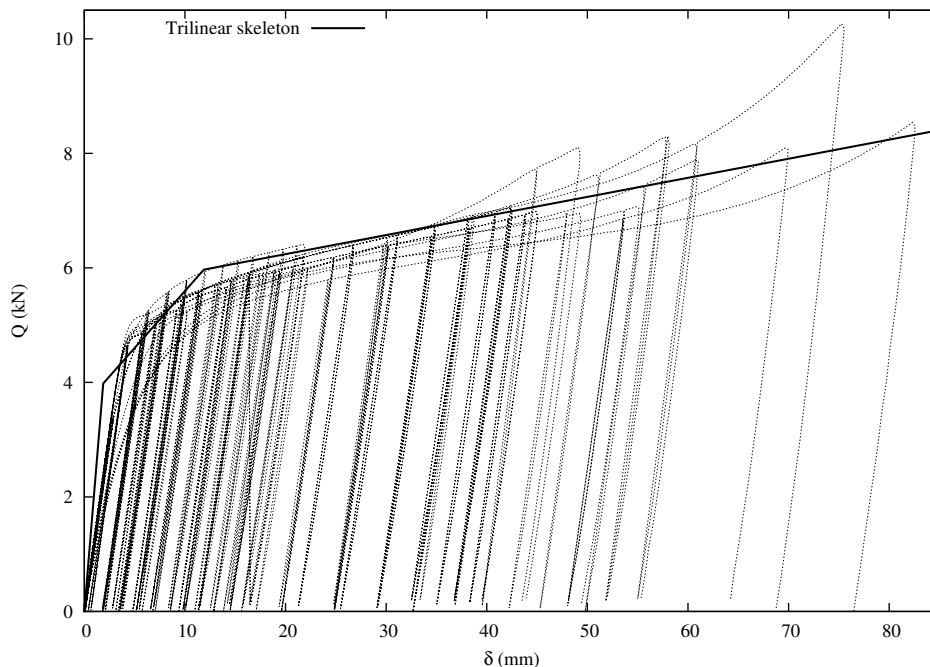


Figura 3.24: Comparación de la aproximación trilineal con los datos experimentales

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

La figura 3.24 muestra la comparación entre las curvas del esqueleto del apartado anterior y la aproximación trilineal propuesta. A partir de esta envolvente trilineal se obtiene la relación entre el coeficiente de deformación máxima aparente acumulada en la parte del esqueleto $ep\eta$ y el coeficiente de deformación plástica acumulada $s\eta$:

$$\begin{cases} ep\eta < ep\eta_B \rightarrow s\eta = \frac{1}{2} ep\eta^2 K_{p1} + ep\eta \\ ep\eta \geq ep\eta_B \rightarrow s\eta = ep\eta_B [1 + \frac{1}{2} (\frac{Q_B}{Q_y} - 1)] + (ep\eta - ep\eta_B) (\frac{Q_B}{Q_y} + K_{p2} \frac{ep\eta - ep\eta_B}{2}) \end{cases} \quad (3.11)$$

Siendo $ep\eta_B$ el valor de $ep\eta$ para $Q = Q_B$,

$$ep\eta_B = \frac{(Q_B - Q_y)(1 - K_{p1})}{K_{p1}} \quad (3.12)$$

Por su parte, la relación entre $ep\eta$ y $B\eta$ no se puede predecir teóricamente, por lo que recurrimos a una regresión de los datos obtenidos experimentalmente:

$$B\eta = -12ep\eta + 1140 \quad (3.13)$$

Conocidas la relación $ep\eta$ - $s\eta$ (fig. 3.25a), y la relación $ep\eta$ - $B\eta$ (fig. 3.25b) la capacidad última de disipación de energía del disipador viene dada por la suma de ambas, $\eta = s\eta + B\eta$ (fig. 3.25c). Por conveniencia, y dada la relación entre $s\eta$ y $ep\eta$ en la ecuación 3.11, podemos expresar la CLUDE únicamente en términos de energía disipada normalizada en el espacio de $s\eta$ y η .

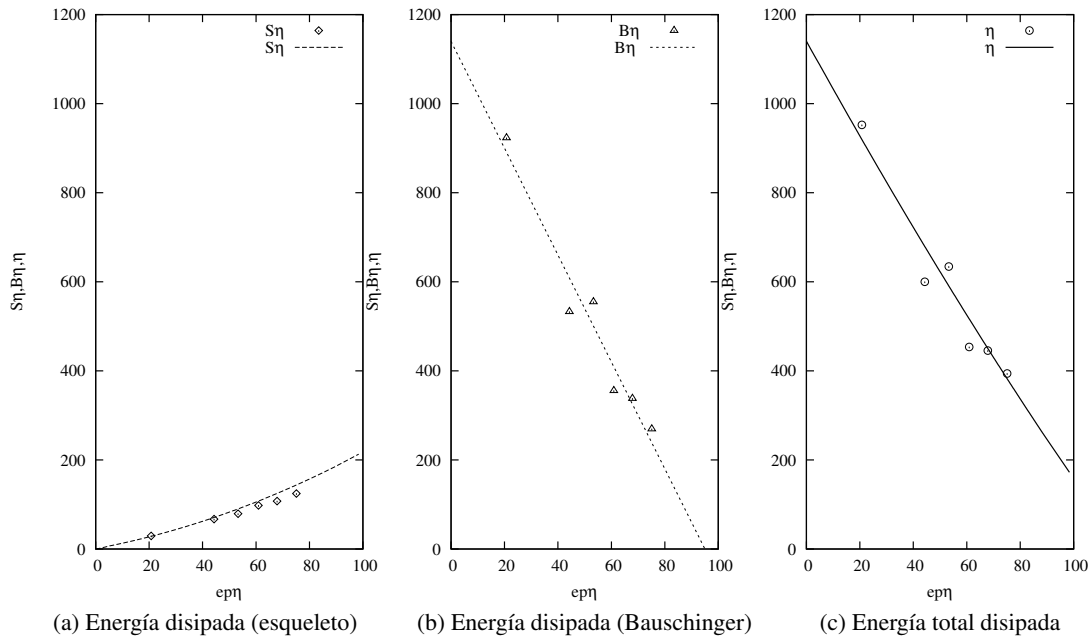


Figura 3.25: Propuesta de CLUDE

3.2.2. Rutas de Disipación de Energía

Las Rutas de Disipación de Energía son una representación del historial de disipación de energía en el espacio de los ratios normalizados $\delta\eta$ y η . La figura 3.26 muestra las rutas de disipación de energía de los especímenes de ensayo. Los tramos verticales de las rutas de disipación indica que se está consumiendo energía de deformación inelástica en la parte de Bauschinger de las curvas fuerza desplazamiento. Por su parte, los tramos inclinados muestran el consumo de energía de deformación plástica en la parte del esqueleto de las curvas. En línea continua se indica la CLUDE estimada con el procedimiento descrito.

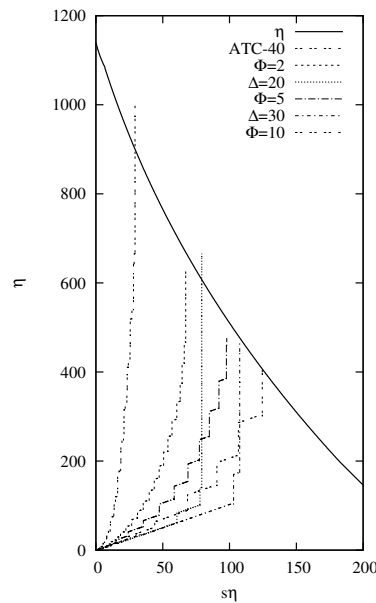


Figura 3.26: Rutas de disipación de energía para los ensayos estáticos

3.3. Modelo de comportamiento histerético

Este apartado propone un modelo histerético sencillo para predecir la relación fuerza–desplazamiento de los disipadores ante cargas cíclicas arbitrarias. En sintonía con la propuesta de predicción de la capacidad límite última de disipación de energía, el modelo histerético sigue en unos tramos la parte del esqueleto y en otras la parte de Bauschinger, todo ello en función de que se rebase o no la carga máxima experimentada por el disipador en ciclos anteriores en cada dominio de carga.

3.3.1. Modelizado de la parte de esqueleto de la curva

Tal como se discute en el apartado 3.2, está verificado experimentalmente [54] que la parte del esqueleto de la curva cíclica coincide con la relación fuerza-desplazamiento $Q - \delta$ ante cargas monotónicas. Esta relación puede aproximarse o bien por el esqueleto trilineal de la figura 3.23, o bien a partir del procedimiento [16] expuesto a continuación, en caso de que sea necesario tener el cuenta

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

efectos de segundo orden en el disipador. La deformación de los disipadores proviene de tensiones debidas a la flexión, de modo que la parte del esqueleto de la curva $Q - \delta$ puede obtenerse integrando la relación momento–curvatura $M - \phi$ de las secciones.

3.3.1.1. Relación momento curvatura

Asumiendo una relación tensión–deformación $\sigma_t - \epsilon_t$ bilineal (elástica perfectamente plástica) con los datos obtenidos del ensayo de tracción del material (tabla 3.1 en la página 43), podemos aproximar con exactitud la relación entre tensiones reales y alargamientos en compresión $\sigma_c - \epsilon_c$ con la siguiente relación [7]:

$$\sigma_c = \frac{1 + \epsilon_c}{1 - \epsilon_c} \sigma_t \quad (3.14)$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_t}{1 + \epsilon_t} \quad (3.15)$$

Tras obtener la relación tensión–deformación no lineal del material en ambos dominios de carga, se plantea un proceso iterativo de cálculo plástico para tener la relación momento–curvatura $M - \phi$ de la sección. Para ello discretizamos la sección en n capas y partimos de unas condiciones iniciales $M = 0, \phi = 0$. En cada iteración se siguen los siguientes pasos:

1. Incrementamos la curvatura ϕ impuesta a la sección en el paso anterior. Siguiendo la hipótesis de Bernouilli, las secciones se mantendrán planas tras deformarse.
2. Para cada uno de los valores de curvatura ϕ , buscamos la posición de la fibra neutra Y_{FN} siguiendo un proceso iterativo. Una vez obtenida la posición de la fibra neutra, calculamos la distribución de tensiones normales en la sección y hacemos equilibrio de fuerzas para obtener el momento actuante en la sección asociado a cada valor de la curvatura. Estos pasos se resumen a continuación:

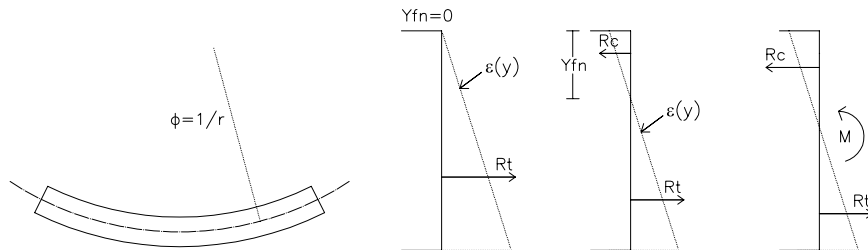


Figura 3.27: Proceso iterativo de cálculo de relación momento–curvatura

- a) Fijamos la posición de la fibra neutra Y_{FN} variando en su caso el valor de iteraciones previas.
- b) Dada la curvatura de la sección ϕ , y la posición de la fibra neutra supuesta en (a), obtenemos la deformación unitaria ϵ de cada capa.

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

- c) A partir de deformación unitaria ε de cada capa, y conocida la relación tensión–deformación del material, obtenemos la tensión σ en cada capa.
- d) A partir de la geometría de la sección, conocida la tensión σ y el área A de cada capa, obtenemos una distribución de fuerzas F en cada capa de valor $F = \sigma \cdot A$.
- e) Calculamos las resultantes en tracción R_T y en compresión R_C de la distribución de fuerzas F .
- f) Comprobamos el equilibrio de la sección $|R_T| - |R_C| \simeq 0$
- g) Si no hay equilibrio, incrementamos la posición de la fibra neutra y repetiremos el proceso desde (a). Si la distribución de fuerzas está en equilibrio, pasamos a (3).

3. Cuando la sección está en equilibrio, obtenemos el momento flector M que produce las distribución de fuerzas F respecto a la fibra neutra. A continuación volvemos a iterar desde (1) incrementando la curvatura.

El resultado de este cálculo para los especímenes de ensayos queda reflejado en la siguiente figura.

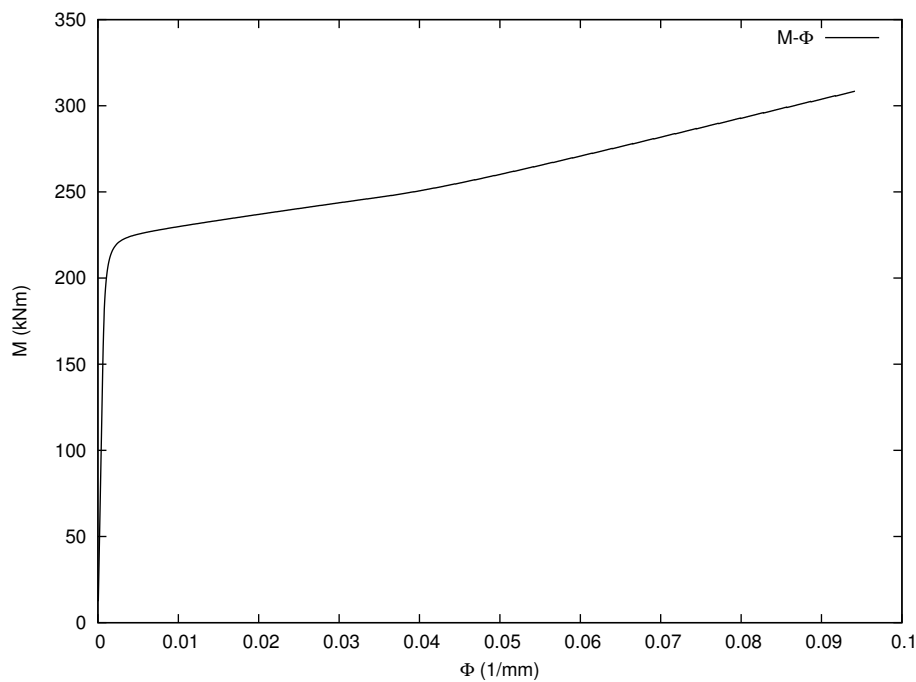


Figura 3.28: Relación momento–curvatura de la sección

3.3.1.2. Relación fuerza desplazamiento teniendo en cuenta efectos de segundo orden

Dada la simetría en geometría y solicitaciones de la pieza, se considera solamente medio disipador para obtener la relación fuerza desplazamiento teniendo en cuenta los efectos de segundo orden que se producen cuando la deformación lateral es importante. Tal y como se observa en la figura 3.29, cuando la deformación lateral δ'_h es grande, la altura del segmento de disipador se reduce,

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

incrementándose la fuerza lateral Q' . Para estimar la influencia de este efecto, se discretiza medio disipador en m segmentos de longitud Δh a lo largo de su longitud como se muestra en la fig. 3.30. A partir de una distribución lineal de momentos y la relación momento–curvatura $M - \phi$ de la sección anterior (fig. 3.28), se obtiene la curvatura ϕ_i que suponemos constante en cada segmento. A partir de las consideraciones geométricas de la fig. 3.30 se obtiene el desplazamiento horizontal y vertical δ'_h y δ'_v [9]:

$$\delta'_h = \sum_{i=1}^{i=m} \Delta\delta'_{h_i} = \sum_{i=1}^{i=m} \theta_i \left(\frac{h}{2} - x_i \right) \quad (3.16)$$

$$\delta'_v = \sum_{i=1}^{i=m} \Delta\delta'_{v_i} = \sum_{i=1}^{i=m} \left[\Delta\delta'_{h_i} \left(\frac{\theta_i}{2} + \sum_{j=1}^{j=i-1} \theta_j \right) \right] \quad (3.17)$$

Donde x_i es la distancia desde el inicio del alma del IPE hasta el segmento i -ésimo y el giro de cada segmento viene dado por $\theta_i = \phi_i \Delta h$.

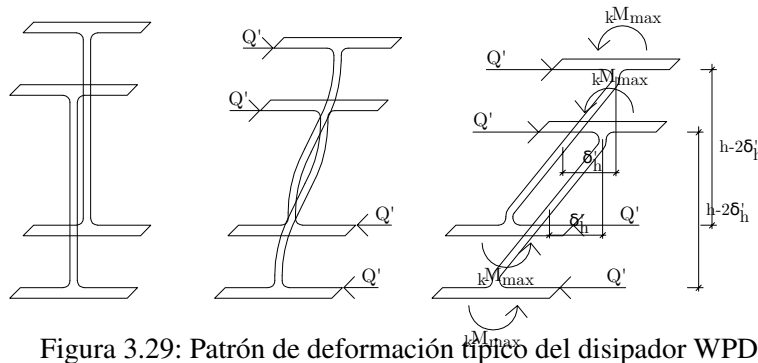


Figura 3.29: Patrón de deformación típico del disipador WPD

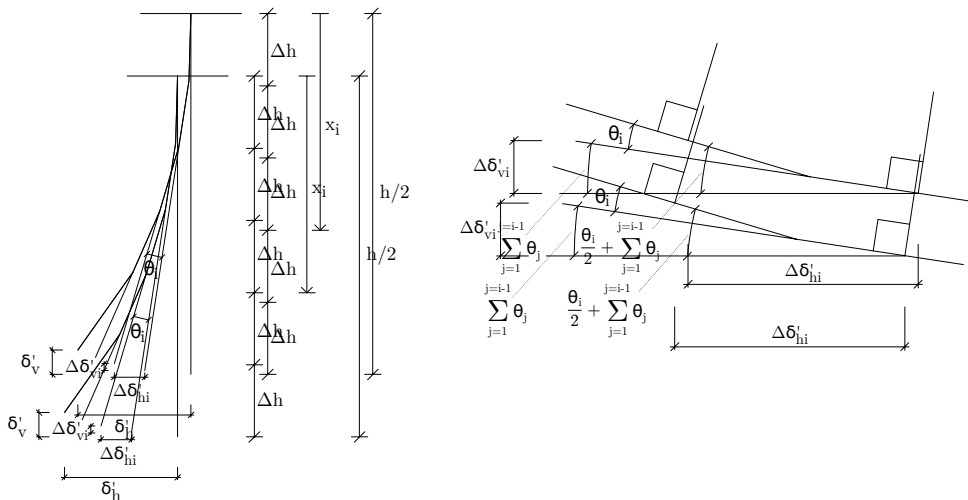


Figura 3.30: Patrón de deformación de medio disipador WPD

La construcción de la curva se lleva a cabo aplicando k incrementos finitos de momento aplicado ΔM_k , de modo que el momento aplicado en cada paso k será $M_k = \Delta M_k + M_{k-1}$. El momento M_k en

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

cada paso produce una deformación desplazamiento horizontal y vertical δ'_h y δ'_v en la semisección. Conocidas las relaciones momento–deformación, la relación momento deformación viene dada por la expresión:

$$Q_k = \frac{M_k}{(h/2 - \delta_v)} \quad (3.18)$$

El resultado de este proceso queda representado en la figura 3.31 a línea de puntos, junto con la aproximación trilineal en línea sólida y los datos experimentales a trazos.

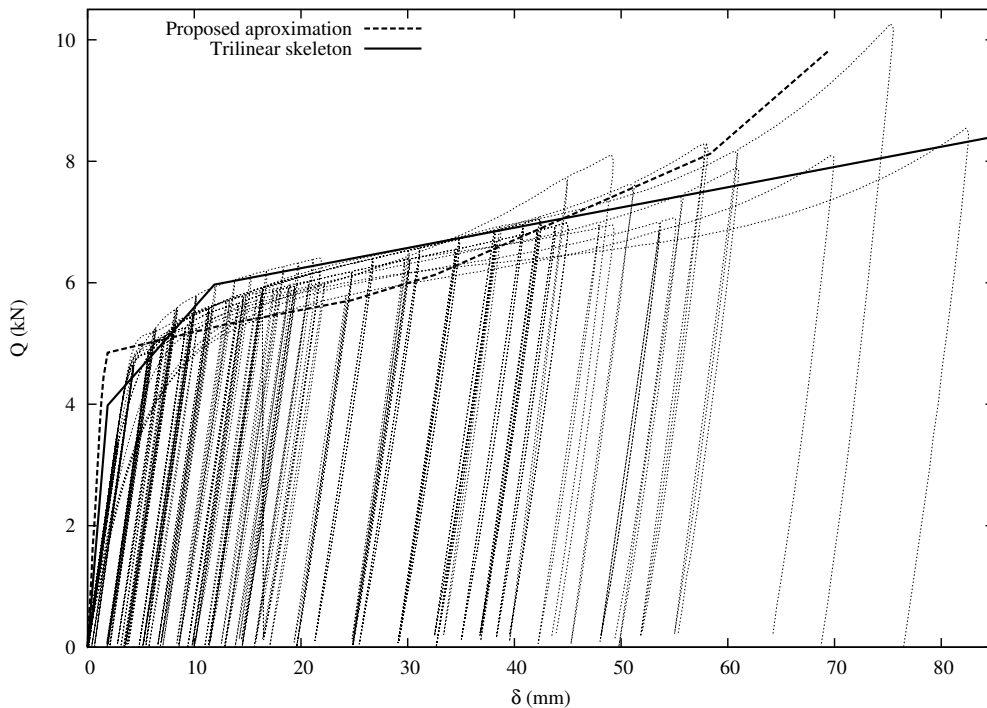


Figura 3.31: Aproximaciones al esqueleto de la curva

3.3.2. Modelizado de la parte de Bauschinger de la curva

Para el modelizado de la parte de Bauschinger, se plantea la aproximación bilineal de la fig. 3.32 adoptando para la pendiente de la recta tangente a la curva en el inicio de cada tramo de Bauschinger la pendiente elástica. Además se impone que el valor máximo de la fuerza en cada ciclo Q_M y la energía disipada en cada ciclo deben ser igual en el modelo y en los datos experimentales. El valor de la fuerza en el disipador αQ_M en el que la pendiente del modelo cambia queda definido por el parámetro α en función de la carga máxima desarrollada en el ciclo de Bauschinger Q_M . Por su parte, la deformación $B\delta$ de cada tramo de Bauschinger se propone proporcional a la deformación

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

acumulada en el esqueleto de la curva δ con el parámetro β .

$$\alpha = \frac{\alpha Q_M}{Q_M} \quad (3.19)$$

$$\beta = \frac{B\delta}{s\delta} \quad (3.20)$$

A partir de una regresión lineal de los datos experimentales de $\frac{\alpha Q_M}{Q_M}$ y $\frac{B\delta}{s\delta}$ se obtuvieron los valores de $\alpha = 0,66$ y $\beta = 0,61$. La siguiente figura muestra las regresiones de α y β y los valores obtenidos en los experimentos.

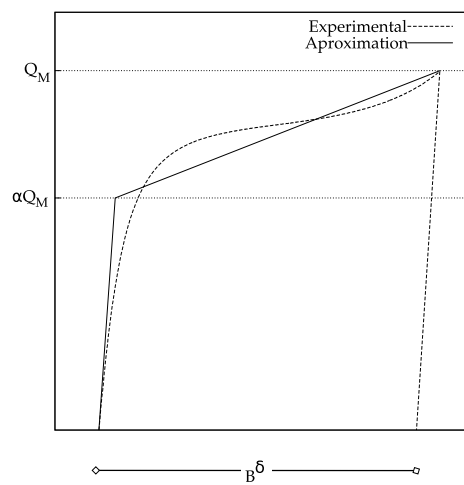


Figura 3.32: Aproximación bilineal de la parte de Bauschinger

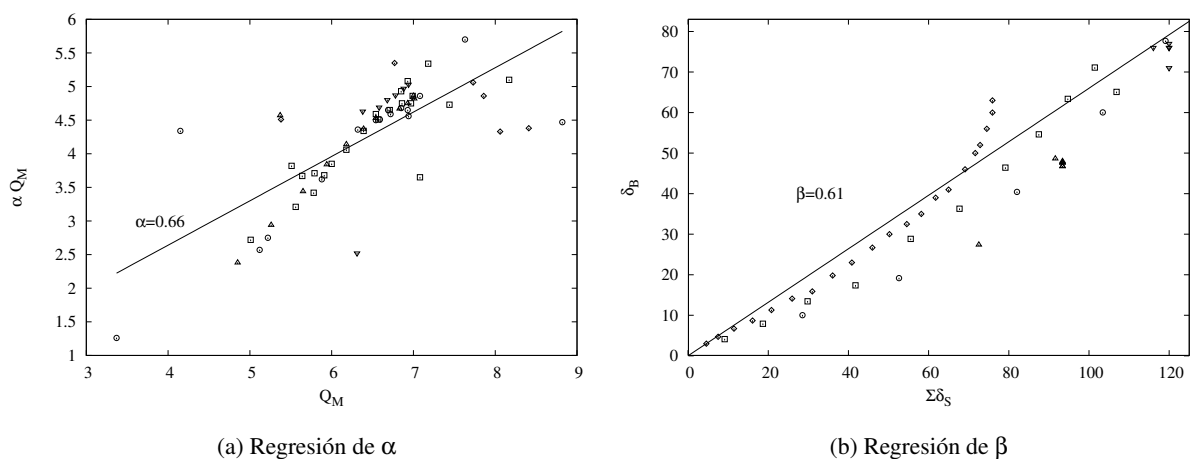


Figura 3.33: Regresión de los parámetros α y β

3.3.3. Comprobación del modelo histerético propuesto

En la figura 3.34a se compara la predicción del comportamiento cíclico $Q - \delta$ con los datos experimentales del ensayo cíclico de amplitud incremental $\phi = 10$ (pág. 48). Se observa que la predicción del modelo, en línea punteada, se ajusta al comportamiento experimental.

En la figura 3.34b se compara la predicción de la ruta de disipación de energía con los datos experimentales en el espacio de $ep\eta$ y η . Ambas figuras muestran que los modelos propuestos predicen con suficiente exactitud el comportamiento histerético y la CLUDE del disipador.

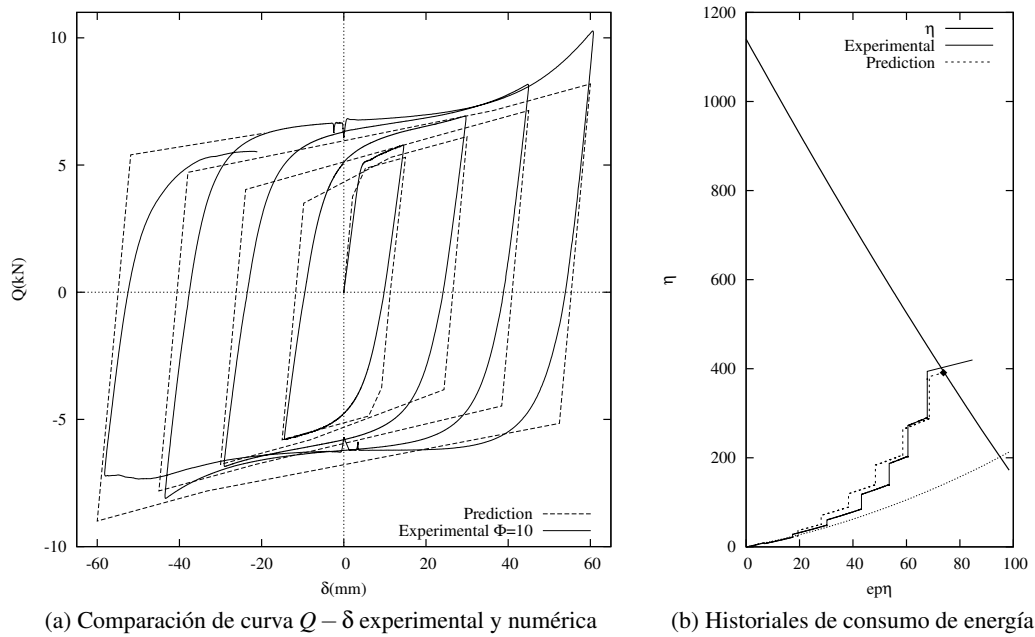


Figura 3.34: Comprobación en ensayo $\phi = 10$

3.4. Comprobación mediante ensayos dinámicos

En los apartados 3.2 y 3.3 se caracterizó el comportamiento histerético de los disipadores WPD y realizó una propuesta para predecir su capacidad última de disipación de energía a partir de datos de ensayos estáticos. A continuación, se pretende comprobar estas propuestas con los datos empíricos de ensayos dinámicos de un espécimen de ensayo a escala $1/2$ con mesa sísmica.

3.4.1. Descripción de los ensayos

3.4.1.1. Prototipo

El prototipo de estructura para los ensayos dinámicos es un caso común de edificación para viviendas, de losa maciza de hormigón armado sobre pilares de acero con crucetas de punzonamiento situado en Granada como se muestra en la figura siguiente.

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

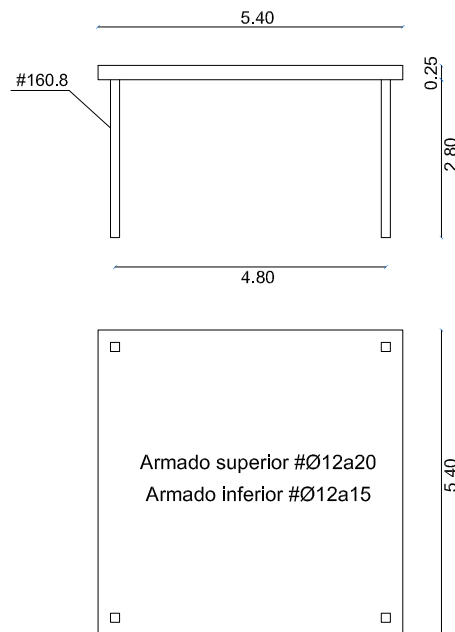


Figura 3.35: Prototipo para ensayos dinámicos

Las acciones gravitatorias de cálculo son las determinadas por el CTE, y las acciones sísmicas vienen determinadas por el método simplificado de la NCSE-02 [64] a partir de los siguientes parámetros:

- Aceleración básica de cálculo $a_b = 0,23g$
- Ductilidad baja $\mu = 2$
- Terreno blando tipo III ($200\text{m/s} \leq V_S \leq 400\text{m/s}$) $\rightarrow C = 1,6$
- Amortiguamiento 5 %
- Aceleración espectral de cálculo $S_a = 2,5 \times 0,27g / 2 = 0,34g$

Los materiales empleados son

- HA-25, control normal, armado con barras de acero corrugadas B500S según la instrucción EHE.
- Acero en pilares S355 $\sigma_y = 355\text{N/mm}^2$

3.4.1.2. Especimen

Con la finalidad de comprobar experimentalmente las propuestas de modelo histerético y capacidad límite última de disipación de energía, realizamos ensayos dinámicos con un espécimen a escala 1:2 del prototipo anterior, que se discute a continuación.

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

Leyes de semejanza prototipo–especimen Partiendo de la base de que todas las ecuaciones que gobiernan un sistema deben ser dimensionalmente homogéneas [44], dado un sistema estructural con sus propiedades básicas (fuerza, masa, longitud y tiempo), la relación fundamental que debe existir entre modelo y prototipo viene dada por la siguiente ecuación, donde F , T , m , L son las dimensiones de fuerza, tiempo, masa y longitud.

$$G(Ft^2/mL) = 0 \quad (3.21)$$

Para un modelo dinámico, conviene expresar la relación anterior en términos de tensiones σ y aceleraciones a , ya que se emplearán los mismos materiales en modelo y prototipo y la aceleración de la gravedad es inalterable:

$$G(\sigma L^2/ma) = 0 \quad (3.22)$$

$$\sigma = F/L^2 \quad a = L/T^2 \quad (3.23)$$

$$\frac{\sigma_m L_m^2}{m_m a_m} = \frac{\sigma_p L_p^2}{m_p a_p} \quad (3.24)$$

Los factores de escala S para cada una de las dimensiones se definen como sigue:

$$S_\sigma = \frac{\sigma_m}{\sigma_p} \quad S_a = \frac{a_m}{a_p} \quad S_l = \frac{L_m}{L_p} \quad S_F = \frac{F_m}{F_p} \quad S_t = \frac{T_m}{T_p} \quad S_l = \frac{L_m}{L_p} \quad (3.25)$$

A partir de la ecuación 3.22 se obtiene la expresión de similitud dinámica:

$$S_\sigma S_L^2 = S_m S_a \quad (3.26)$$

Si imponemos que aceleración y tensión sean iguales en modelo y prototipo, y dado que el factor de escala para la longitud es $S_L = 1/2$, el resto de factores de escala se deducen como sigue:

$$\begin{cases} S_L = 1/2 & \rightarrow S_V = S_L^3 \rightarrow S_V = 1/2^3 = 1/8 \\ S_a = 1 & \rightarrow S_a = S_L/S_t^2 \rightarrow S_t = \sqrt{1/2} \\ S_\sigma = 1 & \rightarrow S_\sigma = \frac{S_F}{S_L^2} \rightarrow S_F = 1/4 \end{cases} \quad (3.27)$$

En consecuencia, el período natural del espécimen será $\sqrt{1/2}$ el del prototipo y el volumen del espécimen será $1/8$ del prototipo, mientras que su peso se debe reducir a $1/4$, por lo que requerirá sobrecarga adicional, ya que la densidad de los materiales no es contemplada como variable.

Descripción del espécimen De acuerdo con los cálculos realizados, se construyó un espécimen en las instalaciones del laboratorio de Mecánica de Estructuras de la Universidad de Granada. Los materiales empleados en la construcción de los especímenes fueron hormigón HA-25 en losa, ace-

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

ro para armar B500, y acero S355 en perfiles laminados y en placas metálicas de sobrecarga. Los disipadores instalados están compuestos por 5 segmentos de perfil IPE como los descritos anteriormente conectados a los pilares con dos barras auxiliares UPN140. La geometría de los especímenes se detallan en las figuras 3.36, 3.38, 3.37 y 3.39.

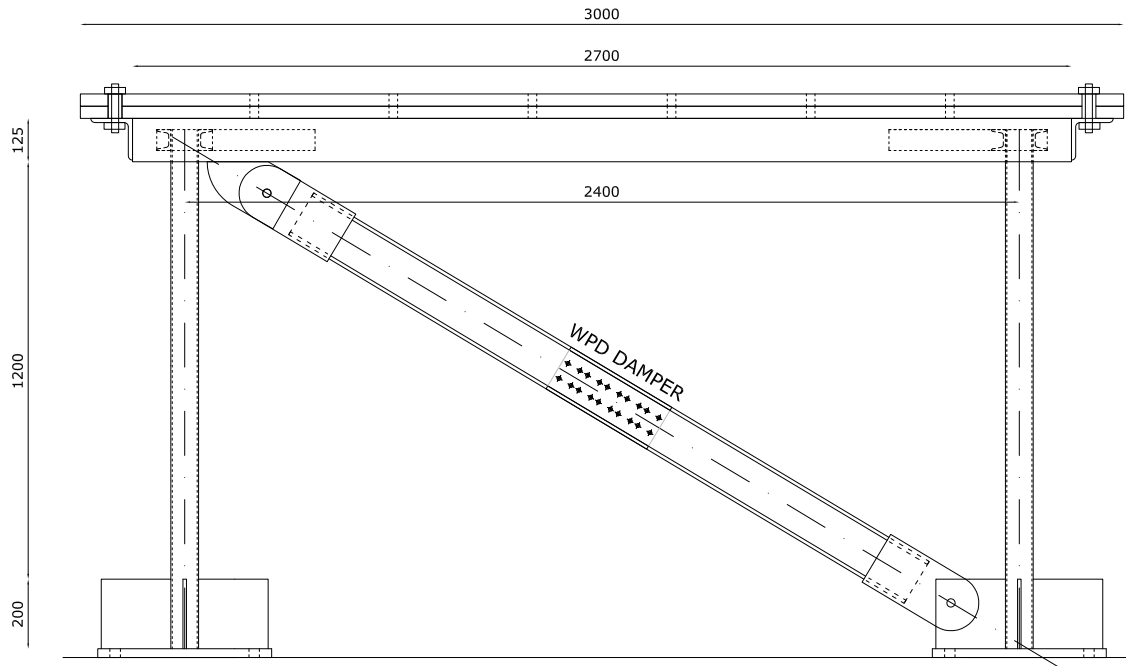


Figura 3.36: Alzado del espécimen

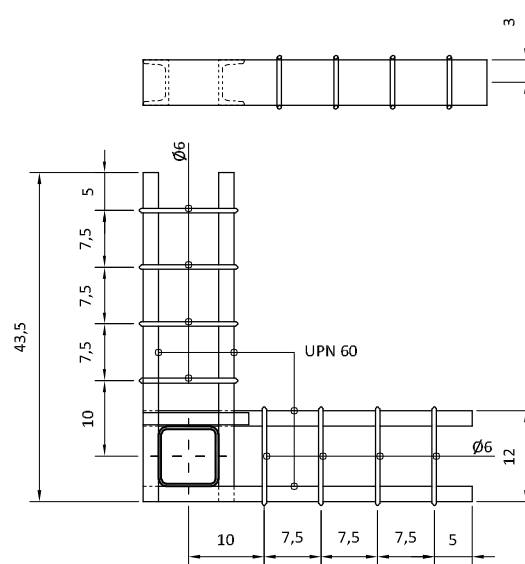
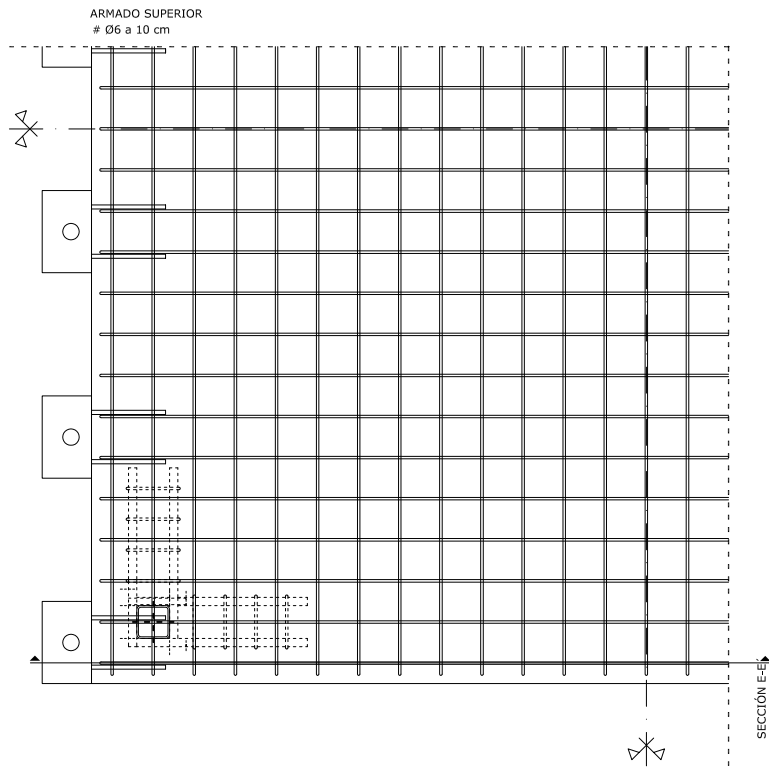
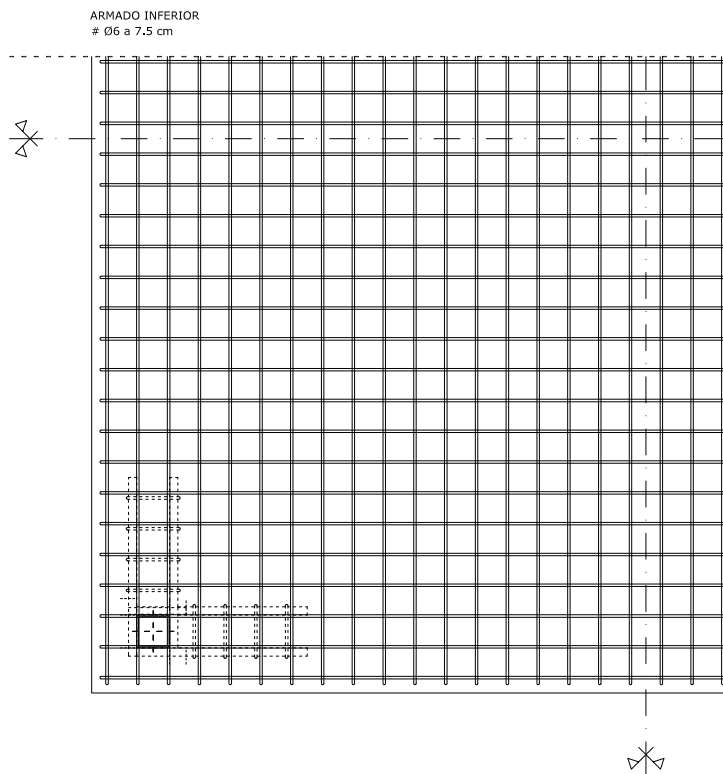


Figura 3.37: Detalle de refuerzos de punzonamiento en espécimen

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía



(a) Armado superior de losa



(b) Armado inferior de losa

Figura 3.38: Armado de losa de especimen

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

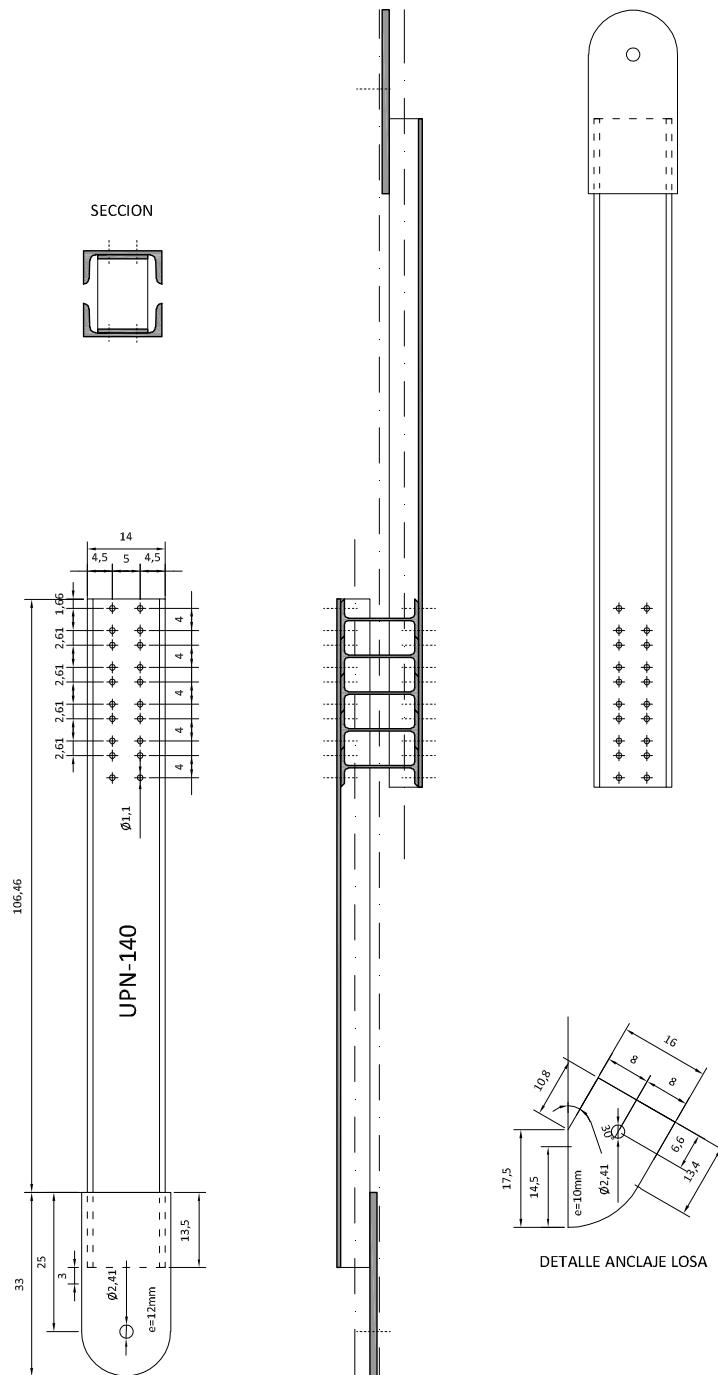


Figura 3.39: Disposición de los disipadores en diagonal

3.4.1.3. Configuración del experimento e instrumentación

La instrumentación del experimento consistió en (i) galgas extensométricas en el armado de la losa (numeradas en la fig. 3.44), en los extremos de pilares (figs. 3.42 y 3.43) y en los disipadores (fig. 3.45), (ii) transductores de desplazamiento en las direcciones del actuador, en dirección perpendicular al actuador y en plano con los disipadores (figs. 3.40, 3.41, 3.42 y 3.45) y (iii) acelerómetros para obtener las aceleraciones absolutas de la losa en las direcciones paralelas y perpendicular al movimiento (figs. 3.41 y 3.42). A su vez, la mesa vibrante provee salidas analógicas para poder adquirir su desplazamiento, velocidad, aceleración. La frecuencia de escaneo en estos ensayos fue de 200Hz.

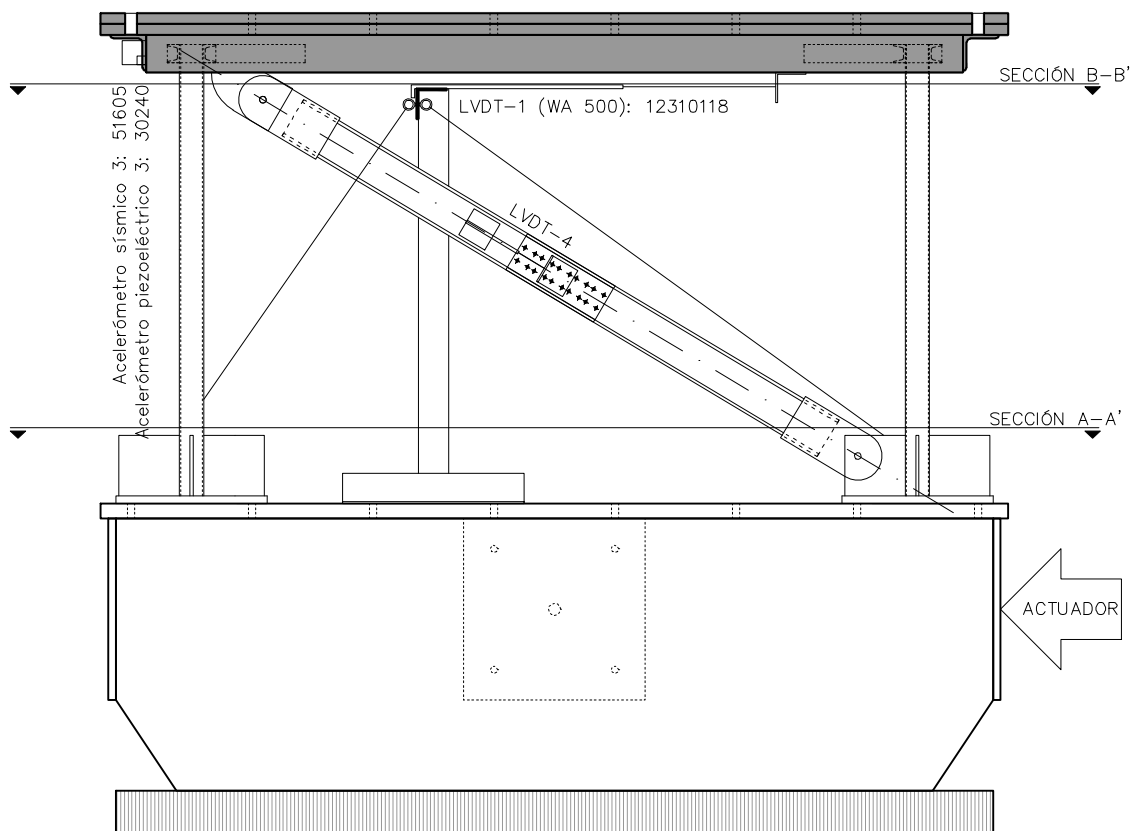


Figura 3.40: Vista frontal de la configuración del experimento

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

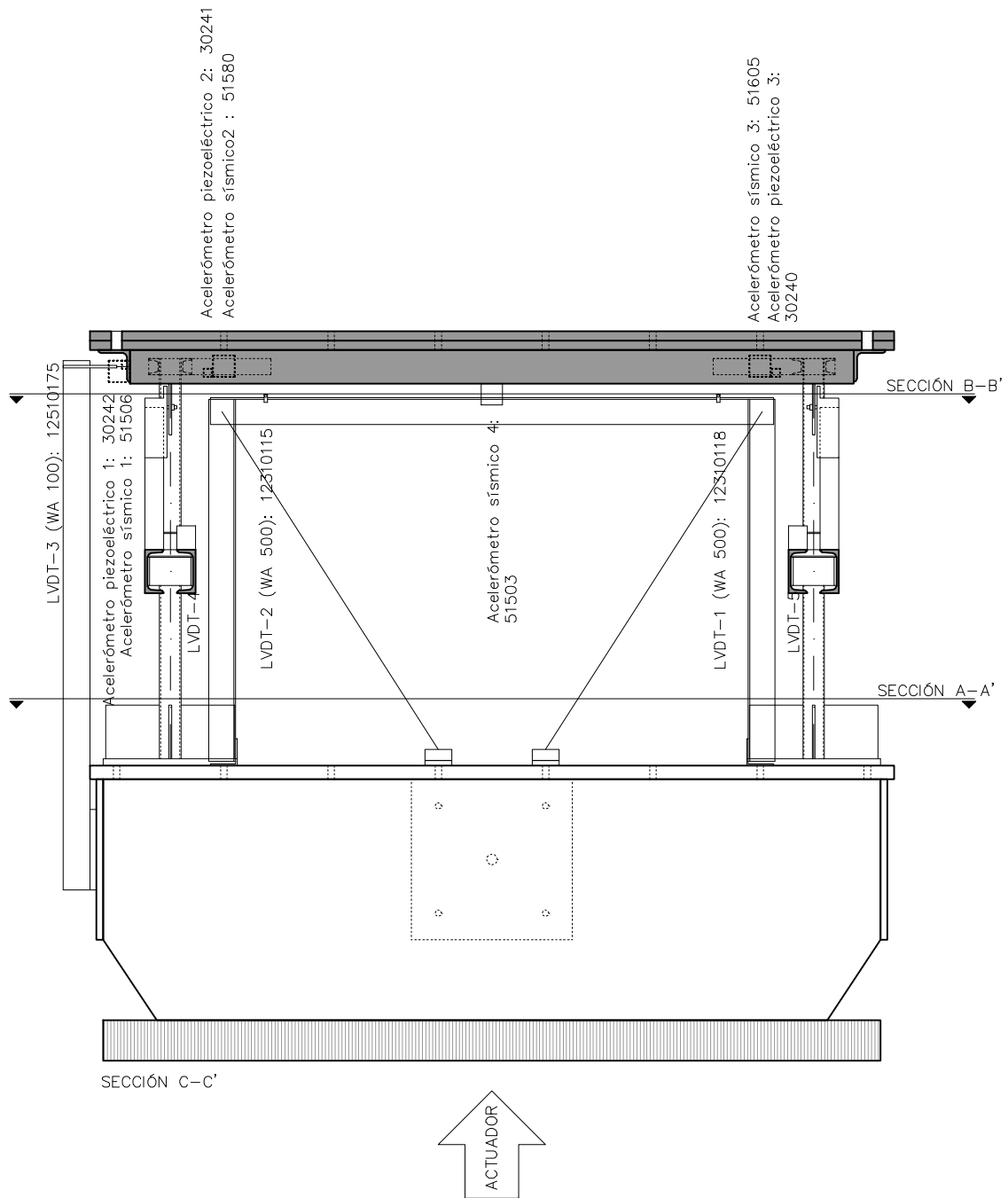


Figura 3.41: Vista lateral de la configuración del experimento

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

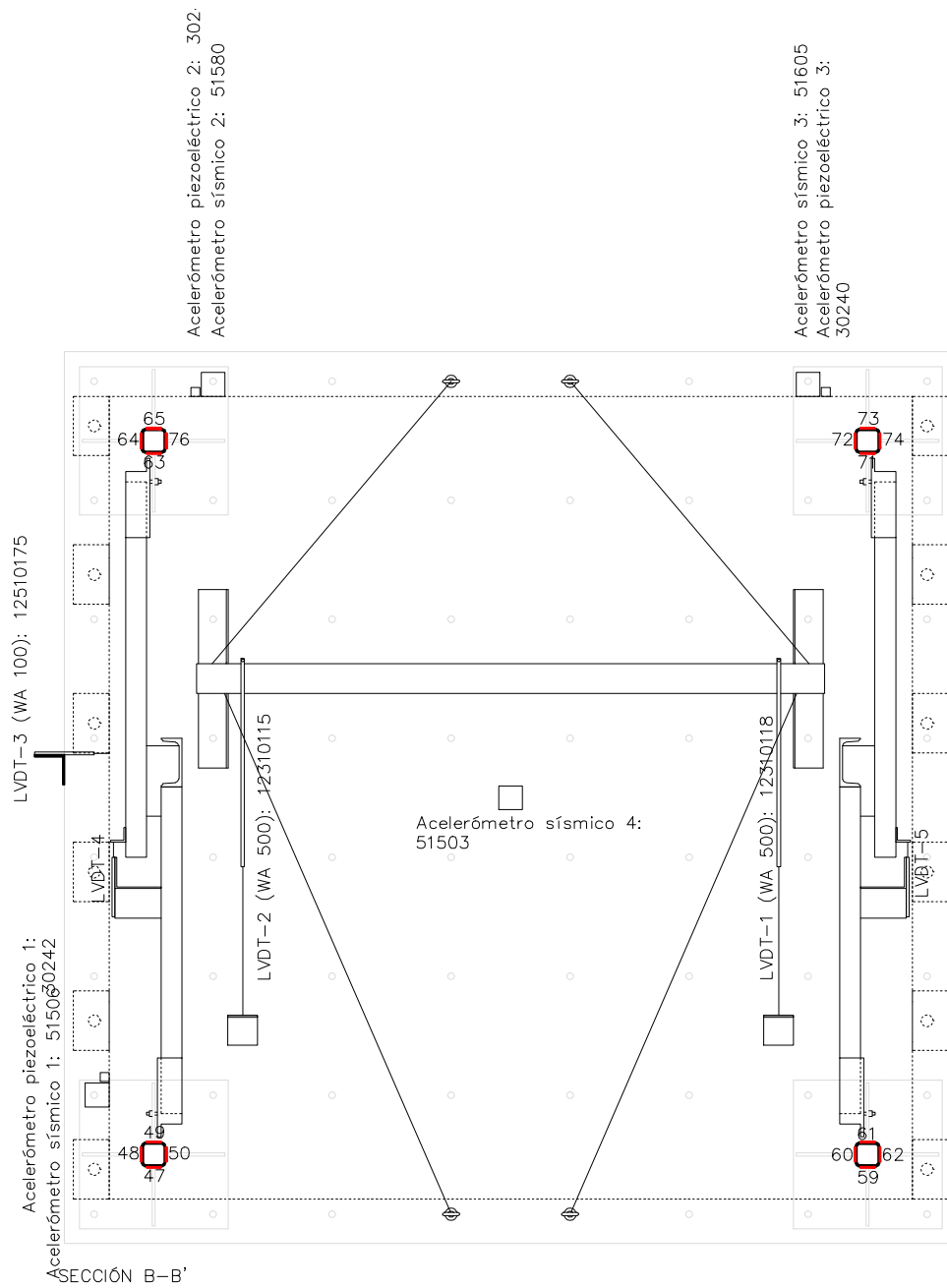


Figura 3.42: Planta de la configuración del experimento

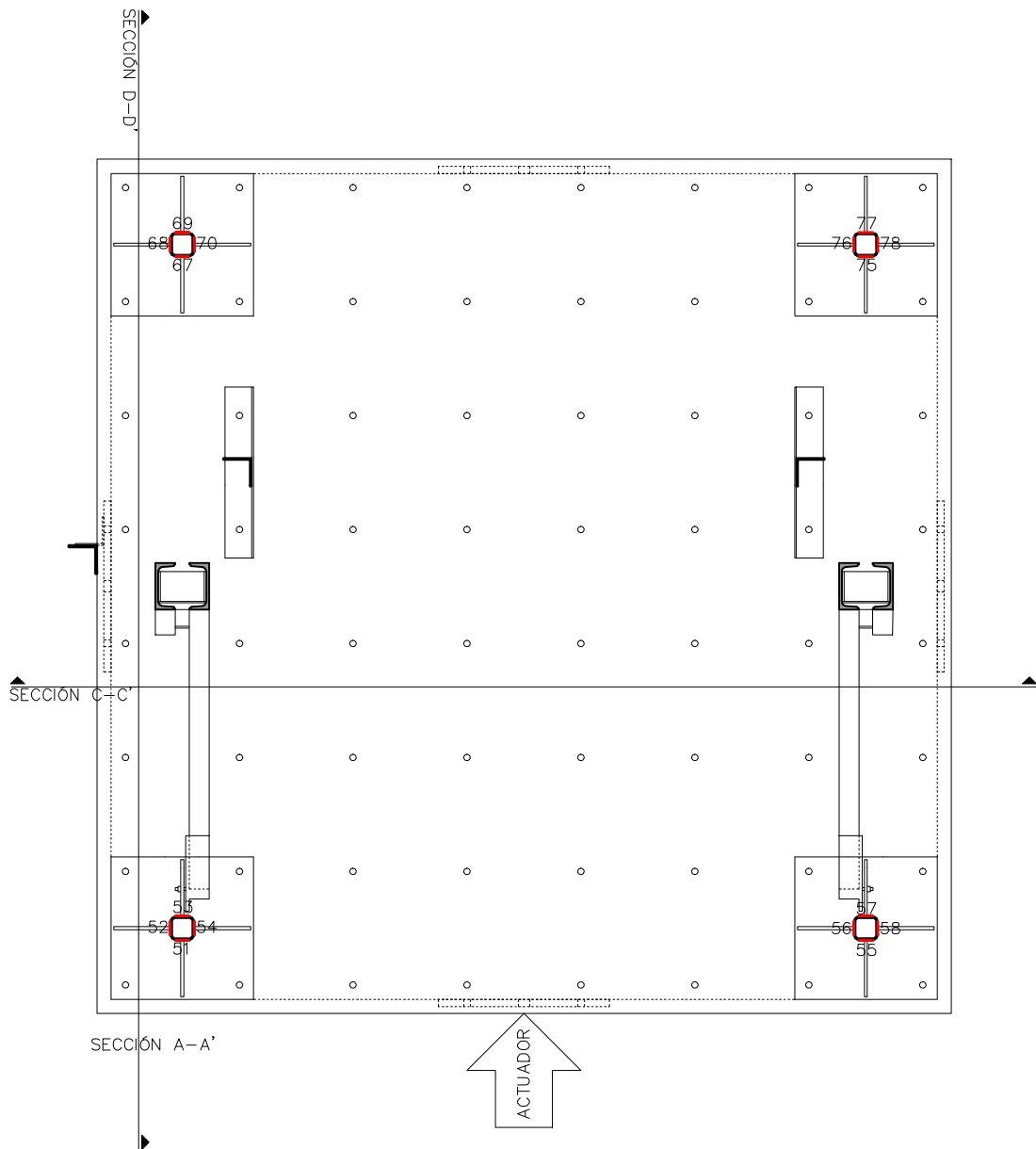
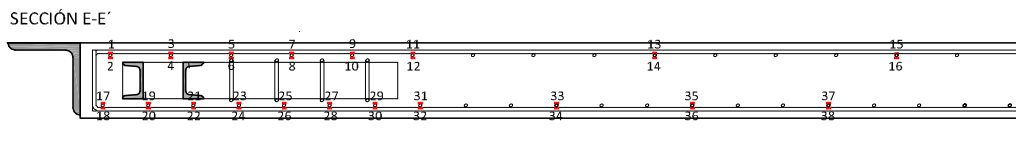
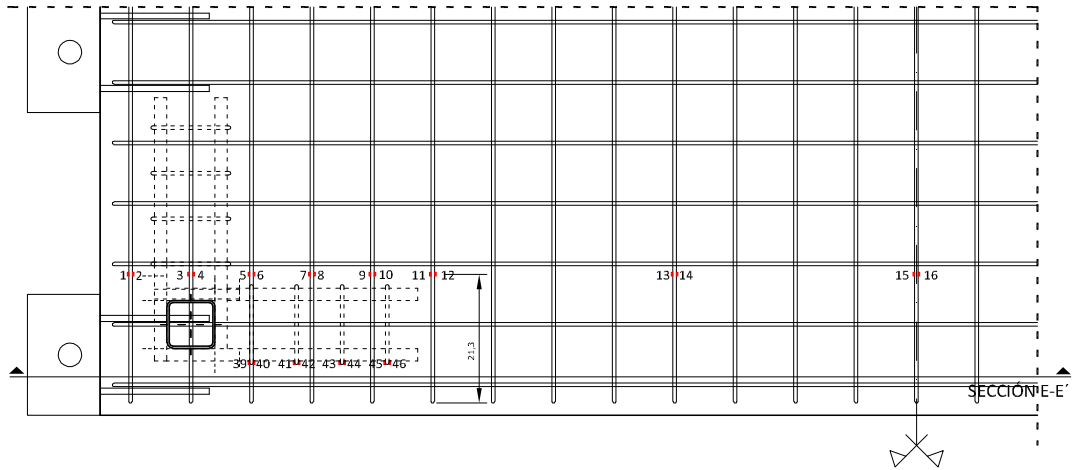


Figura 3.43: Planta de la configuración del experimento

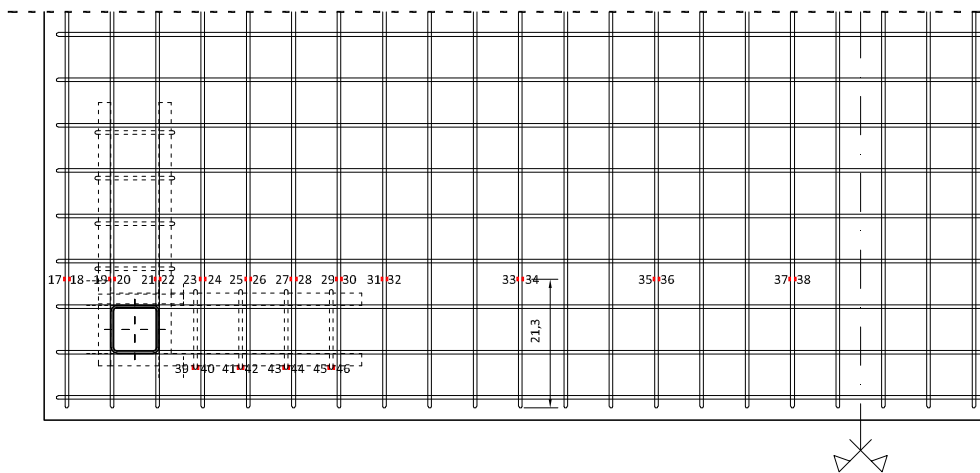
3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía



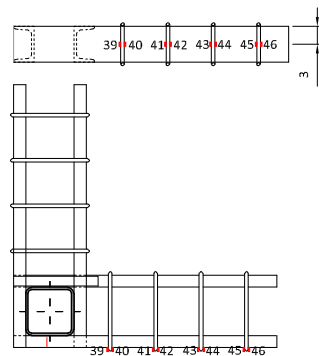
(a) Instrumentación en sección E-E'



(b) Instrumentación en armado superior



(c) Instrumentación armado inferior



(d) Instrumentación en crucetas

Figura 3.44: Instrumentación extensométrica en losa

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

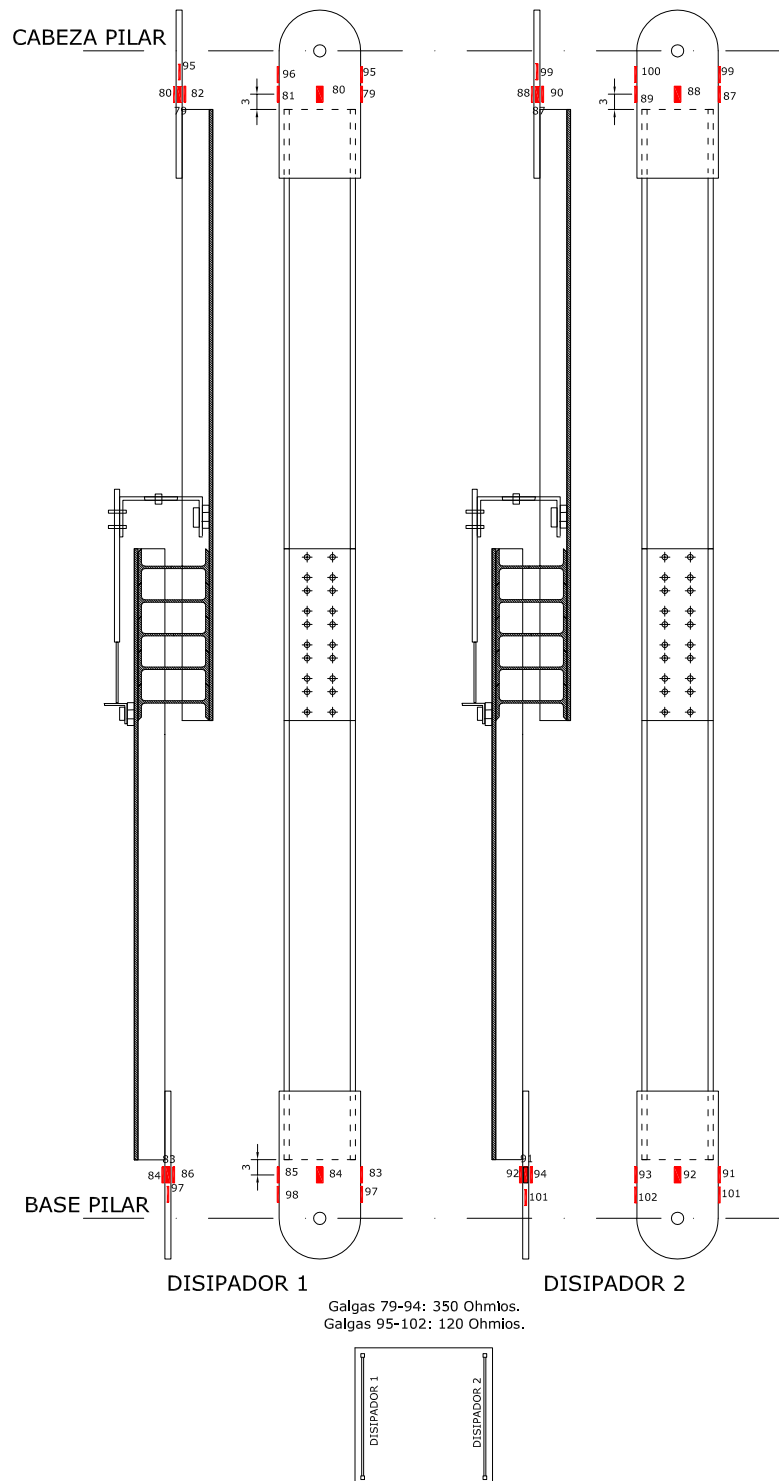


Figura 3.45: Instrumentación de disipadores ensayados

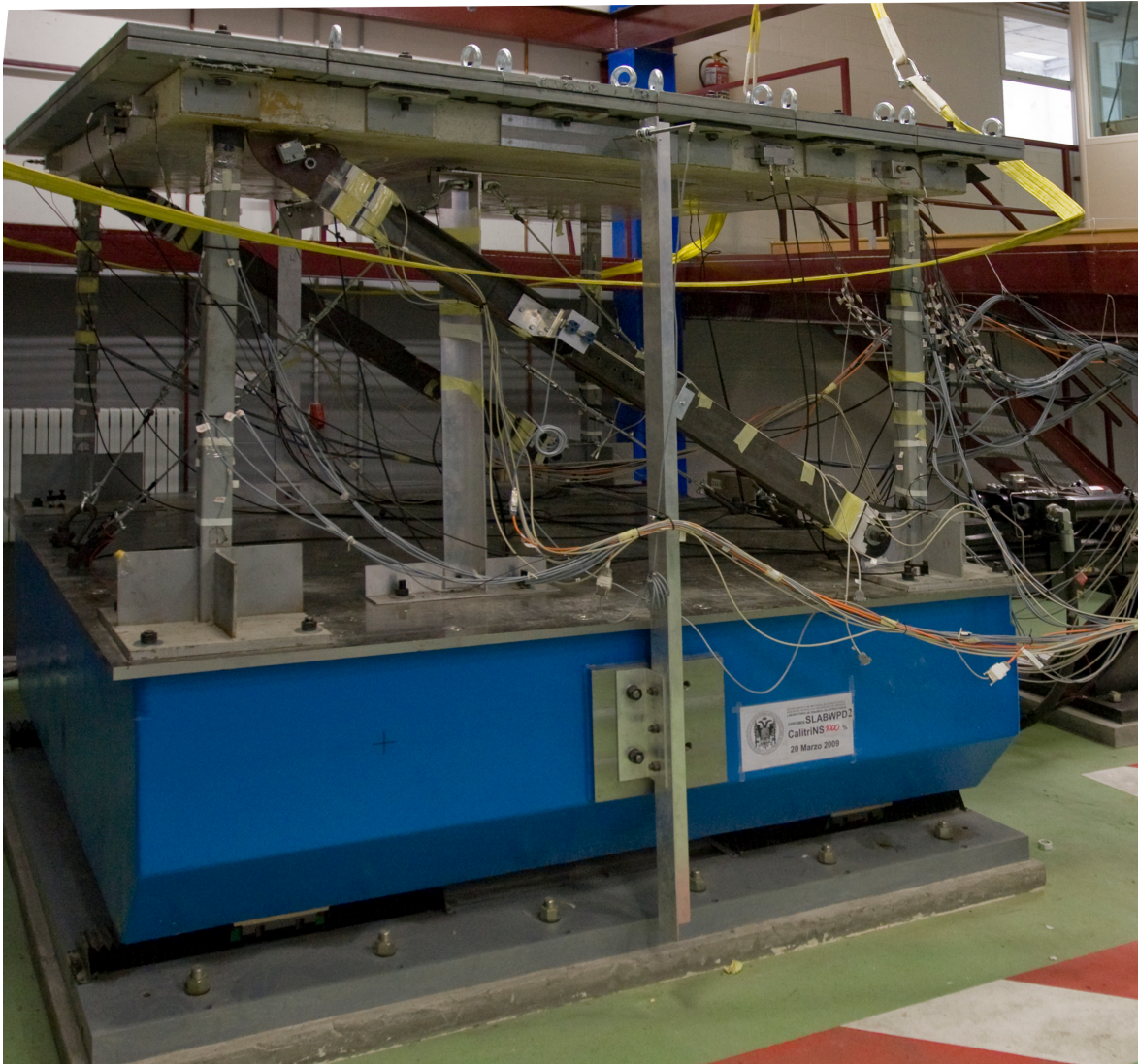
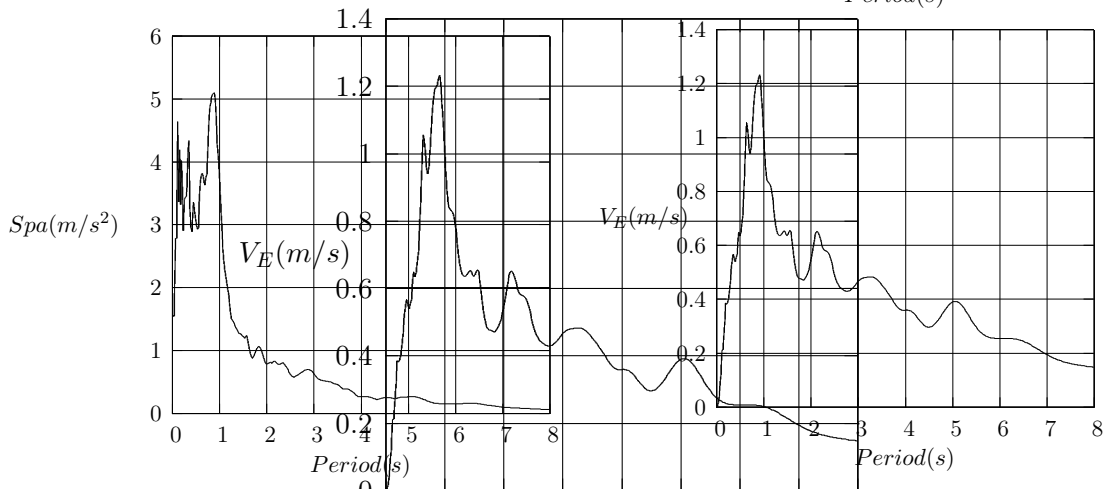


Figura 3.46: Especimen instrumentado sobre la mesa sísmica

3.4.1.4. Terremoto aplicado

Durante estos ensayos la mesa vibrante reprodujo la componente NS del evento de Campano Lucano (1980), medido desde la estación de Calitri, con un factor de escala en el tiempo de $S_t = \sqrt{1/2}$, tal y como se determinó en la expresión 3.27 en la página 67. Los principales parámetros sismológicos del sismo original [10] se resumen en la tabla 3.3. Las figuras 3.48, 3.47 y 3.47 muestran el acelerograma, el espectro elástico de aceleraciones S_{pa} y entrada de energía V_E del sismo escalado en el tiempo respectivamente.

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía



(a) Aceleración de respuesta en S_{pa} (b) Input de energía V_E

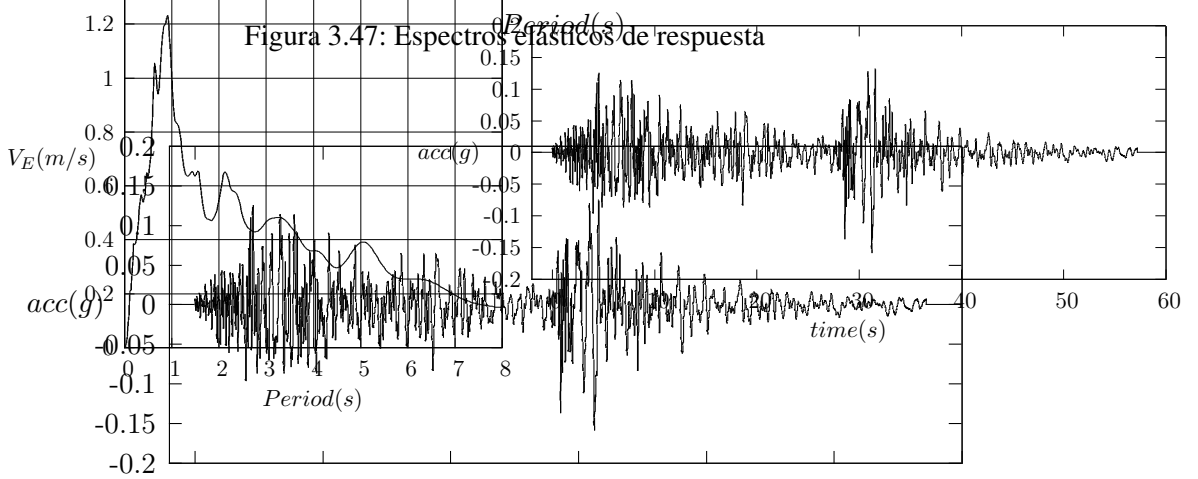


Figura 3.47: Espectros elásticos de respuesta

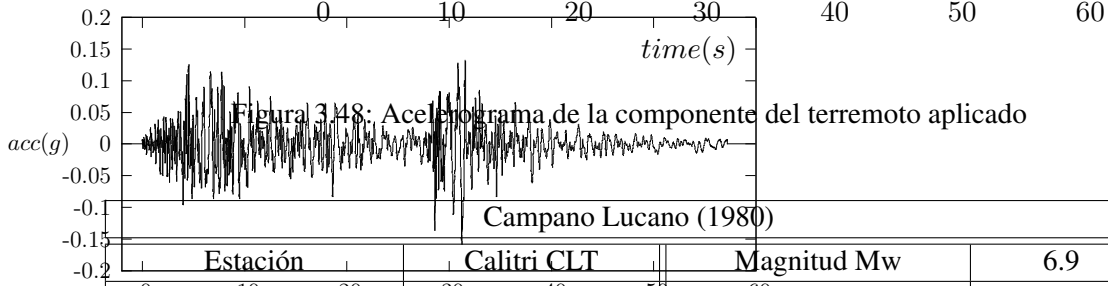


Figura 3.48: Acelerograma de la componente del terremoto aplicado

Campano Lucano (1980)			
Estación	Calitri CLT	Magnitud Mw	6.9
Hora	06:34:52PM(UTC)	Magnitud Ms	6.87
Fecha	23/11/1980	Intensidad en epicentro	VII+MCS
Latitud del epicentro	40.78N	Geología Local	Suelo duro
Longitud del epicentro	15.33E	Vs(m/s)	529
Profundidad focal	16km	Intensidad local	VII+MSK64
Distancia al epicentro	16km	PGA Horizontal (g)	0.179
Distancia a la falla	13km	PGA Vertical (g)	0.167

Tabla 3.3: Parámetros del terremoto de Campano Lucano 1980, Calitri

3.4.1.5. Formas de aplicar el terremoto

El espécimen se sometió a siete simulaciones sísmicas consecutivas escalando la aceleración del sismo al 100, 200, 350, 395, 500, 600 y 700%. Tras esta serie de ensayos se produjo la rotura de los disipadores WPD. Estos se sustituyeron y se aplicó la secuencia de simulaciones al 700% y 1000%. Los WPD quedaron severamente dañados en el ensayo Calitri 700, y sufrieron la rotura al comienzo del ensayo Calitri 1000.

3.4.2. Comprobación

La relación $Q - \delta$ de los disipadores en cada ensayo se obtiene a partir del historial de desplazamientos $\delta(t)$ directamente de los LVDT instalados en las diagonales, mientras que la fuerza $Q(t)$ se obtienen indirectamente a través de promedios de las deformaciones de las galgas extensométricas. Las galgas están instaladas en una barra auxiliar de sección conocida que nunca abandona el rango elástico, por lo que podemos obtener la fuerza Q a partir de las deformaciones $\epsilon(t)$ dados el módulo de Young del acero E y el área transversal A .

$$Q(t) = EA\epsilon(t) \quad (3.28)$$

En las siguientes figuras se presentan las curvas $Q - \delta$ experimentales para los dos disipadores WPD instalados, así como la predicción con el modelo propuesto en el apartado 3.3.

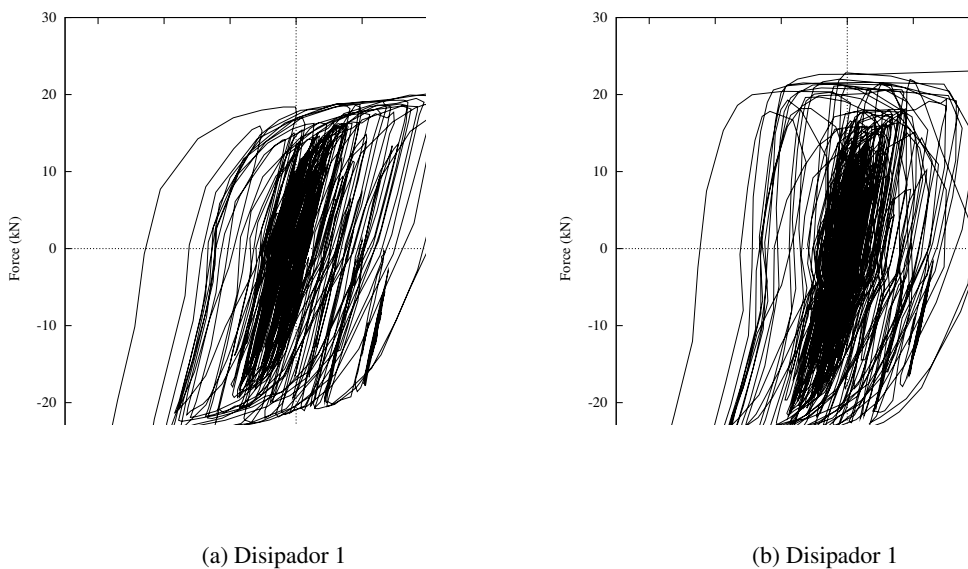


Figura 3.49: Curva cíclicas de disipadores en ensayo Calitri 700

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

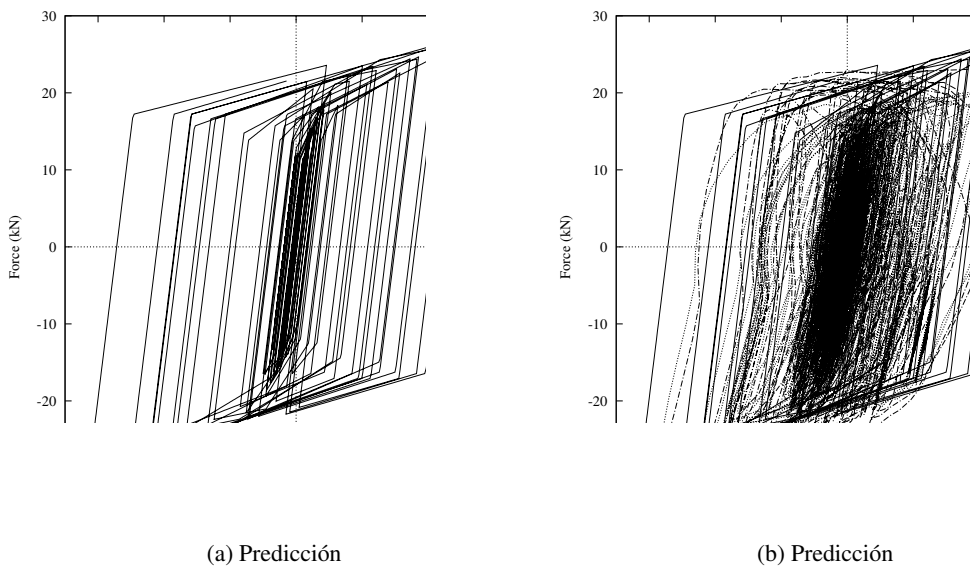


Figura 3.50: Predicción de curva cíclica para ensayo Calitri 700

A partir de la integración de las curvas $Q - \delta$ presentadas y los valores del desplazamiento y fuerza de fluencia δ_y y Q_y se obtienen los valores de los coeficientes de deformación plástica última η para cada uno de los disipadores de ensayo. En la tabla siguiente se muestran los valores de esta predicción y los datos experimentales. Se observa que las energías disipadas por cada disipador son distintas debido a asimetrías accidentales en el espécimen. La predicción ofrece un valor intermedio a estos ya que se realizó considerando el desplazamiento medio de la losa. La figura 3.51 muestra las rutas de disipación de energía experimentales en comparación con la predicción del modelo numérico en el espacio de δ y η .

	Disipador 1	Predicción	Disipador 2
η	473.55	541.45	635.77
δ_{max}^+ (mm)	26.56	26.80	26.03
δ_{max}^- (mm)	28.25	31.25	27.83

Tabla 3.4: Parámetros de respuesta de disipadores

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

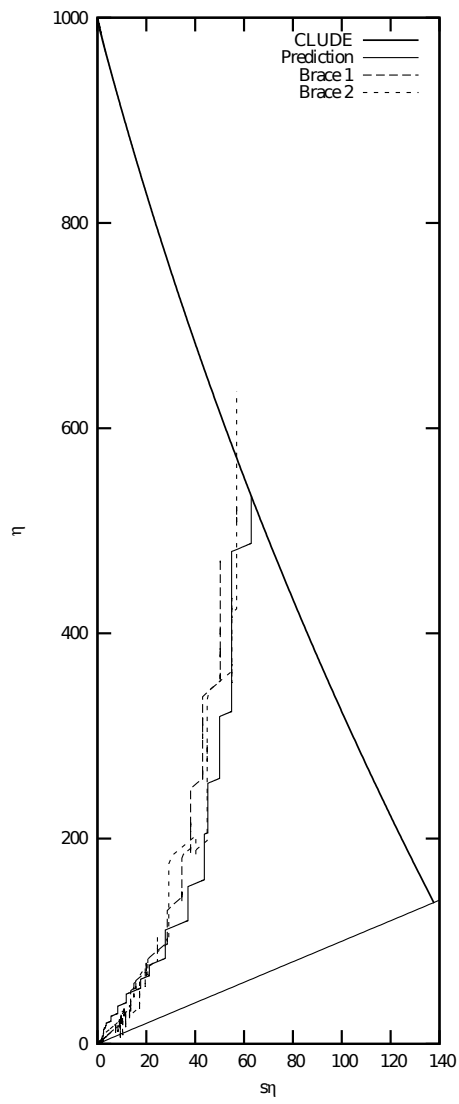


Figura 3.51: Comparación de las rutas de disipación

3.5. Análisis de la eficacia de estructuras equipadas con disipadores de energía

El objeto de este apartado es determinar la eficacia de las estructuras equipadas con dispositivos WPD. Un parámetro fundamental en la eficacia de los disipadores es el ratio η/μ , que indica la relación entre la capacidad de disipar energía de deformación plástica W_p en relación a la máxima deformación experimentada δ_{max} . Estas cantidades se expresan de forma normalizada en función de la resistencia y desplazamientos de fluencia Q_y y δ_y siguiendo las siguientes definiciones para η y μ :

$$\eta = \frac{W_p}{Q_y \delta_y} \quad (3.29)$$

$$\mu = \frac{\delta_{max} - \delta_y}{\delta_y} \quad (3.30)$$

Siendo $Q_y, \delta_{max}, \delta_y, W_p$: la fuerza de fluencia, la deformación máxima, la deformación de fluencia y la energía disipada por deformaciones plásticas respectivamente.

El estudio del ratio η/μ es de vital importancia en los métodos de proyecto basado en energías, ya que proporciona una relación entre deformaciones máximas y la demanda de energía que introduce el sismo en la estructura. Con la finalidad de obtener una estimación de η/μ se realizaron cálculos dinámicos no lineales con estructuras porticadas equipadas con disipadores de energía considerando distintos prototipos y sismos históricos de diversas características. El parámetro η/μ es equivalente al concepto de número de ciclos equivalente n_{eq} propuesto por diversos autores [59, 79, 80] para estimar el número de ciclos de amplitud máxima que equivale a una acción sísmica irregular. Estos estudios demuestran que el número de ciclos equivalentes es altamente dependiente de diversos parámetros tanto sismológicos como estructurales. Por su analogía con la metodología a desarrollar en esta tesis, se parte de la base del trabajo de Manfredi [59] que propone un parámetro n_{eq} (número de ciclos equivalentes) que por definición es igual al parámetro de respuesta η/μ :

$$n_{eq} = \frac{W_p}{Q_y(\delta_{max} - \delta_y)} = \frac{\frac{W_p}{Q_y \delta_y}}{\frac{\delta_{max} - \delta_y}{\delta_y}} = \frac{\eta}{\mu} \quad (3.31)$$

En el trabajo citado se plantea que el número de ciclos equivalentes n_{eq} sea dependiente de diversos parámetros estructurales elásticos p_e , plásticos p_p , y sismológicos p_s partiendo una regresión exponencial con coeficientes C, χ, ϕ y κ .

$$n_{eq} = 1 + C \cdot p_{e,i}^\chi \cdot p_{p,i}^\phi \cdot p_{s,i}^\kappa \quad (3.32)$$

Con el objeto de determinar los parámetros más influyentes en n_{eq} , los autores realizan series de cálculos dinámicos directos de modelos elásticos–perfectamente plásticos de un grado de libertad de diversas características con acelerogramas históricos representativos del campo cercano y lejanos a falla. A partir de un análisis de la regresión, se plantea que el parámetro estructural elástico p_e más

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

influyente es $\tau = T/T_G$, siendo T_G el período inicial de la región de periodos medios del espectro de aceleraciones del sismo y T el período fundamental del edificio. El comportamiento plástico queda efectivamente representado por $R - 1$, siendo R el factor de reducción de fuerzas sísmicas, definido a partir de la masa m del oscilador, la aceleración espectral del sismo en el período fundamental de la estructura $S_a(T)$ y el cortante de fluencia Q_y .

$$R = \frac{m \cdot S_a(T)}{Q_y} \quad (3.33)$$

Por su parte, el parámetro sismológico que mejor describe el fenómeno es el índice I_d [26], obtenido a partir de la integral en el tiempo del acelerograma $a(t)$ al cuadrado dividido por el producto de la máxima aceleración y la máxima velocidad del suelo PGA y PGV .

$$I_D = \frac{\int^t a^2(t) dt}{PGA \cdot PGV} \quad (3.34)$$

Desestimando la influencia del resto de parámetros, la eq. 3.32 se puede reescribir en función de los parámetros más significativos.

$$n_{eq}(\tau, R, I_d) = 1 + C \cdot \tau^\chi \cdot (R - 1)^\varphi \cdot I_D^\kappa \quad (3.35)$$

A través de una regresión en estas variables, los autores proponen los valores de la tabla 3.5 para predecir n_{eq} en campo lejano y cerca de falla.

	Cercano a falla	Campo lejano
C	0.23	0.18
χ	-1/2	-1/2
φ	2/5	3/5
κ	1	1

Tabla 3.5: Coeficientes estimación n_{eq} [58]

Sin embargo, hay varias consideraciones a tener en cuenta a la hora de emplear esta definición de n_{eq} para el tipo de estructuras objeto de esta tesis, ya que el concepto de n_{eq} en sistemas de un grado de libertad es difícilmente extrapolable al caso de las estructuras porticadas de varias plantas equipadas con disipadores de energía.

En primer lugar, las estructuras porticadas equipadas con disipadores de energía se componen de dos elementos resistentes trabajando en paralelo en cada planta, en lugar de un único elemento elastoplástico como en el modelo analizado por Manfredi et al. Estos elementos son el pórtico (elemento flexible) y el disipador (elemento rígido). El tipo de estructuras investigadas en esta tesis materializan el concepto de estructura mixta rígido-flexible de Akiyama [4] y se componen de un elemento flexible (el pórtico en este caso) caracterizado por una rigidez lateral baja y otro elemento rígido (disipadores de energía) con alta rigidez y capacidad de disipación de energía. Las estructuras mixtas rígido-flexibles han sido estudiadas extensivamente en el pasado [4, 5, 8, 43, 84, 91] y

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

se ha comprobado que presentan las siguientes ventajas respecto a las convencionales con un único elemento elastoplástico por planta: (i) sus desplazamientos laterales máximos son muy similares en los dominios positivos y negativos, (ii) la deformación residual en caso de sismo puede reducirse significativamente y (iii) la disipación de energía es más eficaz que en el caso de estructuras convencionales [4]. En consecuencia, se prevé que el parámetro de respuesta η/μ (igual al número de ciclos equivalentes n_{eq}) en este tipo de estructuras sea superior al propuesto por Manfredi [59].

En segundo lugar, en el caso de estructuras de varias plantas las deformaciones plásticas pueden concentrarse en unas plantas determinadas y con ello producirse desviaciones severas entre el ratio η/μ en plantas distintas.

Tercero, en caso de que la parte flexible se mantenga elástica, toda la energía de deformación plástica W_p será absorbida por la parte rígida (disipadores de energía). Sin embargo, en el caso de la que parte flexible experimente excursiones inelásticas, disipará asimismo energía de deformación plástica. La energía de deformación plástica W_p se distribuirá pues entre la parte flexible y la parte rígida, de forma que $W_p = {}_f W_p + {}_s W_p$. Comúnmente estas energías serán dispares y producirán que cada parte de la estructura mixta experimente un número de ciclos equivalentes distinto: ${}_f \eta / {}_f \mu$ en la parte flexible y ${}_s \eta / {}_s \mu$ en la rígida.

Por último, el valor del ratio η/μ varía a lo largo del sismo, partiendo de un valor nulo cuando el elemento está en régimen elástico y alcanzando su valor máximo al terminar el sismo dado que el numerador representa la energía de deformación plástica acumulada y por lo tanto es un valor que crece monótonamente con el tiempo. A efectos de la metodología de proyecto sismorresistente basado en prestaciones que se presentará en el capítulo siguiente, resulta imprescindible conocer el valor de este parámetro no sólo al final del sismo sino también en el momento de máxima deformación de la estructura.

Para investigar estos interrogantes se realizan cálculos dinámicos directos de una serie de pórticos de hormigón armado equipados con disipadores de energía representativos de las estructuras objeto de estudio en esta tesis. Estos pórticos son sometidos a sismos de diversas características agrupados en dos familias: lejanos a falla y de campo cercano.

3.5.1. Prototipos de estructura y criterios de dimensionado de disipadores

3.5.1.1. Prototipos

Se han dimensionado doce pórticos planos de hormigón armado con vigas descolgadas y forjados de viguetas, de 3, 6 y 9 plantas, pertenecientes a un edificio de viviendas situado en Granada. Los pórticos son de tres vanos con luces de 510cm y alturas de planta de 350cm en planta baja y 310cm en el resto de plantas. Para este dimensionado se han considerado las cargas gravitatorias definidas en el Código Técnico de la Edificación [65] y la acción sísmica dada por espectro elástico de respuesta de la Norma Sismorresistente [62] en la figura 3.52 y los parámetros de la tabla 3.6. Los prototipos se dividen en dos grupos según su patrón de formación de rótulas plásticas: columna fuerte–viga débil o aleatorio. En el caso de los pórticos con patrón aleatorio, la formación de rótulas se producirán

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

en vigas o columnas indistintamente, mientras que en el caso de los pórticos con patrón columna fuerte–viga débil se formarán rótulas plásticas en la base de los pilares y en las vigas. Para ello se ha empleado la siguiente relación entre resistencias nominales a flexión de pilares M_C y vigas M_B [4]:

$$\sum M_C \geq 1,71 \sum M_B \quad (3.36)$$

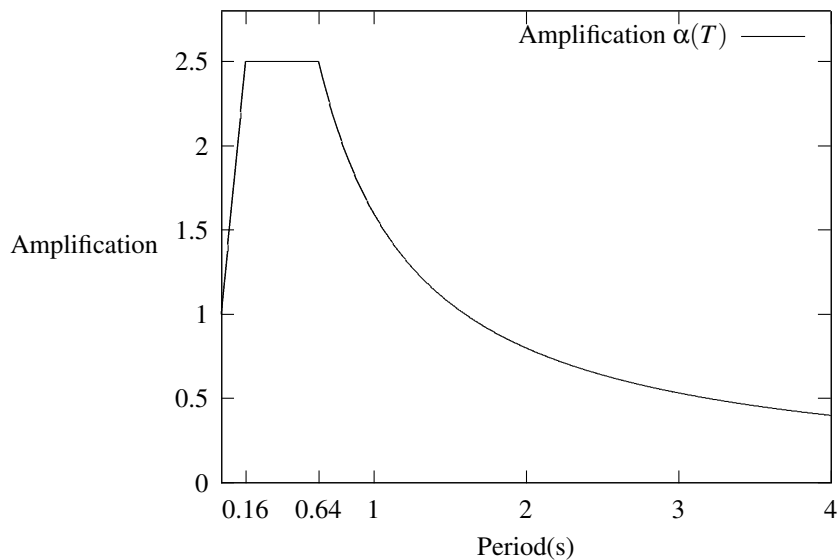


Figura 3.52: Coeficientes de amplificación de acciones sísmicas según NCSE02

CTE [65]		NCSE02 [62]	
Sobrecarga de uso viviendas	2kN/m ²	Tipo de Suelo	III (granular compacidad media)
Sobrecarga de uso cubierta	1kN/m ²	Ductilidad alta	μ = 3
Carga permanente	1kN/m ²	Situación	Granada, a _b = 0,23g

Tabla 3.6: Parámetros de proyecto de pórticos

Estas estructuras están equipadas con disipadores de energía con dos configuraciones distintas para sismos de campo lejano y cercanos a falla, según la enumeración siguiente:

1. Tres plantas
 - a) Patrón aleatorio de formación de rótulas
 - 1) Campo lejano (TPFF)
 - 2) Campo cercano (TPNF)
 - b) Columna fuerte viga débil
 - 1) Campo lejano (TPFFWB)
 - 2) Campo cercano (TPNFWB)

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

2. Seis plantas

a) Patrón aleatorio de formación de rótulas

- 1) Campo lejano (SPFF)
- 2) Campo cercano (SPNF)

b) Columna fuerte viga débil

- 1) Campo lejano (SPFFWB)
- 2) Campo cercano (SPNFWB)

3. Nueve plantas

a) Patrón aleatorio de formación de rótulas

- 1) Campo lejano (NPF)
- 2) Campo cercano (NPNF)

b) Columna fuerte viga débil

- 1) Campo lejano (NPFWB)
- 2) Campo cercano (NPNFWB)

Modelos con formación aleatoria de rótulas plásticas

- Pórtico de tres plantas: las figuras 3.53 y 3.54 muestran el armado de pilares y vigas. Las propiedades mecánicas del pórtico (rigidez lateral f_k y desplazamiento de fluencia $f\delta_y$ obtenidos por métodos simplificados [12]) se resumen en la tabla 3.7.

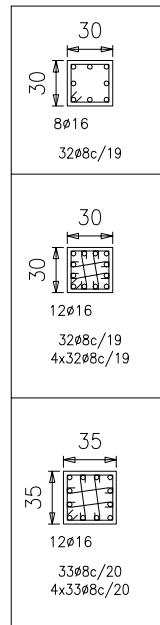


Figura 3.53: Cuadro de pilares de pórtico de tres plantas

Planta	Rigidez de planta f_k	Desplazamiento de fluencia de planta $f\delta_y$
	(kN/cm)	(cm)
3	56.43	3.15
2	53.48	2.73
1	58.42	3.42

Tabla 3.7: Propiedades mecánicas del pórtico de tres plantas

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

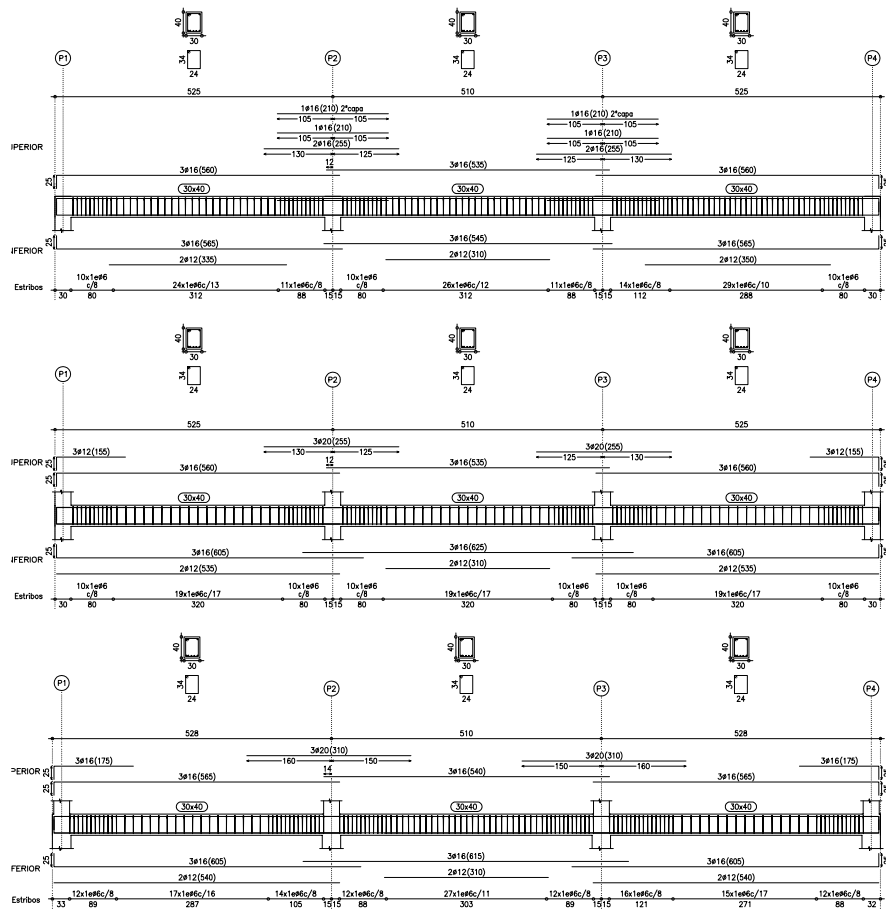


Figura 3.54: Armado de vigas de pórtico de tres plantas

- Pórtico de seis plantas: las figuras 3.55 y 3.56 muestran el armado de vigas y pilares. Las propiedades mecánicas del pórtico (rigidez lateral f_k y desplazamiento de fluencia $f\delta_y$ obtenidos por métodos simplificados [12]) se resumen en la tabla 3.8.

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

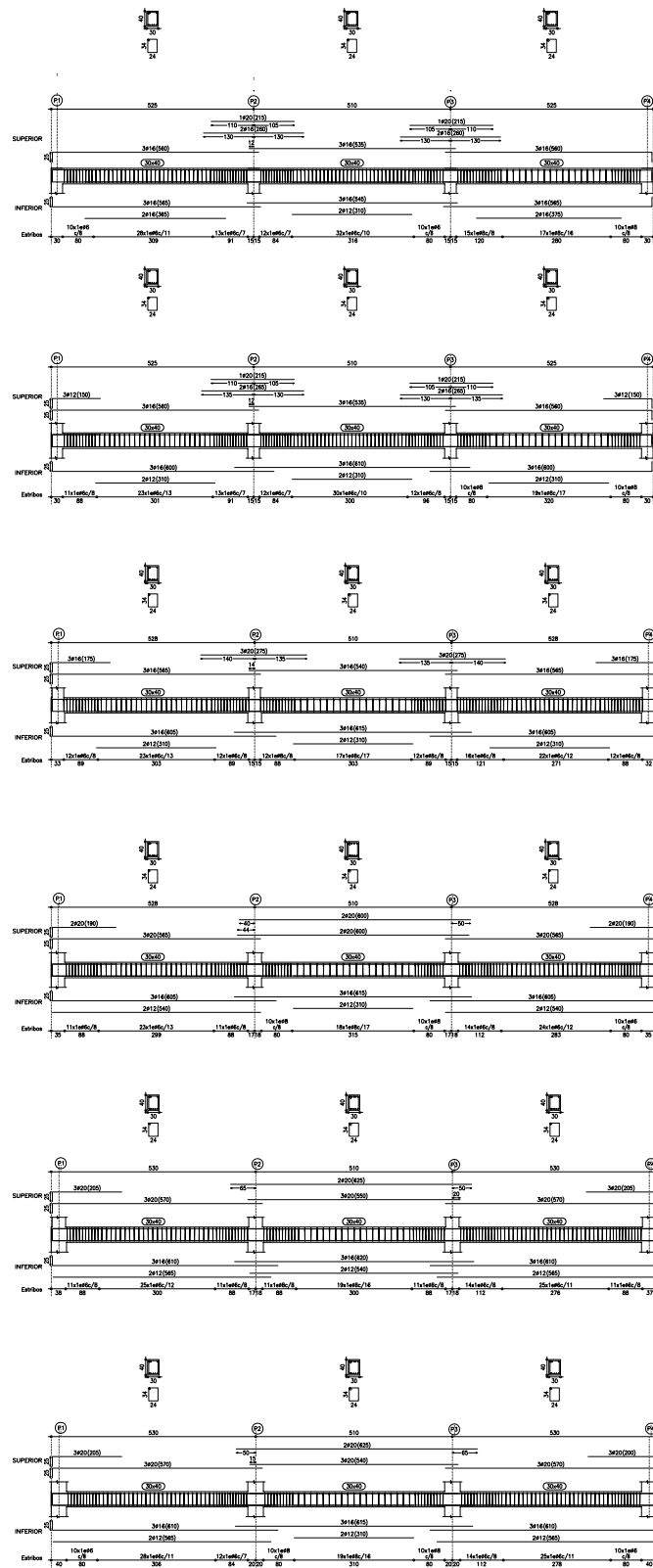


Figura 3.55: Vigas de pórtico de seis plantas

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

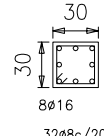
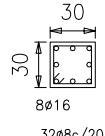
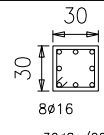
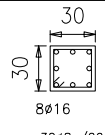
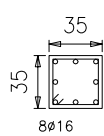
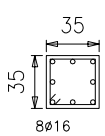
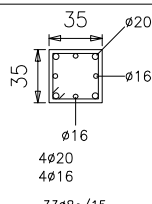
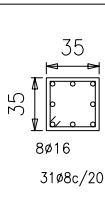
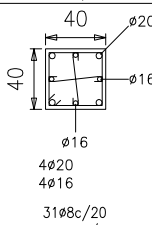
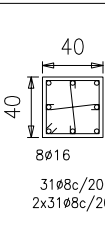
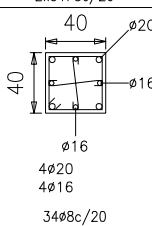
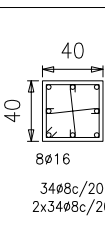
Pilares exteriores	Pilares interiores
 <p>30 30 8ϕ16 32ϕ8c/20</p>	 <p>30 30 8ϕ16 32ϕ8c/20</p>
 <p>30 30 8ϕ16 32ϕ8c/20</p>	 <p>30 30 8ϕ16 32ϕ8c/20</p>
 <p>35 35 8ϕ16 31ϕ8c/20</p>	 <p>35 35 8ϕ16 31ϕ8c/20</p>
 <p>35 35 ϕ20 ϕ16 ϕ16 4ϕ20 4ϕ16 33ϕ8c/15</p>	 <p>35 35 8ϕ16 31ϕ8c/20</p>
 <p>40 40 ϕ20 ϕ16 ϕ16 4ϕ20 4ϕ16 31ϕ8c/20 2x31ϕ8c/20</p>	 <p>40 40 8ϕ16 31ϕ8c/20 2x31ϕ8c/20</p>
 <p>40 40 ϕ20 ϕ16 ϕ16 4ϕ20 4ϕ16 34ϕ8c/20 2x34ϕ8c/20</p>	 <p>40 40 8ϕ16 34ϕ8c/20 2x34ϕ8c/20</p>

Figura 3.56: Cuadro de pilares de pórtico de seis plantas

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

Planta	Rigidez de planta f_k	Desplazamiento de fluencia de planta $f\delta_y$
	(kN/cm)	(cm)
6	56.82	2.94
5	52.70	2.88
4	66.51	2.83
3	65.95	2.85
2	75.13	2.89
1	96.43	2.68

Tabla 3.8: Propiedades mecánicas del pórtico de seis plantas

- Pórtico de nueve plantas: las figuras 3.57, 3.58 y 3.59 muestran el armado de vigas y pilares. Las propiedades mecánicas del pórtico (rigidez lateral f_k y desplazamiento de fluencia $f\delta_y$ obtenidos por métodos simplificados [12]) se resumen en la tabla 3.9.

Planta	Rigidez de planta f_k	Desplazamiento de fluencia de planta $f\delta_y$
	(kN/cm)	(cm)
9	53.25	2.86
8	48.52	3.05
7	49.90	2.95
6	63.19	2.91
5	65.15	2.87
4	79.19	2.86
3	78.71	2.83
2	86.16	2.96
1	124.41	2.58

Tabla 3.9: Propiedades mecánicas del pórtico de nueve plantas

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

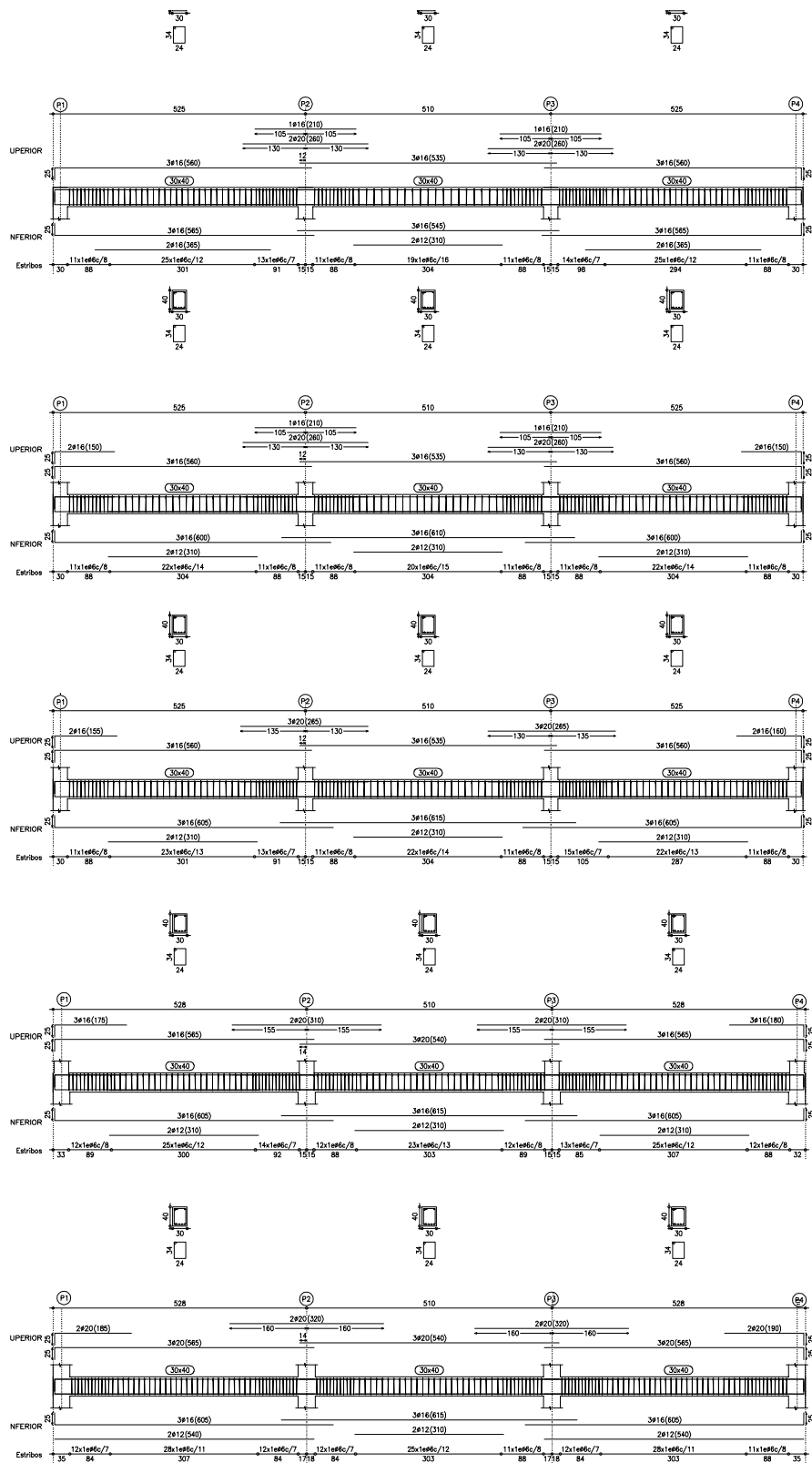


Figura 3.57: Vigas de pórtico de nueve plantas

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

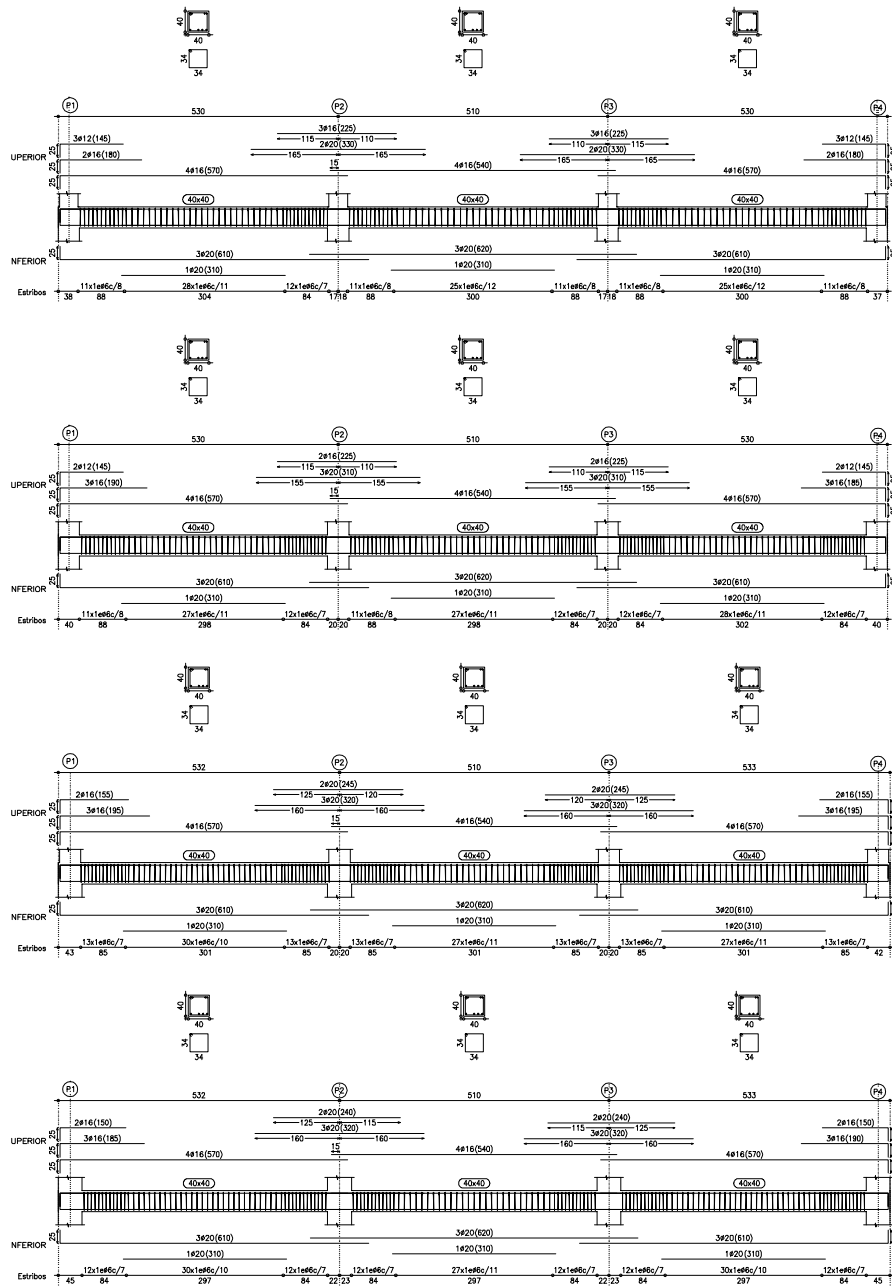


Figura 3.58: Vigas de pórtico de nueve plantas

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

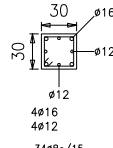
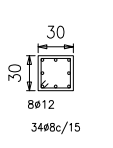
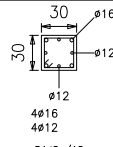
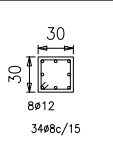
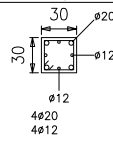
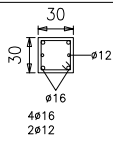
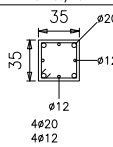
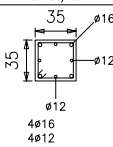
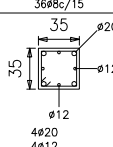
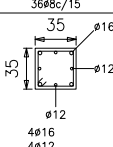
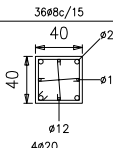
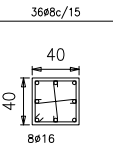
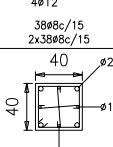
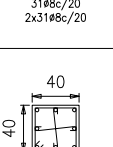
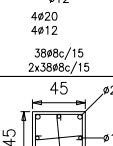
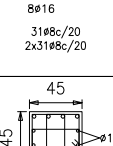
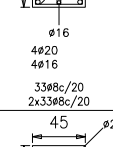
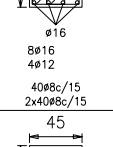
Pilares exteriores	Pilares interiores
 <p>30 30 4ø16 4ø12 34ø8c/15</p>	 <p>30 30 8ø12 34ø8c/15</p>
 <p>30 30 4ø16 4ø12 34ø8c/15</p>	 <p>30 30 8ø12 34ø8c/15</p>
 <p>30 30 4ø20 4ø12 34ø8c/15</p>	 <p>30 30 4ø16 2ø12 34ø8c/15</p>
 <p>35 35 4ø20 4ø12 36ø8c/15</p>	 <p>35 35 4ø16 4ø12 36ø8c/15</p>
 <p>35 35 4ø20 4ø12 36ø8c/15</p>	 <p>35 35 4ø16 4ø12 36ø8c/15</p>
 <p>40 40 4ø20 4ø12 38ø8c/15 2x38ø8c/15</p>	 <p>40 40 8ø16 31ø8c/20 2x31ø8c/20</p>
 <p>40 40 4ø20 4ø12 38ø8c/15 2x38ø8c/15</p>	 <p>40 40 8ø16 31ø8c/20 2x31ø8c/20</p>
 <p>45 45 4ø20 4ø16 33ø8c/20 2x33ø8c/20</p>	 <p>45 45 8ø16 4ø12 4ø12 4ø12 40ø8c/15 2x40ø8c/15</p>
 <p>45 45 4ø20 4ø16 35ø8c/20 2x35ø8c/20</p>	 <p>45 45 8ø16 4ø12 4ø12 4ø12 43ø8c/15 2x43ø8c/15</p>

Figura 3.59: Cuadro de pilares de pórtico de nueve plantas

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

Dimensionado de los disipadores Los disipadores se dimensionaron mediante el procedimiento planteado por Benavent–Climent [15], imponiendo que la estructura porticada permanezca elástica para el sismo de proyecto definido por los parámetros de la tabla 3.6. Las rigideces de los disipadores s_k y sus desplazamientos de fluencia $s\delta_y$ vienen dados en la tabla 3.10. Este dimensionado sigue la distribución óptima de resistencias propuesta por Benavent–Climent [15] que propicia que el ratio de deformación plástica acumulada η sea aproximadamente igual en todas las plantas del apartado 4.4 de esta tesis que no se incluye aquí por brevedad.

Prototipo	NPNF		NPFF		SPNF		SPFF		TPNF		TPFF	
	s_k	$s\delta_y$	s_k	$s\delta_y$	s_k	$s\delta_y$	s_k	$s\delta_y$	s_k	$s\delta_y$	s_k	$s\delta_y$
	(kN/cm)	(cm)	(kN/cm)	(cm)	(kN/cm)	(cm)	(kN/cm)	(cm)	(kN/cm)	(cm)	(kN/cm)	(cm)
9	869	0.23	764	0.22								
8	792	0.38	696	0.38								
7	815	0.44	716	0.44								
6	1032	0.39	906	0.38	745	0.27	611	0.26				
5	1064	0.40	934	0.40	691	0.44	566	0.44				
4	1293	0.35	1136	0.35	872	0.42	715	0.42				
3	1285	0.38	1129	0.37	865	0.48	709	0.47	1193	0.13	777	0.23
2	1407	0.37	1236	0.37	985	0.46	808	0.46	1131	0.22	737	0.37
1	2031	0.29	1784	0.28	1265	0.41	1036	0.40	1235	0.24	805	0.40

Tabla 3.10: Dimensionado de los disipadores en los prototipos

3.5.2. Selección de terremotos aplicados

Se han realizado cálculos dinámicos directos en cada uno de los especímenes descritos, con un total de 44 acelerogramas sucedidos en la subplaca europea, caracterizados por los siguientes parámetros en las tablas 3.11 y 3.12.

- Código identificativo de la base de datos de sismos europea, nombre del evento y estación de medida [10]
- Distancias al epicentro y a la falla
- Geología local, relacionada con los valores de velocidad de ondas de cortante Roca $V_S > 750m/s$; Suelo duro $400 < V_S < 750m/s$; Suelo blanco $200 < V_S < 400m/s$; Suelo muy blando $V_S < 200m/s$.
- Período T_{NH} , inicial del rango de periodos medios del espectro de Newmark y Hall [68].
- Período T_G , inicial del segundo rango de períodos del espectro bilineal de input de energía del sismo. T_G define el cruce del segmento del espectro que crece con el período con el segmento en que el input de energía se mantiene constante. A T_G se le llama también período dominante del terremoto.

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

- Aceleración máxima horizontal del suelo PGA y velocidad máxima del suelo PGV
- El parámetro adimensional I_D [59] (eq. 3.37) que varía con la distancia adimensional a la falla, dada por el ratio de la distancia de Joyner–Boore y la longitud de la falla $r_{j.b.}/L_{falla}$. El parámetro I_D incrementa con la distancia a la falla y tiende a hacerse constante a partir de una distancia igual a la longitud de la falla [58].

$$I_D = \frac{I_E}{PGA PGV} \quad (3.37)$$

$$I_E = \int_0^t a^2(t) dt \quad (3.38)$$

siendo $a(t)$ el acelerograma del sismo.

Los acelerogramas se han dividido en dos familias en función del parámetro I_D , tomando como límite para el campo cercano el valor de $I_D = 5,90$.

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

Code	Event	Station	Epic (km)	Fault (km)	Local Geology	PGA(dina)	PGV(cm/s)	I_D	T_{NH}	T_G
000228	Montenegro	Bar-Skupstina Opstine	33	15	Stiff Soil	4.985	15.33	1.98	0.516	0.51
000535	Erzincan	Erzincan-Meteorologij	13	1	Stiff Soil	3.814	101.39	2.54	1.874	1.04
001896	Timfristos	Karpenisi-Prefecture	8	N/A	Rock	2.846	7.47	2.56	0.143	0.12
000042	Ionian	Lefkada-OTE	15	11	Soft Soil	5.146	57.17	2.88	0.663	0.53
001895	Timfristos	Karpenisi-Prefecture	9	N/A	Rock	3.089	10.6	2.97	0.079	0.07
000420	Kalamata (aftershock)	Kalamata-OTE Building	3	N/A	Stiff Soil	2.355	22.03	3.39	0.430	0.4
000419	Kalamata (aftershock)	Kalamata-Prefecture	1	N/A	Stiff Soil	3.275	25.97	3.48	0.476	0.42
000122	Friuli (aftershock)	Buia	9	7	Soft Soil	2.261	21.56	3.5	0.598	0.73
000126	Friuli (aftershock)	Breginj-Fabrika IGLI	21	14	Stiff Soil	4.647	27.43	3.58	0.300	0.22
000158	Ardal	Naghan 1	7	4	Rock	8.907	56.85	4.01	0.214	0.12
001714	Ano Liosia	Athens-Sepolia	14	5	Stiff Soil	2.384	17.91	4.3	0.297	0.16
000146	Friuli (aftershock)	Forgaria-Cormio	14	9	Stiff Soil	3.395	22.81	4.34	0.353	0.24
000147	Friuli (aftershock)	San Rocco	14	9	Stiff Soil	1.384	11.93	4.55	0.461	0.26
000414	Kalamata	Kalamata-OTE Building	11	0	Stiff Soil	2.354	31.66	4.63	0.476	0.41
000558	Pyrgos	Pyrgos-Agriculture Bank	10	N/A	Soft Soil	1.424	9.29	4.8	0.250	0.21
005651	NE of Banja Luka	Banja Luka- Borik 9	7	7	Very soft Soil	3.551	9.85	4.89	0.122	0.11
001313	Ano Liosia	Athens 3	16	8	Stiff Soil	2.601	16.07	5.05	0.323	0.25
005653	NE of Banja Luka	Banja Luka- Institut	7	4	Very soft Soil	4.340	12.47	5.09	0.078	0.07
001226	Izmit	Duzce-Meteoroloji	100	12	Soft Soil	3.038	41.43	5.1	0.776	0.78
001715	Ano Liosia	Athens-Sepolia	14	5	Stiff Soil	3.200	21.84	5.31	0.240	0.18
000413	Kalamata	Kalamata-Prefecture	10	N/A	Stiff Soil	2.108	32.89	5.38	0.782	0.49
006093	Kozani (aftershock)	Karpero- Town Hall	16	N/A	Stiff Soil	2.601	14.67	5.86	0.385	0.4

Tabla 3.11: Acelerogramas empleados en cálculo dinámico (i)

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

Code	Event	Station	Epic (km)	Fault (km)	Local Geology	PGA(dina)	PGV(cm/s)	I_D	T_{NH}	T_G
000948	Sicilia-Orientale	Catania-Piana	24	N/A	Soft Soil	2.483	9.86	5.95	0.220	0.2
001257	Izmit	Yarimca-Petkim	20	5	Soft Soil	2.903	52.68	6.21	0.979	0.84
000123	Friuli (aftershock)	Forgaria-Cornio	15	17	Stiff Soil	1.286	8.98	6.23	0.485	0.25
000159	Friuli (aftershock)	Forgaria-Cornio	7	6	Stiff Soil	2.365	10.85	6.57	0.347	0.36
000055	Friuli	Tolmezzo-Diga Ambiesta	23	7	Rock	3.499	20.99	6.79	0.324	0.32
000139	Friuli (aftershock)	Breginij-Fabrika IGLI	25	7	Stiff Soil	1.558	10	7.37	0.423	0.14
000230	Montenegro (aftershock)	Budva-PTT	8	10	Stiff Soil	1.172	18.98	7.57	0.683	0.71
000333	Alkion	Korinthos-OTE Building	20	10	Soft Soil	2.257	22.45	7.88	0.631	0.5
000134	Friuli (aftershock)	Forgaria-Cornio	14	12	Stiff Soil	2.586	9.05	7.92	0.241	0.21
000199	Montenegro	Bar-Skupstina Opstine	16	3	Stiff Soil	3.680	42.5	7.93	1.051	0.96
000229	Montenegro (aftershock)	Petrovac-Hotel Rivijera	17	12	Stiff Soil	1.708	11.25	8.85	0.176	0.13
000067	Friuli (aftershock)	Forgaria-Cornio	4	2	Stiff Soil	1.836	11.46	8.94	0.392	0.39
000074	Gazli	Karakyr Point	11	4	Very soft Soil	6.038	51.21	9.61	0.371	0.24
000187	Tabas	Tabas	57	8	Stiff Soil	9.084	84.36	9.75	0.429	0.33
000197	Montenegro	Ulcinj-Hotel Olimpic	24	13	Stiff Soil	2.880	38.56	10.41	0.896	0.79
001249	Izmit	Ambarli-Termik	113	97	Very soft Soil	2.580	22.11	10.5	0.767	0.82
000290	Campano Lucano	Sturno	32	14	Rock	2.121	33.52	11.45	0.867	0.49
001703	Duzce	Duzce-Meteoroloji	8	N/A	Soft Soil	3.699	35.8	12.15	0.466	0.45
000200	Montenegro	Hercegnovi Novi-OSD	65	17	Rock	2.197	13.75	15.22	0.454	0.37
000196	Montenegro	Petrovac-Hotel Oliva	25	3	Stiff Soil	4.453	39.16	16.21	0.570	0.46
000182	Tabas	Dayhook	12	14	Rock	3.316	18.4	16.47	0.196	0.24
002015	Kefallinia	Argostoli-OTE	9	17	Stiff Soil	1.788	4.96	21.62	0.158	0.16

Tabla 3.12: Acelerogramas empleados en cálculo dinámico (ii)

3.5.3. Modelo analítico

Las estructuras porticadas de hormigón armado equipadas con disipadores de energía que discute esta tesis pueden entenderse como una materialización de las estructuras mixtas rígido–flexibles [5, 8, 43, 84, 91], que combinan elementos flexibles con poca rigidez y una alta capacidad de deformación elástica, y elementos rígidos con alta rigidez y capacidad de disipación de energía. En consecuencia, el modelo analítico empleado para simular el comportamiento de los pórticos de hormigón armado con disipadores de energía cuenta con dos elementos resistentes por planta, a los que nos referiremos como elementos rígido y flexible.

Los pórticos (elementos flexibles) se han idealizado como una estructura de barras conectadas mediante nudos rígidos, con masas concentradas por planta. El comportamiento elasto-plástico a flexión de cada barra se ha representado por medio de elementos lineales provistos de sendas rótulas plásticas en los extremos. El elemento lineal central que conecta las dos rótulas elasto-plásticas se supone infinitamente rígido. Las deformaciones, tanto en el dominio elástico como en el plástico tienen lugar únicamente en las rótulas. Para definir la envolvente momento-rotación $M - \theta$ de cada rótula, se han computado las envolventes a cortante, flexión y del nudo, y se ha elegido la que arrojaba valores del momento de fluencia M_y inferiores. El comportamiento histérico de elementos de hormigón armado queda definido por la menor de las envolventes trilineales a flexión y cortante, considerando degradación de rigidez, reducción de resistencia y pinzamiento [70, 71].

Los disipadores WPD (elementos rígidos) se modelaron con el modelo histérico planteado anteriormente. La relación no lineal fuerza desplazamiento se obtiene a partir de la descomposición en curvas del esqueleto y de Bauschinger. El esqueleto se aproxima con un modelo trilineal. La definición completa de este modelo se presenta en el apartado 3.3 a partir de ${}_s\delta_y$ y ${}_sQ_y$. Por su parte la parte de Bauschinger de las curvas $Q - \delta$ queda determinada por los parámetros $\alpha = 0,66$ y $\beta = 0,61$. El modelo usa amortiguamiento lineal de Rayleigh con una fracción de amortiguamiento del $\xi = 0,05$ para el primer y último modo de vibración.

3.5.4. Cálculos realizados

Se realizaron dos series de cálculos dinámicos. En la primera, los acelerogramas se escalaron hasta que algún disipador alcanzaba su capacidad límite de disipación de energía, establecida según los criterios del apartado 3. En esta serie de cálculos el pórtico queda dañado (es decir, entra en el rango no lineal). En la segunda serie, los acelerogramas del apartado 3.5.2 se escalaron en amplitud hasta que el input de energía en la estructura alcanzó el valor de $V_E = 112,7\text{cm/s}$ propuesto por Benavent–Climent et al. [13] para zonas de sismicidad moderada. En esta serie de cálculos el pórtico se mantuvo elástico y todo el daño estuvo concentrado en los disipadores.

3.5.5. Resultados

En este apartado se evalúan los valores de los ratios $\frac{s\eta}{s\mu}$ y $\frac{f\eta}{f\mu}$ entre la energía disipada ($s\eta$ y $f\eta$ en los disipadores y en el pórtico respectivamente) y las máximas deformaciones de cada uno de

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

los elementos ($s\mu$ y $f\mu$) obtenidos a partir de los cálculos dinámicos descritos anteriormente. Los resultados se agrupan en tres bloques. El primero estudia estos ratios en el caso de que tanto el pórtico como los disipadores plastifiquen. El segundo bloque presenta los valores del ratio $\frac{s\eta}{s\mu}$ en el caso de que el pórtico permanezca elástico y la calibración de parámetros estructurales y sismológicos para predecir el ratio $\frac{s\eta}{s\mu}$. Finalmente, se analiza el ratio $\frac{s\eta}{s\mu}$ en estructuras rígido-flexibles de un sólo grado de libertad.

3.5.5.1. Relación η/μ en los elementos rígidos y flexibles cuando el pórtico plastifica

La relación η/μ planteada en los elementos rígidos y flexibles (disipadores y pórtico respectivamente) se obtiene a partir de la primera serie de cálculos dinámicos descritos en el apartado 3.5.4, en la que se produce la plastificación del pórtico, ya que en caso contrario el ratio $f\eta/f\mu$ es nulo. La tabla 3.13 resume los valores medios $\overline{s\eta/s\mu}$ y la desviación estándar σ de los ratios $s\eta/s\mu$ en el momento de máxima deformación del pórtico y al final del sismo y los valores medios $\overline{f\eta/f\mu}$ y la desviación σ de los ratios $f\eta/f\mu$ al final del sismo.

Prototipo	$\overline{s\eta/s\mu}$	$\sigma(s\eta/s\mu)$	Prototipo	$\overline{s\eta/s\mu}$	$\sigma(s\eta/s\mu)$	Prototipo	$\overline{f\eta/f\mu}$	$\sigma(f\eta/f\mu)$
TPFF	8.46	2.67	TPFF	3.63	2.18	TPFF	0.90	0.60
TPFFWB	8.77	3.21	TPFFWB	3.88	1.95	TPFFWB	0.93	0.35
TPNF	4.22	1.94	TPNF	2.57	1.07	TPNF	0.90	0.56
TPNFWB	4.58	1.92	TPNFWB	2.58	0.83	TPNFWB	0.95	0.32
SPFF	8.39	3.16	SPFF	3.46	2.19	SPFF	1.15	0.56
SPFFWB	8.21	2.97	SPFFWB	3.40	2.26	SPFFWB	1.11	0.55
SPNF	3.65	1.70	SPNF	2.04	0.70	SPNF	0.97	0.55
SPNFWB	4.17	2.02	SPNFWB	2.22	0.83	SPNFWB	1.02	0.55
NPFF	8.27	2.49	NPFF	3.26	2.05	NPFF	1.07	0.67
NPFFWB	8.15	2.29	NPFFWB	3.65	2.33	NPFFWB	1.09	0.50
NPNF	4.49	1.83	NPNF	2.34	0.85	NPNF	1.20	0.46
NPNFWB	4.12	1.04	NPNFWB	2.20	0.54	NPNFWB	1.18	0.42

(a) Elemento rígido. Final del sismo

(b) Elemento rígido. Deformación máxima

(c) Elemento flexible. Final del sismo

Tabla 3.13: Valores del ratio $s\eta/s\mu$ y $f\eta/f\mu$

Las figuras 3.60, 3.61 y 3.62 muestran los valores de $s\eta/s\mu$ en los prototipos de tres, seis y nueve plantas respectivamente, tanto al final del sismo t_0 como en el instante de mayor deformación t_m . Los resultados de los ratios $f\eta/f\mu$ en el elemento flexible en el instante en el que termina el terremoto se presentan en la figura 3.63. El valor medio se presenta en línea sólida y en líneas punteadas el valor correspondiente a la media y una desviación estándar. En estas figuras se observa la poca variabilidad del ratio entre plantas. Los valores dados de la tabla 3.13 sirven para poder estimar los ratios en el caso de que el pórtico plastifique para los casos comunes estudiados. Corresponde al criterio del proyectista tomar valores más o menos conservadores. En esta tesis se emplean los valores medios de

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

las relaciones η/μ para el dimensionado de los prototipos del capítulo 5 teniendo en cuenta el número de plantas (3, 6 ó 9), el patrón de formación de rótulas plásticas (aleatorio o columna fuerte–viga débil) y el tipo de sismicidad (lejana o cercana a falla).

A partir de estos resultados podemos concluir que se cumple de manera aproximada la siguiente relación entre el ratio ${}^s\eta/{}^s\mu$ de los disipadores en el instante de máxima deformación t_m y al final del sismo t_0 :

$$\frac{{}^s\eta}{{}^s\mu}(t_0) \simeq 2 \frac{{}^s\eta}{{}^s\mu}(t_m) \quad (3.39)$$

Se observa en los resultados que los ratios ${}^s\eta/{}^s\mu$ y ${}^f\eta/{}^f\mu$ de los prototipos con pórticos con patrón aleatorio de formación de rótulas plásticas y los ratios de los pórticos del tipo columna fuerte–viga débil son muy similares, de lo que se deduce que el patrón de formación de rótulas plásticas del pórtico no es un factor determinante en la eficacia de los disipadores. Igualmente es notable la diferencia de los ratios η/μ entre los sismos de campo lejano y los cercanos a falla. En los casos estudiados, el valor medio de los ratios ${}^s\eta/{}^s\mu$ en los elementos rígidos al final del sismo en los sismos lejanos a falla fue aproximadamente el doble que en los sismos cercanos a falla. En el momento de máxima deformación, la relación entre ${}^s\eta/{}^s\mu$ es aproximadamente un 50% superior en los sismos lejanos a falla. Por su parte el valor medio de los ratios ${}^f\eta/{}^f\mu$ en los elementos flexibles toma valores similares con ambos tipos de sismos.

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

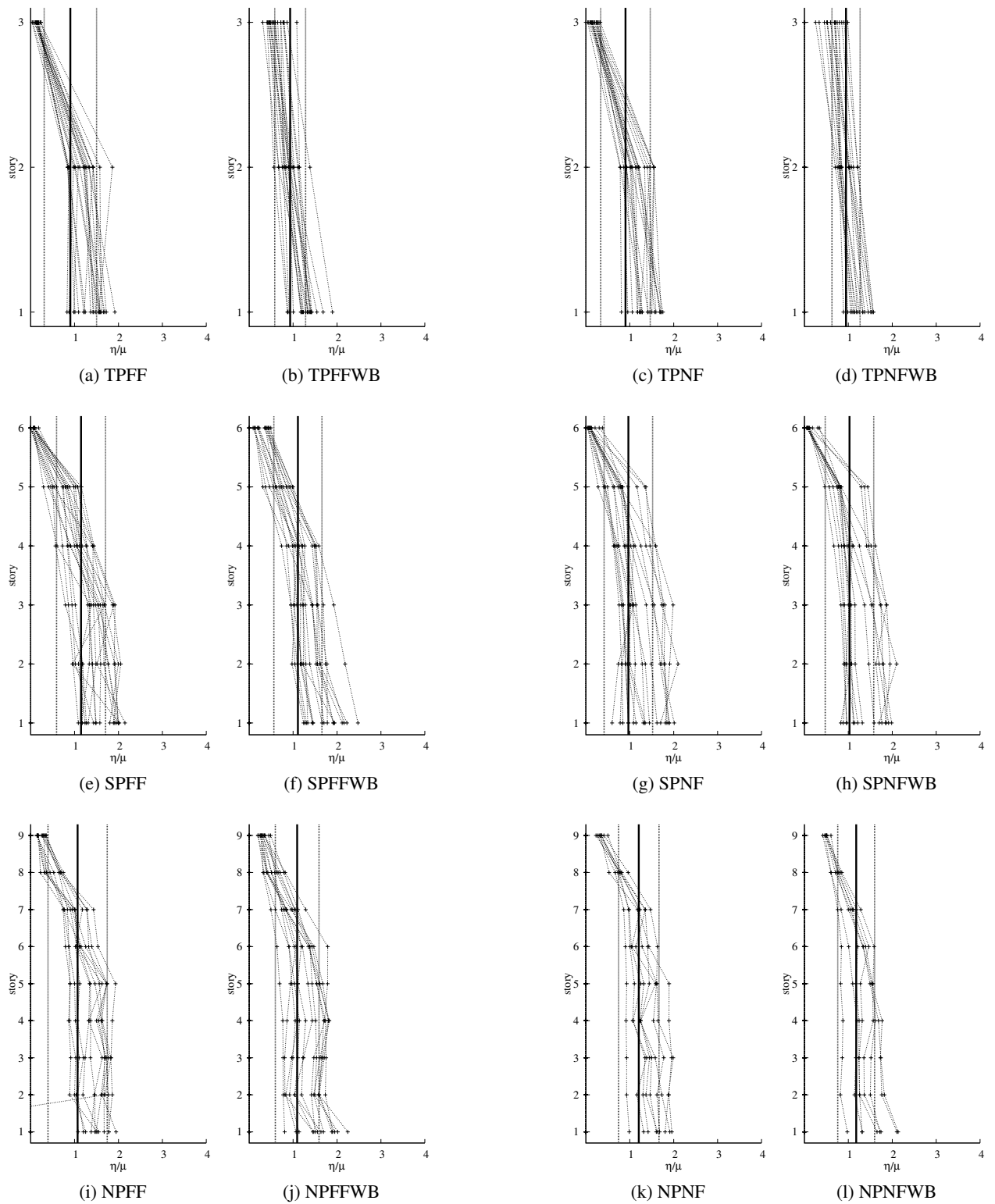


Figura 3.63: Ratios $f\eta/f\mu$

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

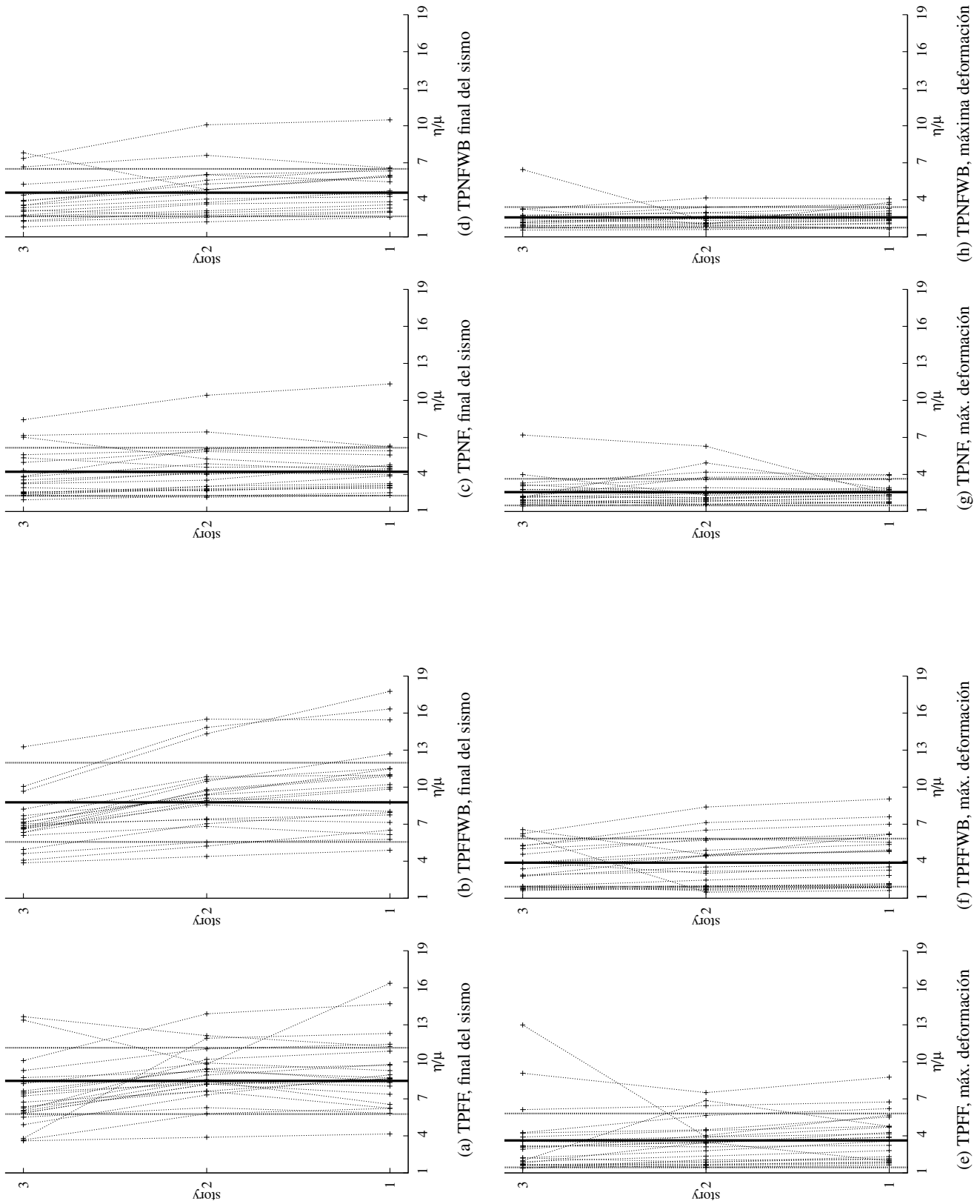


Figura 3.60: Prototipo de tres plantas: ratios $s\eta/s\mu$

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

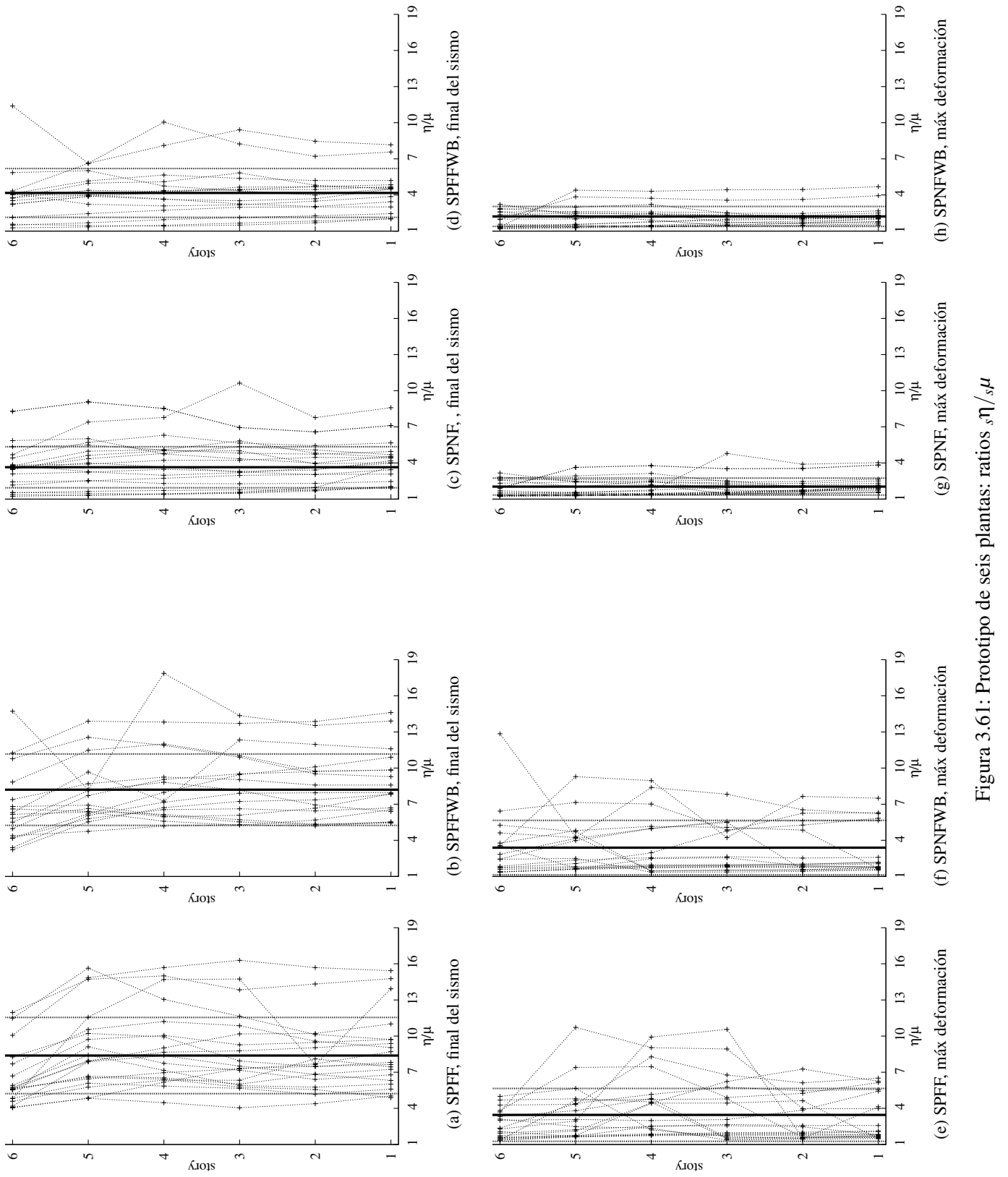


Figura 3.61: Prototipo de seis plantas: ratios $s\eta/s\mu$

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

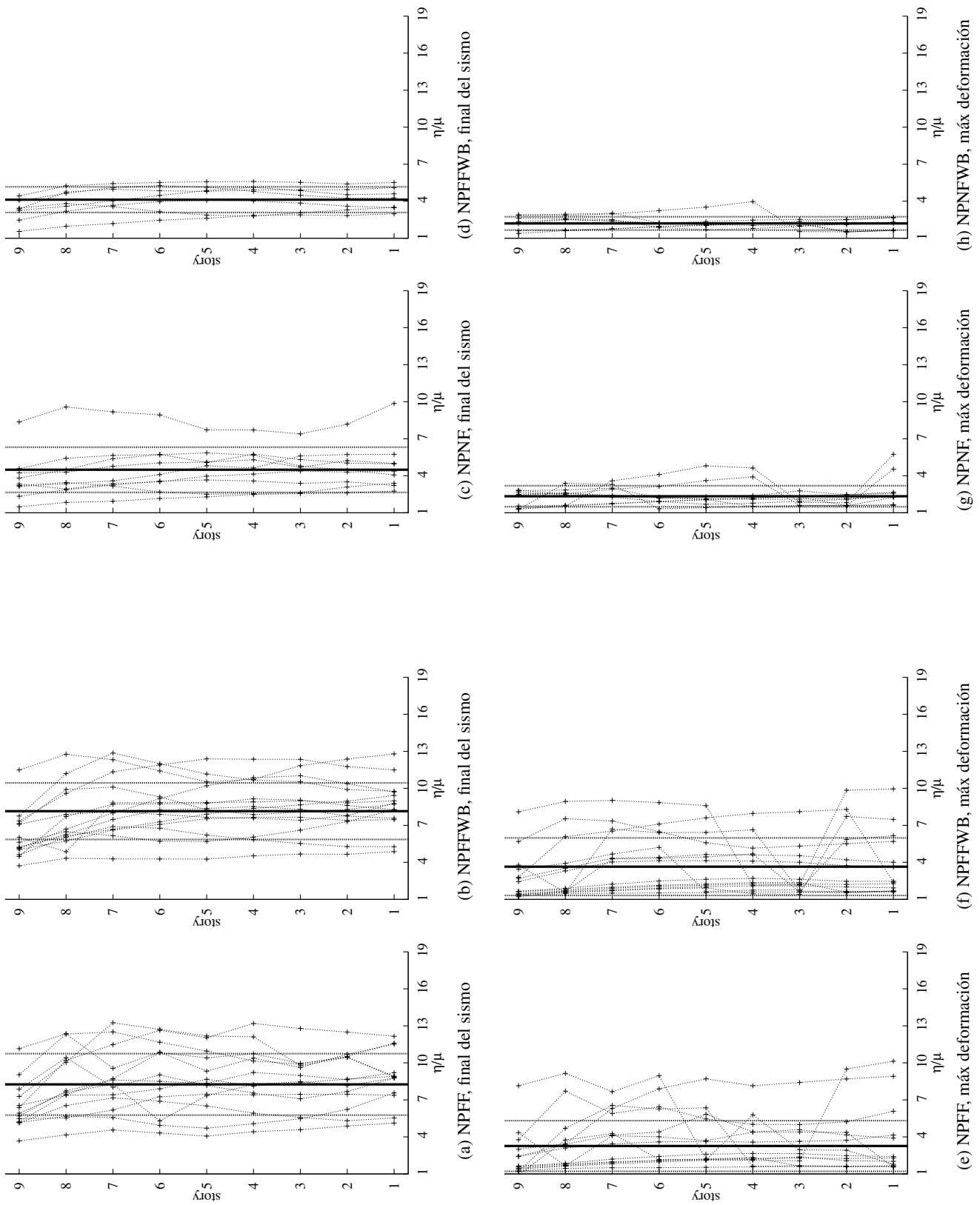


Figura 3.62: Prototipo de nuevas plantas: ratios η_s/μ_s

3.5.5.2. Relación $s\eta/s\mu$ en los elementos rígidos cuando el pórtico se mantiene elástico

La comparación entre la predicción de n_{eq} de Manfredi et al. [58] y los ratios $s\eta/s\mu$ obtenidos a partir de los cálculos realizados cuando el pórtico no ha plastificado se muestra en la fig. 3.64 para sismos de campo lejano y en la fig. 3.65 para los sismos cercanos a falla. En estas figuras se muestran los valores de $s\eta/s\mu$ en todas las plantas junto con el valor medio y el valor mínimo. Esta predicción produce una aproximación mínimamente razonable del ratio medio $s\eta/s\mu$ de los disipadores, especialmente en los sismos cercanos a falla, pero aparecen desviaciones severas que tanto sobrestiman como subestiman la capacidad de la estructura para disipar energía.

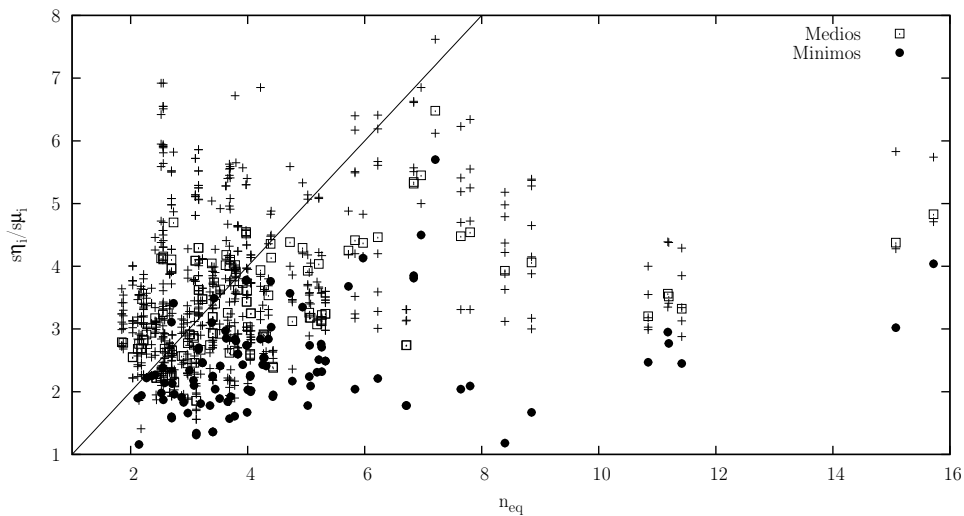


Figura 3.64: Predicción de n_{eq} para campo lejano [58]

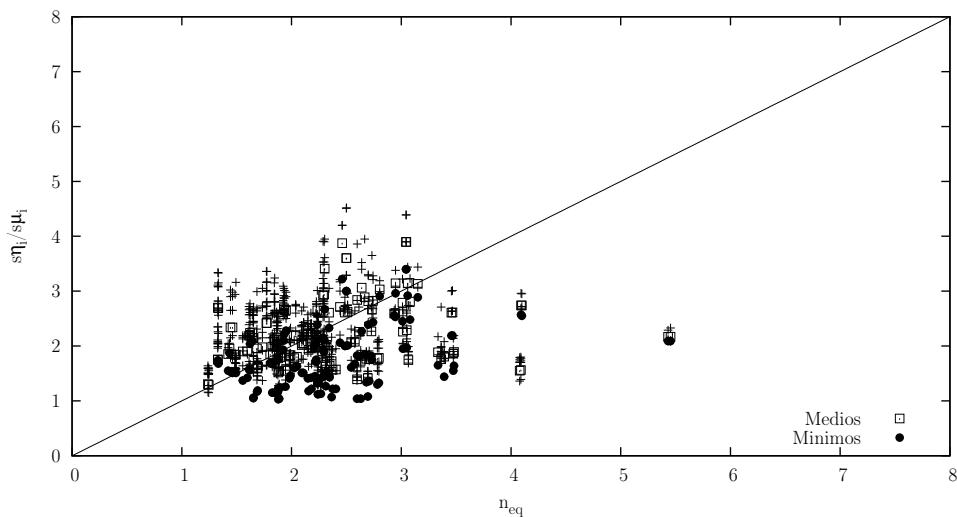


Figura 3.65: Predicción de n_{eq} cerca de falla [58]

Con el objeto de ofrecer una mejor predicción de n_{eq} para el caso de estudio, se parte de la ecuación

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

3.35; reorganizando los términos y tomando logaritmos:

$$n_{eq} = 1 + C \cdot \tau^\chi \cdot (R - 1)^\phi \cdot I_D^\kappa \quad (3.40)$$

$$\ln(n_{eq} - 1) = \ln C + \chi \ln \tau + \phi \ln(R - 1) + \kappa \ln I_D \quad (3.41)$$

Se plantea el modelo de regresión lineal siguiente con coeficientes **b**

$$\mathbf{Y} \approx f(\mathbf{X}, \mathbf{b}) \quad (3.42)$$

$$\mathbf{X} = \begin{pmatrix} 1 & \ln(\tau_1) & \ln(R_1 - 1) & \ln(I_{D1}) \\ 1 & \ln(\tau_2) & \ln(R_2 - 1) & \ln(I_{D2}) \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & \ln(\tau_i) & \ln(R_i - 1) & \ln(I_{Di}) \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & \ln(\tau_n) & \ln(R_n - 1) & \ln(I_{Dn}) \end{pmatrix} \quad (3.43)$$

$$\mathbf{Y} = \begin{pmatrix} \ln\left(\frac{\bar{\eta}}{\mu} - 1\right)_1 \\ \ln\left(\frac{\bar{\eta}}{\mu} - 1\right)_2 \\ \vdots \\ \ln\left(\frac{\bar{\eta}}{\mu} - 1\right)_i \\ \vdots \\ \ln\left(\frac{\bar{\eta}}{\mu} - 1\right)_n \end{pmatrix} \quad (3.44)$$

Para obtener los parámetros **b** que mejor se ajustan a las observaciones obtenidas, se realiza una regresión con mínimos cuadrados ordinarios a partir de la matriz de observaciones medias **Y** y la matriz de predictores **X**.

$$\mathbf{b} = \begin{pmatrix} \ln C \\ \chi \\ \phi \\ \kappa \end{pmatrix} = (\mathbf{X}^T \mathbf{X})^{-1} \mathbf{X}^T \mathbf{Y} \quad (3.45)$$

Las figuras 3.66 y 3.67 muestran la comparación de la predicción de n_{eq} con los parámetros **b** obtenidos en tabla 3.14. Tanto en los casos de sismo lejano como cercano a la fuente, podemos observar que los parámetros propuestos producen una dispersión menor que en el estudio citado.

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

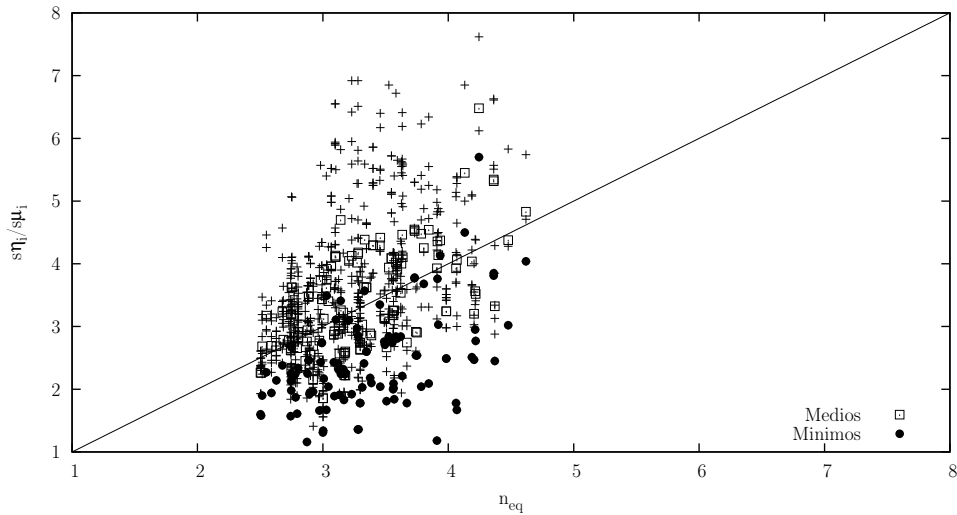


Figura 3.66: Predicción de n_{eq} con parámetros propuestos en campo lejano

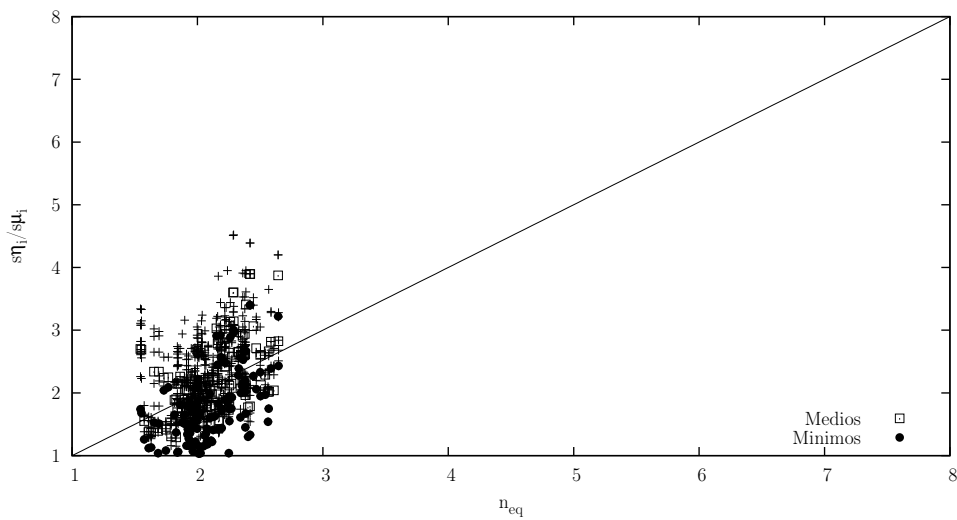


Figura 3.67: Predicción de n_{eq} con parámetros propuestos en cercanía a fallas

En comparación a los parámetros de referencia, en el caso de los sismos de campo lejano estudiados, el valor medio de n_{eq} es superior ($C = 1,45$ frente a $C = 0,18$) y menos dependiente de I_D y τ . Sin embargo la dependencia de $R - 1$ es similar, con $\varphi = 0,54$ frente a $\varphi = 0,60$. En el caso de los sismos de campo cercano se aprecia similar tendencia.

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

	Cercano a falla	Campo lejano
C	2.30	1.45
χ	0.07	0.06
φ	0.58	0.54
κ	0.68	0.52

Tabla 3.14: Propuesta de coeficientes estimación n_{eq}

Estos coeficientes pueden ser empleados para estimar el ratio $s\eta/s\mu$ de disipadores instalados en estructuras porticadas cuando éstas se mantienen elásticas.

3.5.5.3. Relación $s\eta/s\mu$ en estructuras rígido–flexibles de un grado de libertad cuando el pórtico se mantiene flexible

En el caso de que la estructura mixta rígido–flexible sea asimilada a un modelo de un grado de libertad caracterizado por el primer modo de vibración con dos resortes elasto–plásticos en paralelo con los ratios de rigideces entre elemento rígido y flexible de cada planta de los prototipos del apartado 3.5.1, los coeficientes C , χ , φ , κ de Manfredi et al. [58] proporcionan una predicción conservadora de $s\eta/s\mu$ como se muestra en línea punteada en la fig. 3.68. A partir de un análisis de la regresión análogo al desarrollado anteriormente, los valores obtenidos de los coeficientes χ , φ , κ son muy similares a los obtenidos en el estudio de referencia. En consecuencia, se adoptan los valores de estos coeficientes y se ajusta sólo el valor del coeficiente C a la regresión con el objeto de poder predecir el valor medio de $s\eta/s\mu$. Se observa que la dispersión es notablemente superior en el caso de los sismos cercano a falla que en el caso de campo lejano. En la tabla 3.15 se indican los valores medios y la desviación estándar de $C(\mu \pm \sigma)$ para campo lejano y cercanía a falla.

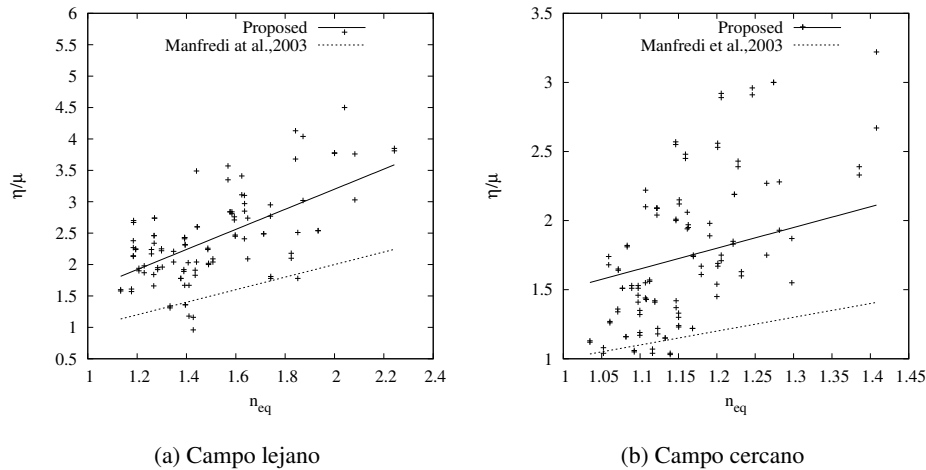


Figura 3.68: Propuesta de predicción de n_{eq} para estructuras rígido–flexibles de un grado de libertad

3 Estudio analítico y experimental de estructuras equipadas con disipadores de energía

	Cercano a falla	Campo lejano
$C(\mu \pm \sigma)$	2.98 ± 1.26	1.00 ± 0.52

Tabla 3.15: Coeficientes propuestos para estructuras con un grado de libertad

4 Metodología basada en prestaciones

Este capítulo presenta una metodología basada en prestaciones utilizando métodos energéticos para proyectar estructuras porticadas equipadas con sistemas de control pasivo. El conjunto de pórtico con disipadores se concibe como una materialización de las estructuras del tipo mixto rígido–flexible [5, 8, 43, 84, 91], que combinan elementos flexibles con poca rigidez y una alta capacidad de deformación elástica (estructura porticada), y elementos rígidos con alta rigidez y capacidad de disipación de energía (disipadores de energía). Para emplear este método es necesario caracterizar varios (típicamente cuatro o dos) niveles de peligrosidad sísmica en términos de input de energía y definir las prestaciones en cada uno de los escenarios, dadas por el máximo desplazamiento de planta y daño en el pórtico permitidos. El método parte de una estructura porticada flexible dimensionada a carga gravitatoria (sin tener en cuenta las fuerzas sísmicas). A partir de un proceso iterativo, se obtiene un dimensionado de los disipadores que satisface las condiciones impuestas.

4.1. Bases teóricas

La oscilación horizontal de un sistema discreto de múltiples grados de libertad sometida a un movimiento horizontal del suelo queda gobernada por el siguiente sistema de ecuaciones diferenciales:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{Q}(t) = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (4.1)$$

donde \mathbf{M} y \mathbf{C} son las matrices de masa y amortiguamiento; $\mathbf{Q}(t)$ la fuerza restauradora del sistema; $\ddot{\mathbf{u}}(t)$, $\dot{\mathbf{u}}(t)$, $\mathbf{u}(t)$ son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento relativo; y $\ddot{\mathbf{u}}_g$ es la aceleración del suelo producida por el sismo. Si multiplicamos la ecuación 4.1, en términos de fuerzas, por un desplazamiento $d\mathbf{u}(t) = \dot{\mathbf{u}}(t) dt$ e integramos desde el inicio del terremoto, se obtiene la siguiente ecuación de balance energético [4, 19, 46] en función de t .

$$W_k(t) + W_\xi(t) + W_s(t) = E(t) \quad (4.2)$$

Donde W_k , W_ξ , W_s , E son respectivamente la energía cinética, la energía absorbida por el mecanismo de amortiguamiento, la energía absorbida por la estructura por medio de deformaciones y la cantidad de energía que entra en el sistema debida al sismo:

$$W_k(t) = \int_0^t \dot{\mathbf{u}}^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} dt \quad (4.3)$$

4 Metodología basada en prestaciones

$$W_{\xi}(t) = \int_0^t \dot{\mathbf{u}}^T \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} dt \quad (4.4)$$

$$W_s(t) = \int_0^t \dot{\mathbf{u}}^T \mathbf{Q} dt \quad (4.5)$$

$$E(t) = - \int_0^t \dot{\mathbf{u}}^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_g dt \quad (4.6)$$

La ecuación 4.2 de balance de energía puede reescribirse asociando energías disipativas y conservativas. La energía absorbida por la estructura por medio de deformaciones, W_s , es la suma de la energía disipada por medio de deformaciones plásticas W_p y la energía de deformación elástica almacenada por la estructura W_{se} . La suma de W_{se} y de la energía cinética W_k constituye la energía de vibración elástica del sistema W_e . La ecuación 4.2 de balance energético queda entonces:

$$W_e(t) + W_{\xi}(t) + W_p(t) = E(t) \quad (4.7)$$

Por conveniencia, E se expresa en términos de velocidad equivalente V_E normalizando la energía E en relación a la masa total de sistema M .

$$V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}} \quad (4.8)$$

El término de la izquierda de la ecuación 4.7 puede interpretarse como la resistencia sísmica de la estructura. Por su parte, el término de la derecha representa la demanda sísmica en términos de input de energía. Una de las ventajas del planteamiento energético del proyecto sismorresistente es que los términos de capacidad y demanda de energía de la ecuación de balance energético pueden desacoplarse [4], estando la cantidad de energía que el sismo introduce en la estructura gobernada principalmente por el período fundamental de vibración y la masa total M del edificio. El resto de propiedades mecánicas como amortiguamiento, cortante de fluencia o la ductilidad máxima desarrollada por la estructura apenas tienen influencia [82, 89, 90]. El término W_p de la ecuación 4.7 es una descripción cuantitativa del daño que el sismo produce en la estructura. Por conveniencia, W_p puede expresarse también en términos de velocidad equivalente V_D con la siguiente expresión:

$$V_D = \sqrt{\frac{2W_p}{M}} \quad (4.9)$$

4.2. Modelo de la estructura

A efectos de proyecto, la estructura porticada –a la que nos referiremos como parte flexible– se idealiza como un sistema de masas concentradas que queda definido por la masa m_i , el cortante de fluencia, $fQ_{y,i}$ y la rigidez inicial $f k_i$ de cada planta i . La relación fuerza-desplazamiento lateral, $fQ_i - \delta_i$, de una planta del pórtico bajo cargas monótonas puede representarse con un modelo

4 Metodología basada en prestaciones

bilineal elastoplástico representado con línea punteada en la figura 4.1. Por su parte, la relación fuerza-desplazamiento lateral de los disipadores de energía, a los que nos referiremos como elemento rígido $sQ_i - \delta_i$, queda definida también por un modelo bilineal elastoplástico representado con línea continua de trazo fino en la figura 4.1.

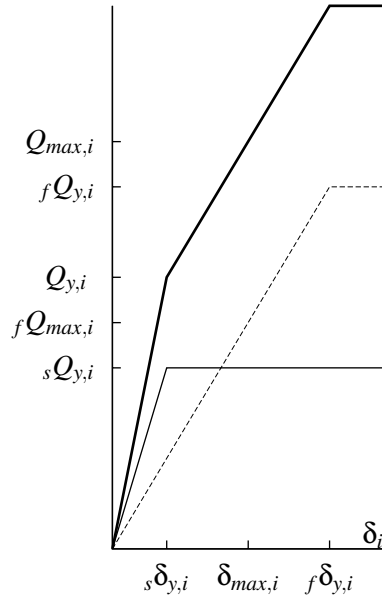


Figura 4.1: Curva fuerza-desplazamiento de la planta i -ésima

El máximo desplazamiento en una planta $\delta_{max,i}$ pueden expresarse en forma de los ratios adimensionales μ :

$$s\mu_i^+ = \frac{\delta_{max,i}^+ - s\delta_{y,i}}{s\delta_{y,i}} \quad (4.10)$$

$$s\mu_i^- = \frac{\delta_{max,i}^- - s\delta_{y,i}}{s\delta_{y,i}} \quad (4.11)$$

$$s\mu_i = \frac{s\mu_i^+ + s\mu_i^-}{2} \quad (4.12)$$

$$f\mu_i^+ = \frac{\delta_{max,i}^+ - f\delta_{y,i}}{s\delta_{y,i}} \quad (4.13)$$

$$f\mu_i^- = \frac{\delta_{max,i}^- - f\delta_{y,i}}{s\delta_{y,i}} \quad (4.14)$$

$$f\mu_i = \frac{f\mu_i^+ + f\mu_i^-}{2} \quad (4.15)$$

4 Metodología basada en prestaciones

Donde $\delta_{max,i}^-$ y $\delta_{max,i}^+$ son los valores absolutos de los máximos desplazamientos laterales en la planta i -ésima en los dominios negativo y positivo respectivamente, ${}_s\delta_{y,i}$ la deformación de fluencia de la parte rígida y ${}_f\delta_{y,i}$ la deformación de fluencia de la parte flexible, que se asume tiene el mismo valor en el dominio positivo y negativo de deformación. En el caso de que los desplazamiento máximos en los dominios positivos y negativos sean iguales o muy similares, es decir $\delta_{max,i}^+ \simeq \delta_{max,i}^-$, estas expresiones pueden simplificarse:

$${}_f\mu_i = \frac{|\delta_{max,i}| - {}_f\delta_{y,i}}{{}_s\delta_{y,i}} \quad (4.16)$$

$${}_s\mu_i = \frac{|\delta_{max,i}| - {}_s\delta_{y,i}}{{}_s\delta_{y,i}} \quad (4.17)$$

Por su parte la energía de deformación plástica disipada en los elementos rígidos ${}_sW_p$ y flexibles ${}_fW_p$ se normaliza respecto de la resistencia lateral de fluencia de los elementos rígidos ${}_sQ_{y,i}$ y flexibles ${}_fQ_{y,i}$ y de la deformación de fluencia de la parte rígida ${}_s\delta_{y,i}$, obteniéndose los ratios ${}_s\eta_i$ para la parte rígida y ${}_f\eta_i$ para la parte flexible.

$${}_s\eta_i(t) = \frac{{}_sW_{p,i}}{{}_sQ_{y,i} {}_s\delta_{y,i}} \quad (4.18)$$

$${}_f\eta_i(t) = \frac{{}_fW_{p,i}}{{}_fQ_{y,i} {}_s\delta_{y,i}} \quad (4.19)$$

La resistencia lateral de fluencia de los elementos rígidos ${}_sQ_{y,i}$ y flexibles ${}_fQ_{y,i}$, y la rigidez de la parte flexible en la planta baja ${}_fk_1$ pueden también expresarse en manera adimensional con los siguientes coeficientes:

$$\alpha_i = \frac{Q_{y,i}}{\sum_{k=i}^N m_k g} = \frac{{}_sQ_{y,i} + {}_fQ_{y,i}}{\sum_{k=i}^N m_k g} \quad (4.20)$$

$${}_s\alpha_i = \frac{{}_sQ_{y,i}}{\sum_{k=i}^N m_k g} \quad (4.21)$$

$${}_f\alpha_i = \frac{{}_fQ_{y,i}}{\sum_{k=i}^N m_k g} \quad (4.22)$$

$$\chi_1 = \frac{{}_fk_1}{k_{eq}} \quad (4.23)$$

$$k_{eq} = \frac{4\pi^2 M}{{}_fT^2} \quad (4.24)$$

donde k_{eq} es la rigidez de un sistema de un grado de libertad equivalente de masa M y con un

período igual al período fundamental del pórtico (parte flexible) fT .

4.3. Balance de energías

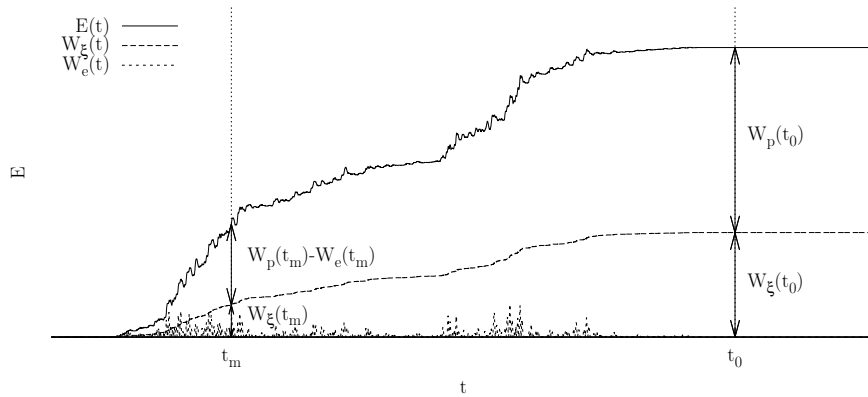


Figura 4.2: Historia de energías debidas al sismo

La figura 4.2 muestra el historial típico de energías en un sistema como el definido anteriormente debido a la acción sísmica, donde t_m representa el instante en el que la estructura alcanza su máxima deformación y t_0 el instante en el que el movimiento del suelo termina. En línea sólida se muestra la entrada total de energía $E(t)$ mientras que la energías de vibración elástica $W_e(t)$ y disipadas mediante el mecanismo de amortiguamiento $W_ξ(t)$ se muestran a puntos y a trazos.

En el caso de estructuras en las que una parte significativa de la entrada de energía E es disipada por medio de deformaciones plásticas, como el caso que nos atañe, es admisible [4] que la energía E al final del sismo será mayor que la energía absorbida en el momento de máxima deformación:

$$E(t_m) \leq E(t_0) \quad (4.25)$$

Además, en el instante de máxima deformación $W_ξ(t_m)$ es relativamente bajo en comparación al resto de energías. Al final del sismo $W_e(t_0)$ es prácticamente nulo porque el edificio está normalmente casi en reposo. Ya que sobrestimar la demanda sísmica y subestimar la capacidad de disipación está del lado de seguridad, podemos suponer en proyecto que $E(t_m) = E(t_0)$, $W_ξ(t_m) = 0$, $W_e(t_0) = 0$. Aceptando estas aproximaciones, la ecuación 4.7 de balance de energía puede reescribirse:

$$\begin{cases} W_ξ(t_0) + W_p(t_0) = E(t_0) & t = t_0 \\ W_e(t_m) + W_p(t_m) = E(t_0) & t = t_m \end{cases} \quad (4.26)$$

En el caso de elementos elastoplásticos en paralelo con rigideces y deformaciones de fluencia que satisfagan las ecuaciones 4.27 y 4.28 sometidos a deformaciones inelásticas debidas al sismo, Akiyama [4] observó que (i) la energía de deformación plástica se concentra en el elemento con mayor rigidez y menor desplazamiento de fluencia, (ii) el ratio entre la deformación plástica acumulada y

4 Metodología basada en prestaciones

deformación máxima η/μ aumenta en relación al de estructuras convencionales con un único elemento elastoplástico por planta y (iii) los desplazamientos máximos en los dominios positivos y negativos son similares.

$${}_s k_i / {}_f k_i \geq 3 \quad (4.27)$$

$${}_f \delta_{y,i} / {}_s \delta_{y,i} \geq 3 \quad (4.28)$$

En el caso general, la energía de deformación elástica que pueden almacenar los dispositivos de disipación de energía será despreciable respecto a la absorbida por el pórtico principal (parte flexible) de forma que $W_e(t_m)$ puede aproximarse [4] como la energía almacenada por la parte flexible asimilada a un sistema de un grado de libertad equivalente sometido a una fuerza cortante basal determinada. En el caso de que la deformación lateral supere al desplazamiento de fluencia del pórtico $\delta_{max,i} > {}_f \delta_{y,i}$, la máxima energía de vibración elástica que puede almacenar el pórtico puede aproximarse con la expresión 4.29:

$$W_e(t_m) = \frac{{}_f Q_{y,1}^2}{k_{eq}} = \frac{Mg^2 T_f^2}{4\pi^2} \frac{{}_f \alpha_1^2}{2} \quad (4.29)$$

En el caso de que el pórtico se mantenga elástico, es decir que la deformación máxima sea inferior al desplazamiento de fluencia de la parte flexible $\delta_{max,i} < {}_f \delta_{y,i}$, el sistema se verá sometido a un cortante basal máximo de valor ${}_f Q_{max,1}$ que podemos expresar en función del ratio adimensional ${}_f \alpha_{max,1} = \frac{{}_f Q_{max,1}}{Mg}$, de forma que W_e queda:

$$W_e(t_m) = \frac{{}_f Q_{max,1}^2}{k_{eq}} = \frac{Mg^2 T_f^2}{4\pi^2} \frac{{}_f \alpha_{max,1}^2}{2} \quad (4.30)$$

4.4. Distribución del input de energía en la estructura

Una distribución de los coeficientes de fuerzas cortantes de fluencia $\bar{\alpha}_i = \alpha_i/\alpha_1$ que propicia que el ratio de deformación plástica acumulada η_i sea aproximadamente igual en todas las plantas $\eta_i = \eta$ viene dada por la siguiente expresión empírica propuesta por Benavent-Climent [17] para estructuras mixtas rígido-flexibles equipadas con disipadores histeréticos de energía:

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\alpha_i}{\alpha_1} = \exp \left[\left(1 - 0,02 \frac{{}_f k_1}{{}_f k_N} - 0,16 \frac{{}_f T}{T_G} \right) \bar{x} - \left(0,5 - 0,05 \frac{{}_f k_1}{{}_f k_N} - 0,30 \frac{{}_f T}{T_G} \right) \bar{x}^2 \right] \quad (4.31)$$

Siendo $\bar{x} = (i - 1)/N$; N el número de plantas del edificio, ${}_f k_1 / {}_f k_N$ el ratio entre la rigidez de la primera y la última planta del elemento flexible, ${}_f T$ el período fundamental elástico de la estructura flexible, y T_G el período de cambio de pendiente del espectro bilineal de V_D . T_G también es conocido como el período predominante del sismo [55]. Esta distribución se adopta en el método propuesto

4 Metodología basada en prestaciones

al conjunto del edificio, de forma que la resistencia lateral normalizada α_i de la planta i -ésima viene dada por la ecuación 4.32.

$$\alpha_i = {}_s\alpha_i + {}_f\alpha_i = \bar{\alpha}_i \alpha_1 = \bar{\alpha}_i ({}_s\alpha_1 + {}_f\alpha_1) \quad (4.32)$$

Para conseguir que la estructura con disipadores sea poco propensa a que se produzcan concentraciones de daño en determinadas plantas de la estructura, se propone tomar un valor de la relación de rigideces K_i uniforme para todas las plantas [6].

$$K = K_i = {}_sk_i / {}_fk_i \quad (4.33)$$

La energía de deformación plástica disipada en planta baja W_{p1} puede escribirse en función de los ratios η a partir de la definición de ${}_s\eta_i$ y ${}_f\eta_i$ de la ecuaciones 4.18 y 4.19 como sigue:

$$W_{p1} = {}_sW_{p,1} + {}_fW_{p,1} = {}_s\eta_1 {}_sQ_{y,1} {}_s\delta_{y,1} + {}_f\eta_1 {}_fQ_{y,1} {}_s\delta_{y,1} \quad (4.34)$$

Sustituyendo ${}_sQ_{y,1}$ y ${}_fQ_{y,1}$ en función de ${}_s\alpha_1$ y ${}_f\alpha_1$ a partir de su definición en las ecuaciones 4.21 y 4.22:

$$W_{p1} = Mg {}_s\delta_{y,1} ({}_s\eta_1 {}_s\alpha_1 + {}_f\eta_1 {}_f\alpha_1) \quad (4.35)$$

A su vez, a partir de las definición de k_{eq} , ${}_s\delta_{y,1}$, ${}_sk_i = {}_fk_i K$, ${}_fk_1 = \chi_1 k_{eq}$ se puede reescribir el desplazamiento de fluencia del elemento rígido en planta baja ${}_s\delta_{y,1}$ como:

$${}_s\delta_{y,1} = \frac{{}_sQ_{y,1}}{{}_sk_1} = \frac{{}_s\alpha_1 Mg}{{}_fk_1 K} = \frac{{}_s\alpha_1 Mg}{\chi_1 k_{eq} K} = \frac{{}_s\alpha_1 Mg T_f^2}{\chi_1 4\pi^2 MK} = \frac{{}_s\alpha_1 g T_f^2}{\chi_1 4\pi^2 K} \quad (4.36)$$

Sustituyendo ${}_s\delta_{y,1}$ en la ecuación 4.35, se obtiene que la energía absorbida por la planta baja del edificio W_{p1} será:

$$W_{p1} = \frac{{}_s\alpha_1 Mg^2 T_f^2}{\chi_1 4\pi^2 K} ({}_s\eta_1 {}_s\alpha_1 + {}_f\eta_1 {}_f\alpha_1) \quad (4.37)$$

Conocida la energía absorbida por la planta baja, la energía de deformación plástica total puede obtenerse en función de un nuevo coeficiente γ_1 :

$$W_p = \gamma_1 W_{p1} = \frac{Mg^2 {}_fT^2}{{}_s4\pi^2} \frac{{}_s\alpha_1}{K} \frac{\gamma_1}{\chi_1} ({}_s\eta_1 {}_s\alpha_1 + {}_f\eta_1 {}_f\alpha_1) \quad (4.38)$$

$$W_p = \frac{Mg^2 {}_fT^2}{{}_s4\pi^2} \frac{{}_s\alpha_1^2}{K} \frac{\gamma_1}{\chi_1} \left({}_s\eta_1 + {}_f\eta_1 \frac{{}_f\alpha_1}{{}_s\alpha_1} \right) \quad (4.39)$$

$$W_p = \frac{Mg^2 {}_fT^2}{{}_s4\pi^2} \frac{{}_s\alpha_1^2}{K} \frac{\gamma_1}{\chi_1} \left({}_s\eta_1 + \frac{{}_fQ_{y,1}}{{}_sQ_{y,1}} {}_f\eta_1 \right) \quad (4.40)$$

Al satisfacer las ecuaciones 4.32 y 4.33, el ratio γ_1 entre W_p y la energía de deformación plástica

4 Metodología basada en prestaciones

absorbida por la primera planta, $W_{p,1}$, puede aproximarse con la ecuación 4.42 en función de los parámetros mecánicos de la estructura a partir de la expresión de Benavent–Climent [17] particularizando que la relación de rigideces entre los elementos flexibles y rígidos en todas las plantas es la misma, $K_i = K$:

$$\gamma_1 = \frac{W_p}{W_{p,1}} = \sum_{i=1}^N \left[\bar{\alpha}_i \left(\sum_{j=1}^{m_j} \frac{m_j}{M} \right) \frac{K_1 + 1}{K_i + 1} \right]^2 \frac{f k_1 \cdot K_i}{f k_i \cdot K_1} \quad (4.41)$$

$$\gamma_1 = \frac{W_p}{W_{p,1}} = \sum_{i=1}^N \left[\bar{\alpha}_i \left(\sum_{j=1}^{m_j} \frac{m_j}{M} \right) \right]^2 \frac{f k_1}{f k_i} \quad (4.42)$$

4.5. Relaciones empíricas η/μ

Teniendo en cuenta las relaciones η/μ para los elementos rígidos y flexibles en los instantes de máxima deformación t_m y al final del sismo t_0 , que se pueden predecir siguiendo el estudio propuesto en el apartado 3.5.5, se plantean las siguientes relaciones a , b , c , y d :

$$a = \frac{s\eta_i(t_m)}{s\mu_i} \quad (4.43)$$

$$b = \frac{f\eta_i(t_m)}{f\mu_i} \quad (4.44)$$

$$b/a = \frac{f\eta_i(t_m)/f\mu_i}{s\eta_i(t_m)/s\mu_i} \quad (4.45)$$

$$c = \frac{s\eta_i(t_0)}{s\mu_i} \quad (4.46)$$

$$d = \frac{f\eta_i(t_0)}{f\mu_i} \quad (4.47)$$

$$d/c = \frac{f\eta_i(t_0)/f\mu_i}{s\eta_i(t_0)/s\mu_i} \quad (4.48)$$

En el caso de que el desplazamiento $\delta_{max,i}$ sea inferior al desplazamiento de fluencia del elemento flexible $f\delta_{y,i}$, el daño en el pórtico será nulo $f\eta_i = 0$ y en consecuencia también lo serán los ratios $f\eta/f\mu$ y los coeficientes b y d . A partir de la definiciones de $s\mu_i$ y $f\mu_i$ de las ecuaciones 4.16 y 4.17 y las relaciones anteriores, podemos expresar $s\eta_i$ en los instantes t_m y t_0 como sigue para su inclusión en la formulación del método:

$$s\eta_i(t_m) = a s\mu_i = a \frac{\delta_{max,i} - s\delta_{y,i}}{s\delta_{y,i}} = a \left(\frac{\delta_{max,i}}{s\delta_{y,i}} - 1 \right) = a \left(\frac{\delta_{max,i} s k_i}{s\alpha_i \sum_{k=i}^N m_k g} - 1 \right) \quad (4.49)$$

$${}_s\eta_i(t_0) = c {}_s\mu_i = c \frac{\delta_{max,i} - {}_s\delta_{y,i}}{{}_s\delta_{y,i}} = c \left(\frac{\delta_{max,i}}{{}_s\delta_{y,i}} - 1 \right) = c \left(\frac{\delta_{max,i} {}_s k_i}{{}_s\alpha_i \sum_{k=i}^N m_k g} - 1 \right) \quad (4.50)$$

4.6. Formulación del método

El objeto del método es conseguir un dimensionado de disipadores definido en cada planta por la resistencia del disipador ${}_sQ_{y,i}$ y su rigidez elástica ${}_s k_i$ de forma que la respuesta sísmica de la estructura sea aceptable según las prestaciones requeridas en proyecto para varios niveles de peligrosidad sísmica. En el método presentado estos requisitos de partida se dan en términos de desplazamientos máximos entre plantas $\delta_{max,i}$ y del máximo daño permitido en el pórtico ${}_f\eta_i$, que pueden relacionarse fácilmente con índices de daño para hormigón armado [70]. El dimensionado habrá de cumplir las ecuaciones de balance de energía de la ecuación 4.26 en los instantes de máxima deformación $t = t_m$ y al final del sismo $t = t_0$ y seguir la distribución de coeficientes de resistencia cortante de fluencia de la ecuación 4.31.

4.6.1. Balance de energía en el instante de deformación máxima

Cuando el pórtico plastifica Sustituyendo el valor propuesto en $t = t_m$ para W_e en la ecuación 4.29 y el valor de W_p de la ecuación 4.40 en la ecuación de balance de energías 4.26 para $t = t_m$, obtenemos:

$$\frac{Mg^2 T_f^2}{{}_4\pi^2} \frac{{}_f\alpha_1^2}{2} + \frac{Mg^2}{{}_4\pi^2} \frac{{}_s\alpha_1^2}{K} \frac{\gamma_1}{\chi_1} \left({}_s\eta_1 + \frac{{}_fQ_{y,1}}{{}_sQ_{y,1}} {}_f\eta_1 \right) = E(t_0) \quad (4.51)$$

Sustituyendo el valor de la entrada de energía $E(t_0)$ en términos de velocidad equivalente V_E y operando:

$$E(t_0) = \frac{MV_E^2}{2} \quad (4.52)$$

$$\frac{Mg^2 T_f^2}{{}_4\pi^2} \left[\frac{{}_f\alpha_1^2}{2} + \frac{{}_s\alpha_1^2}{K} \frac{\gamma_1}{\chi_1} \left({}_s\eta_1 + \frac{{}_fQ_{y,1}}{{}_sQ_{y,1}} {}_f\eta_1 \right) \right] = \frac{MV_E^2}{2} \quad (4.53)$$

Si definimos α_e como el coeficiente cortante basal que necesita tener un sistema de un grado de libertad con período ${}_fT$ para absorber la entrada de energía V_E , podemos definir V_E en función de este parámetro y reescribir la ecuación de balance de energía anterior como sigue:

$$\alpha_e = \frac{2\pi V_E}{g {}_fT} \rightarrow V_E^2 = \frac{\alpha_e^2 g^2 {}_fT^2}{{}_4\pi^2} \quad (4.54)$$

$$\frac{Mg^2 T_f^2}{{}_4\pi^2} \left[\frac{{}_f\alpha_1^2}{2} + \frac{{}_s\alpha_1^2}{K} \frac{\gamma_1}{\chi_1} \left({}_s\eta_1 + \frac{{}_fQ_{y,1}}{{}_sQ_{y,1}} {}_f\eta_1 \right) \right] = \frac{M}{2} \frac{\alpha_e^2 g^2 {}_fT^2}{{}_4\pi^2} \quad (4.55)$$

4 Metodología basada en prestaciones

Esta expresión puede simplificarse,

$$\frac{f\alpha_1^2}{2} + \frac{\gamma_1 s\alpha_1^2}{K \chi_1} \left(s\eta_1 + \frac{fQ_{y,1}}{sQ_{y,1}} f\eta_1 \right) = \frac{\alpha_e^2}{2} \quad (4.56)$$

$$\frac{f\alpha_1^2}{2} + \frac{\gamma_1 s\alpha_1^2}{K \chi_1} \left(s\eta_1 + \frac{f\alpha_1}{s\alpha_1} f\eta_1 \right) = \frac{\alpha_e^2}{2} \quad (4.57)$$

Introduciendo las relaciones empíricas $s\eta/s\mu$ del apartado 4.5 y simplificando:

$$\frac{f\alpha_1^2}{2} + \frac{\gamma_1 s\alpha_1^2}{K \chi_1} \left(a \left(\frac{\delta_{max,i} s k_1}{s\alpha_1 \sum_{k=1}^N m_k g} - 1 \right) + \frac{f\alpha_1}{s\alpha_1} f\eta_1 \right) = \frac{\alpha_e^2}{2} \quad (4.58)$$

$$\frac{f\alpha_1^2}{2} + \frac{\gamma_1 s\alpha_1^2}{K \chi_1} \left(\frac{a \delta_{max,i} s k_1}{s\alpha_1 \sum_{k=1}^N m_k g} - a + \frac{f\alpha_1}{s\alpha_1} f\eta_1 \right) = \frac{\alpha_e^2}{2} \quad (4.59)$$

$$s\alpha_1^2 \left(\frac{a \delta_{max,i} s k_1}{s\alpha_1 \sum_{k=1}^N m_k g} - a + \frac{f\alpha_1}{s\alpha_1} f\eta_1 \right) = \left(\frac{\alpha_e^2}{2} - \frac{f\alpha_1^2}{2} \right) \frac{K \chi_1}{\gamma_1} \quad (4.60)$$

$$s\alpha_1^2 \frac{a \delta_{max,i} s k_1}{s\alpha_1 \sum_{k=1}^N m_k g} - os\alpha_1^2 a + s\alpha_1^2 \frac{f\alpha_1}{s\alpha_1} f\eta_1 = \left(\frac{\alpha_e^2}{2} - \frac{f\alpha_1^2}{2} \right) \frac{K \chi_1}{\gamma_1} \quad (4.61)$$

$$- a s\alpha_1^2 + s\alpha_1 \frac{a \delta_{max,i} s k_1}{\sum_{k=1}^N m_k g} + s\alpha_1 f\alpha_1 f\eta_1 = \left(\frac{\alpha_e^2}{2} - \frac{f\alpha_1^2}{2} \right) \frac{K \chi_1}{\gamma_1} \quad (4.62)$$

Finalmente obtenemos la ecuación de equilibrio para $t = t_m$ en función de la incógnita $s\alpha_1$. La raíz real positiva de la siguiente ecuación da el valor de $s\alpha_1$ que satisface el equilibrio de energías en $t = t_m$

$$a s\alpha_1^2 - s\alpha_1 \left(\frac{a \delta_{max,i} s k_1}{\sum_{k=1}^N m_k g} + f\alpha_1 f\eta_1 \right) + \left(\frac{\alpha_e^2}{2} - \frac{f\alpha_1^2}{2} \right) \frac{K \chi_1}{\gamma_1} = 0 \quad (4.63)$$

Cuando el pórtico no plastifica En el caso de que el pórtico no plastifique, el problema se simplifica ya que el daño en el pórtico es nulo, $f\eta_i = 0$. Sustituyendo el valor propuesto en $t = t_m$ para W_e dado en la ecuación 4.30 y el valor de W_p de la ecuación 4.40 para $t = t_m$ en la ecuación de balance 4.26, obtenemos:

4 Metodología basada en prestaciones

$$\frac{Mg^2 T_f^2}{4\pi^2} \frac{f \alpha_{max,1}^2}{2} + \frac{Mg^2}{4\pi^2} \frac{f T^2}{K} \frac{s \alpha_1^2}{\chi_1} s \eta_1 = E(t_0) \quad (4.64)$$

Con un desarrollo análogo al anterior, obtenemos la ecuación de equilibrio para $t = t_m$ en función de la incógnita $s \alpha_1$,

$$a_s \alpha_1^2 - s \alpha_1 \frac{a \delta_{max,i} s k_1}{\sum_{k=1}^N m_k g} + \left(\frac{\alpha_e^2}{2} - \frac{f \alpha_{max,1}^2}{2} \right) \frac{K \chi_1}{\gamma_1} = 0 \quad (4.65)$$

4.6.2. Balance de energía en el instante en que termina el terremoto

Cuando el pórtico plastifica Al final del terremoto, cuando $t = t_0$, el valor de $E(t_0) - W_\xi(t_0)$ puede aproximarse de manera conservadora [4] con la siguiente expresión:

$$E(t_0) - W_\xi(t_0) = \frac{E(t_0)}{(1 + 3\xi + 1,2\sqrt{\xi})^2} \quad (4.66)$$

Siendo ξ la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura. Al sustituir este valor en la ecuación 4.66 y teniendo en cuenta la ecuación 4.54, el balance de energías de la estructura en $t = t_0$ puede escribirse:

$$\frac{Mg^2}{4\pi^2} \frac{f T^2}{K} \frac{2 s \alpha_1^2}{\chi_1} \gamma_1 \left(s \eta_1 + \frac{f Q_{y,1}}{s Q_{y,1}} f \eta_1 \right) = \frac{M V_E^2}{2 (1 + 3\xi + 1,2\sqrt{\xi})^2} \quad (4.67)$$

$$\frac{2 s \alpha_1^2}{K} \frac{\gamma_1}{\chi_1} \left(s \eta_1 + \frac{f Q_{y,1}}{s Q_{y,1}} f \eta_1 \right) = \frac{\alpha_e^2}{(1 + 3\xi + 1,2\sqrt{\xi})^2} \quad (4.68)$$

Introduciendo las relaciones empíricas $s \eta / s \mu$ cuando $t = t_0$ y operando:

$$\frac{2 s \alpha_1^2}{K} \frac{\gamma_1}{\chi_1} \left(c \left(\frac{\delta_{max,i} s k_1}{s \alpha_1 \sum_{k=1}^N m_k g} - 1 \right) + \frac{f \alpha_1}{s \alpha_1} f \eta_1 \right) = \frac{\alpha_e^2}{(1 + 3\xi + 1,2\sqrt{\xi})^2} \quad (4.69)$$

$$s \alpha_1^2 \left(\frac{c \delta_{max,i} s k_1}{s \alpha_1 \sum_{k=1}^N m_k g} - c + \frac{f \alpha_1}{s \alpha_1} f \eta_1 \right) = \frac{\alpha_e^2}{(1 + 3\xi + 1,2\sqrt{\xi})^2} \frac{K \chi_1}{2 \gamma_1} \quad (4.70)$$

$$s \alpha_1 \frac{c \delta_{max,i} s k_1}{\sum_{k=1}^N m_k g} - c s \alpha_1^2 + s \alpha_1 f \alpha_1 f \eta_1 = \frac{\alpha_e^2}{(1 + 3\xi + 1,2\sqrt{\xi})^2} \frac{K \chi_1}{2 \gamma_1} \quad (4.71)$$

De manera análoga, la raíz real positiva de la siguiente ecuación da el valor de $s \alpha_1$ que satisface el equilibrio de energías en $t = t_0$

$$c_s \alpha_1^2 - s \alpha_1 \left(\frac{c \delta_{max,i} s k_1}{\sum_{k=1}^N m_k g} + f \alpha_1 f \eta_1 \right) + \frac{\alpha_e^2}{(1 + 3\xi + 1,2\sqrt{\xi})^2} \frac{K \chi_1}{2\gamma_1} = 0 \quad (4.72)$$

Cuando el pórtico no plastifica En el caso de que el pórtico no plastifique, podemos particularizar la expresión anterior teniendo en cuenta que el valor de $f \eta_1 = 0$:

$$c_s \alpha_1^2 - s \alpha_1 \left(\frac{c \delta_{max,i} s k_1}{\sum_{k=1}^N m_k g} \right) + \frac{\alpha_e^2}{(1 + 3\xi + 1,2\sqrt{\xi})^2} \frac{K \chi_1}{2\gamma_1} = 0 \quad (4.73)$$

4.6.3. Predicción de la respuesta

Al predecir la respuesta de la estructura a partir de las propiedades mecánicas de los elementos rígidos y flexibles y la cantidad de energía introducida en el sistema, no es trivial determinar de antemano si el pórtico ha plastificado o no. En consecuencia, es conveniente realizar inicialmente una estimación del desplazamiento lateral máximo de planta baja $\delta_{max,1}$ suponiendo que el pórtico se mantiene elástico, es decir, $f \eta_i = f \eta_1 = 0$. Si se cumple que el desplazamiento máximo obtenido es inferior al desplazamiento de fluencia, se puede dar por válida esta hipótesis. En caso contrario, si la estimación inicial indica que el desplazamiento lateral es superior a la fluencia del pórtico, la respuesta ha de obtenerse de acuerdo a esta suposición.

Suponiendo que el pórtico no plastifica, la energía disipada por el elemento rígido puede obtenerse operando con la ecuación 4.68 e imponiendo que $f \eta_i = 0$:

$$s \eta_1(t_0) = \frac{K \chi_1}{2\gamma_1 s \alpha_1^2} \frac{\alpha_e^2}{(1 + 3\xi + 1,2\sqrt{\xi})^2} \quad (4.74)$$

Conocido $s \eta_1(t_0)$, el desplazamiento lateral máximo de planta baja $\delta_{max,1}$ puede obtenerse a partir de las relaciones empíricas $s \eta / s \mu$ del apartado 4.5:

$$\delta_{max,1} = \frac{\left(\frac{s \eta_1(t_0)}{c} + 1 \right) s \alpha_1 M g}{s k_1} \quad (4.75)$$

Si $\delta_{max,1} < f \delta_{y,1}$, se puede suponer que el pórtico en su conjunto se mantuvo elástico. En caso contrario, se supone que plastifica.

Cuando el pórtico plastifica Determinada la resistencia $s \alpha_i$ y rigidez $s k_i$ de los disipadores, se puede predecir el desplazamiento máximo operando a partir de la ecuación 4.58 de balance de energía en el instante de máxima deformación:

4 Metodología basada en prestaciones

$$\delta_{max,i} = \frac{{}_s\alpha_1 \sum_{k=1}^N m_k g \left(\frac{\alpha_e^2}{2} - \frac{f\alpha_1^2}{2} \right) \frac{K \chi_1}{\gamma_1 {}_s\alpha_1^2} - \frac{f\alpha_1}{{}_s\alpha_1} f\eta_1}{{}_s k_1 a} + 1 \quad (4.76)$$

Operando e introduciendo las relaciones empíricas η/μ , la expresión anterior se puede reescribir:

$$\delta_{max,i} = \frac{\left(\frac{\alpha_e^2 - f\alpha_1^2}{2} \right) \frac{K \chi_1}{\gamma_1 {}_s\alpha_1^2} + a + b \frac{f\alpha_1}{{}_s\alpha_1} \frac{f\delta_{y,i}}{{}_s\delta_{y,i}}}{\left(a + b \frac{f\alpha_1}{{}_s\alpha_1} \right)} {}_s\delta_{y,i} \quad (4.77)$$

A partir de la predicción del desplazamiento máximo experimentado $\delta_{max,i}$ y de la relación empírica $f\eta/f\mu$ al final del sismo definida en la ecuación 4.47, podemos estimar la energía disipada por el pórtico:

$$f\eta_i(t_0) = d \cdot f\mu_i = d \frac{\delta_{max,i} - f\delta_{y,i}}{{}_s\delta_{y,i}} \quad (4.78)$$

Por su parte, la energía disipada por los disipadores en los instantes de máxima deformación $t = t_m$ y en el instante en el que termina el terremoto $t = t_0$ viene dada por:

$${}_s\eta_1(t_m) = \frac{K \chi_1}{\gamma_1 {}_s\alpha_1^2} \left(\frac{\alpha_e^2}{2} - \frac{f\alpha_1^2}{2} \right) - \frac{f\alpha_1}{{}_s\alpha_1} f\eta_1 \quad (4.79)$$

$${}_s\eta_1(t_0) = \frac{K \chi_1}{2\gamma_1 {}_s\alpha_1^2} \frac{\alpha_e^2}{(1 + 3\xi + 1,2\sqrt{\xi})^2} - \frac{f\alpha_1}{{}_s\alpha_1} f\eta_1 \quad (4.80)$$

Cuando el pórtico no plastifica En este caso, dado que $f\eta_i = 0$, el desplazamiento máximo $\delta_{max,i}$ y la energía disipada por los disipadores en los instantes de máxima deformación ${}_s\eta_1(t_m)$ y en el instante en el que termina el terremoto ${}_s\eta_1(t_0)$ viene dada por las siguientes expresiones

$$\delta_{max,i} = \frac{{}_s\alpha_1 \sum_{k=1}^N m_k g \left(\frac{\alpha_e^2}{2} - \frac{f\alpha_{max,1}^2}{2} \right) \frac{K \chi_1}{\gamma_1 {}_s\alpha_1^2}}{{}_s k_1 a} + 1 \quad (4.81)$$

$${}_s\eta_1(t_m) = \frac{K \chi_1}{\gamma_1 {}_s\alpha_1^2} \left(\frac{\alpha_e^2}{2} - \frac{f\alpha_{max,1}^2}{2} \right) \quad (4.82)$$

$${}_s\eta_1(t_0) = \frac{K \chi_1}{2\gamma_1 {}_s\alpha_1^2} \frac{\alpha_e^2}{(1 + 3\xi + 1,2\sqrt{\xi})^2} \quad (4.83)$$

4.7. Procedimiento de proyecto

Como se discutió anteriormente el objeto de este método es determinar la rigidez y resistencia laterales que deben tener los disipadores a instalar en cada planta del edificio para que (i) éste sea

4 Metodología basada en prestaciones

capaz de mantener los desplazamientos laterales de la estructura en cada planta por debajo de ciertos umbrales $\delta_{adm,i}$ en varios niveles discretos de peligrosidad sísmica y (ii) el daño en el pórtico principal (elemento flexible) de cada planta i se mantenga por debajo de un nivel predeterminado $f\eta_i$ en cada uno de los niveles de peligrosidad.

El resultado de este procedimiento es un dimensionado de disipadores de cada planta i dado por su rigidez lateral $s k_i$ y su resistencia lateral $s \alpha_i$. Estos disipadores habrán de ser capaces de disipar una cantidad de energía $s \eta_i(t = t_m)$ en el instante de máxima deformación, siendo esta deformación $\delta_i = \delta_{max,i}$, y una cantidad de energía $s \eta_i(t = t_0)$ al terminar el sismo. Estas cantidades son variables predefinidas y necesarias en el procedimiento.

Los pasos a seguir son:

1. Dimensionar el pórtico principal (sin disipadores) para que soporte las cargas verticales gravitatorias. El pórtico ha de tener un detallado adecuado para permitir que éste alcance las derivas esperadas sin comprometer su resistencia a cargas verticales. Idealizarlo como un modelo dinámico de masas concentradas con un grado de libertad (translación horizontal) por planta y obtener las relaciones fuerza cortante–deformación lateral de cada planta bajo cargas monótonas, mediante un cálculo estático no lineal (empuje incremental) o con fórmulas aproximadas [12] y adoptar un valor del cociente de amortiguamiento ξ .
2. Calcular las masas m_i , período fundamental fT , rigidez $f k_i$ y desplazamiento de fluencia $f \delta_{yi}$ de cada planta a partir de los resultados del análisis de empuje incremental del paso 1. Con estos datos obtenemos $f \alpha_i$, k_{eq} , χ_1 , γ_1 a partir de las ecuaciones 4.22, 4.23, 4.24 y 4.42.
3. Caracterizar la peligrosidad sísmica para cada uno de los m niveles o escenarios a considerar. La peligrosidad sísmica se caracteriza mediante un espectro bilineal de input de energía, expresada en forma de velocidad equivalente V_E , y que está definido por los parámetros siguientes:

$(V_E)_{PS=ps}$ el valor máximo del input de energía en términos de velocidad equivalente en cada nivel de peligrosidad sísmica

$(T_G)_{PS=ps}$ período para el cual se inicia el tramo horizontal de V_E en el espectro, y que coincide con el periodo predominante del suelo.

A partir de estos valores y el período fundamental fT del pórtico sin disipadores obtenemos $(\alpha_e)_{PS=ps}$ con la ecuación 4.54.

4. Selección de las prestaciones deseadas para uno de los m niveles de peligrosidad sísmica $PS = ps$. Las prestaciones se caracterizan mediante los dos parámetros siguientes:

$(\delta_{adm,i})_{PS=ps}$ máxima deriva entre plantas admisible

$(f\eta_i)_{PS=ps}$ daño admisible en la parte flexible (pórtico) caracterizado mediante el ratio de deformación plástica acumulada

4 Metodología basada en prestaciones

5. Para cada escenario de peligrosidad sísmica PS calculamos un valor del coeficiente de fuerza cortante basal $({}_s\alpha_1)_{PS=ps}$. Para ello establecemos un valor inicial para la relación de rigideces laterales entre disipadores y pórtico de cada planta K (se recomienda K mayor o igual a 3) y seguimos los siguientes pasos:

a) Para el valor de K en curso, determinar las relaciones empíricas η/μ para los elementos rígidos y flexibles al final del sismo y en el instante de máxima deformación a partir de los parámetros discutidos en el apartado 3.5.5. En el caso de que el pórtico se desee mantener elástico en el nivel de peligrosidad dado, las relaciones ${}_s\eta/{}_s\mu$ en los elementos rígidos al final del sismo $c = n_{eq}$ se obtienen a partir de la ecuación 3.40, los coeficientes de la tabla 3.14 y los siguientes parámetros:

τ ratio entre el período inicial de la región de periodos medios del espectro de aceleraciones del sismo y el período fundamental del pórtico.

I_D parámetro sismológico propuesto por Consenza y Manfredi [26]. Este parámetro es indicativo de la impulsividad del terremoto.

R factor de reducción de fuerzas sísmicas. Dado que el cortante de fluencia es la incógnita, se toma un valor tentativo de R en la primera iteración de K . En las siguientes, tomaremos el valor de R de la iteración anterior.

Las relaciones ${}_s\eta/{}_s\mu$ en los elementos rígidos en el momento de máxima deformación pueden aproximarse como $a = c/2$ a partir de la relación dada en la ecuación 3.39 mientras que las relaciones ${}_f\eta/{}_f\mu$ en los elementos flexibles serán nulas ($b = 0$ y $d = 0$). En el caso de que el pórtico (elemento flexible) plastifique, se toman los valores de las relaciones η/μ dados en el apartado 3.5.5.1 en función de la altura del edificio y el tipo de sismicidad (campo cercano o lejano a falla).

b) Comprobar que las ecuaciones 4.63 y 4.72 (en caso de que el pórtico plastifique) o las ecuaciones 4.65 y 4.73 (en caso de que no plastifique) tienen al menos una raíz real positiva. En caso contrario aumentar el valor de K y volver al punto 5(a).

c) Resolver los balances de energía en las ecuaciones 4.63 y 4.72 (en caso de que el pórtico plastifique) o las ecuaciones 4.65 y 4.73 (en caso de que no plastifique). Las soluciones son dos valores de $({}_s\alpha_1)_{PS=ps}$. Elegiremos el mayor de ambos valores.

d) Comprobar que se cumplen las condiciones de las ecuaciones 4.27 y 4.28 para el valor de $({}_s\alpha_1)_{PS=ps}$ obtenido. En caso contrario aumentar el valor de K y volver al punto 5(a).

6. Una vez determinado el ratio de rigideces K y el coeficiente de fuerza cortante basal para el nivel de peligrosidad dado $({}_s\alpha_1)_{PS=ps}$, generar la distribución óptima de resistencias según las ecuaciones 4.31 y 4.32 para cada uno de los dimensionados. Para cada uno de los m niveles o escenarios de peligrosidad sísmica se tendrá un dimensionado; en total, por lo tanto, m dimensionados de disipadores de energía de cada planta.

4 Metodología basada en prestaciones

7. Predecir el comportamiento en términos de desplazamiento lateral máximo entre plantas de cada uno de estos m dimensionados para los m niveles o escenarios de peligrosidad sísmica PS y hacer las siguientes comprobaciones:

a) Comprobar el número N de dimensionados (N será igual o menor que m) para los cuales los desplazamientos máximos entreplantas predichos con las ecuaciones del apartado 4.6.3 en todos los niveles de peligrosidad $(\delta_{max})_{m,N}$ son inferiores que los valores máximos admisibles establecidos al seleccionar las prestaciones objetivo, es decir:

		Nivel de peligrosidad PS				Valores de referencia																																											
		1	2	...	m																																												
		<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{max})_{1,I}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{max})_{2,I}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">...</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{max})_{m,I}$</td> </tr> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{max})_{1,II}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{max})_{2,II}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">...</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{max})_{m,II}$</td> </tr> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%; text-align: center;">⋮</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">⋮</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">⋮</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">⋮</td> </tr> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{max})_{1,N}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{max})_{2,N}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">...</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{max})_{m,N}$</td> </tr> </table>					$(\delta_{max})_{1,I}$	$(\delta_{max})_{2,I}$...	$(\delta_{max})_{m,I}$		$(\delta_{max})_{1,II}$	$(\delta_{max})_{2,II}$...	$(\delta_{max})_{m,II}$		⋮	⋮	⋮	⋮		$(\delta_{max})_{1,N}$	$(\delta_{max})_{2,N}$...	$(\delta_{max})_{m,N}$	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{adm})_{PS=1}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{adm})_{PS=2}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">...</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{adm})_{PS=m}$</td> </tr> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{adm})_{PS=1}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{adm})_{PS=2}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">...</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{adm})_{PS=m}$</td> </tr> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{adm})_{PS=1}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{adm})_{PS=2}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">...</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{adm})_{PS=m}$</td> </tr> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{adm})_{PS=1}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{adm})_{PS=2}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">...</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(\delta_{adm})_{PS=m}$</td> </tr> </table>					$(\delta_{adm})_{PS=1}$	$(\delta_{adm})_{PS=2}$...	$(\delta_{adm})_{PS=m}$		$(\delta_{adm})_{PS=1}$	$(\delta_{adm})_{PS=2}$...	$(\delta_{adm})_{PS=m}$		$(\delta_{adm})_{PS=1}$	$(\delta_{adm})_{PS=2}$...	$(\delta_{adm})_{PS=m}$		$(\delta_{adm})_{PS=1}$	$(\delta_{adm})_{PS=2}$...	$(\delta_{adm})_{PS=m}$
	$(\delta_{max})_{1,I}$	$(\delta_{max})_{2,I}$...	$(\delta_{max})_{m,I}$																																													
	$(\delta_{max})_{1,II}$	$(\delta_{max})_{2,II}$...	$(\delta_{max})_{m,II}$																																													
	⋮	⋮	⋮	⋮																																													
	$(\delta_{max})_{1,N}$	$(\delta_{max})_{2,N}$...	$(\delta_{max})_{m,N}$																																													
	$(\delta_{adm})_{PS=1}$	$(\delta_{adm})_{PS=2}$...	$(\delta_{adm})_{PS=m}$																																													
	$(\delta_{adm})_{PS=1}$	$(\delta_{adm})_{PS=2}$...	$(\delta_{adm})_{PS=m}$																																													
	$(\delta_{adm})_{PS=1}$	$(\delta_{adm})_{PS=2}$...	$(\delta_{adm})_{PS=m}$																																													
	$(\delta_{adm})_{PS=1}$	$(\delta_{adm})_{PS=2}$...	$(\delta_{adm})_{PS=m}$																																													
Dimensionado	I	<																																															
	II																																																
	⋮																																																
	N																																																

b) De entre los N dimensionados seleccionados en el apartado 7(a), seleccionar aquellos O dimensionados para los cuales el daño máximo en el pórtico calculado con las ecuaciones del apartado 4.6.3 para todos los m niveles de peligrosidad sísmica $(f\eta)_{m,N}$ son menores que los valores máximos admisibles establecidos al seleccionar las prestaciones objetivo, es decir:

		Nivel de peligrosidad PS				Valores de referencia																																											
		1	2	...	m																																												
		<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{1,I}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{2,I}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">...</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{m,I}$</td> </tr> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{1,II}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{2,II}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">...</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{m,II}$</td> </tr> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%; text-align: center;">⋮</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">⋮</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">⋮</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">⋮</td> </tr> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{1,O}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{2,O}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">...</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{m,O}$</td> </tr> </table>					$(f\eta)_{1,I}$	$(f\eta)_{2,I}$...	$(f\eta)_{m,I}$		$(f\eta)_{1,II}$	$(f\eta)_{2,II}$...	$(f\eta)_{m,II}$		⋮	⋮	⋮	⋮		$(f\eta)_{1,O}$	$(f\eta)_{2,O}$...	$(f\eta)_{m,O}$	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{PS=1}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{PS=2}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">...</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{PS=m}$</td> </tr> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{PS=1}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{PS=2}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">...</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{PS=m}$</td> </tr> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{PS=1}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{PS=2}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">...</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{PS=m}$</td> </tr> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{PS=1}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{PS=2}$</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">...</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">$(f\eta)_{PS=m}$</td> </tr> </table>					$(f\eta)_{PS=1}$	$(f\eta)_{PS=2}$...	$(f\eta)_{PS=m}$		$(f\eta)_{PS=1}$	$(f\eta)_{PS=2}$...	$(f\eta)_{PS=m}$		$(f\eta)_{PS=1}$	$(f\eta)_{PS=2}$...	$(f\eta)_{PS=m}$		$(f\eta)_{PS=1}$	$(f\eta)_{PS=2}$...	$(f\eta)_{PS=m}$
	$(f\eta)_{1,I}$	$(f\eta)_{2,I}$...	$(f\eta)_{m,I}$																																													
	$(f\eta)_{1,II}$	$(f\eta)_{2,II}$...	$(f\eta)_{m,II}$																																													
	⋮	⋮	⋮	⋮																																													
	$(f\eta)_{1,O}$	$(f\eta)_{2,O}$...	$(f\eta)_{m,O}$																																													
	$(f\eta)_{PS=1}$	$(f\eta)_{PS=2}$...	$(f\eta)_{PS=m}$																																													
	$(f\eta)_{PS=1}$	$(f\eta)_{PS=2}$...	$(f\eta)_{PS=m}$																																													
	$(f\eta)_{PS=1}$	$(f\eta)_{PS=2}$...	$(f\eta)_{PS=m}$																																													
	$(f\eta)_{PS=1}$	$(f\eta)_{PS=2}$...	$(f\eta)_{PS=m}$																																													
Dimensionado	I	<																																															
	II																																																
	⋮																																																
	O																																																

c) De entre los O dimensionados que cumplen los objetivos de proyecto, elegir el que mejor se ajuste a consideraciones constructivas, de coste, etc. del proyectista.

8. Una vez elegido el dimensionado que se ajuste a todos los niveles PS , predecir la cantidad total de energía que deben ser capaces de disipar los disipadores de energía en los instantes de máxima deformación y al final del sismo $s\eta(t = t_m)$, $s\eta(t = t_0)$ con las ecuaciones del apartado 4.6.3. Con esta información, determinar el tipo de disipador histerético a emplear, las características del metal con el que fabricarlos, etc.

5 Aplicación de la metodología

En este capítulo se aplica la metodología planteada en el capítulo anterior a dos casos de estudio de estructuras porticadas de hormigón armado, equipadas con disipadores de energía WPD y situadas en áreas de sismicidad moderada. El prototipo del primer caso es un edificio sencillo de tres plantas sometido a sismos de campo lejano. En el segundo caso, la estructura es de seis plantas y está sometida a sismos cercanos a falla. Los pórticos han sido dimensionados a carga gravitatoria, es decir, sin aplicar las fuerzas laterales descritas por la norma sismorresistente. Sin embargo sí se han tenido en cuenta prescripciones constructivas para evitar fallos frágiles en el pórtico de hormigón dados por la norma sismorresistente española [64] en relación a las armaduras mínimas longitudinales y transversales. Como paso previo al dimensionado de los disipadores se realiza un análisis de peligrosidad sísmica en el sitio, se evalúa la capacidad lateral del pórtico y se fijan las prestaciones objetivo para un conjunto de escenarios de peligrosidad sísmica predefinidos. Por medio del proceso iterativo presentado en el capítulo 4, se obtiene un dimensionado candidato para cada uno de los escenarios. A continuación se evalúan las prestaciones de cada uno de ellos en los otros escenarios de peligrosidad y se toma como válido el dimensionado con un comportamiento aceptable en todos los casos.

5.1. Prototipo de tres plantas proyectado para terremotos de campo lejano

5.1.1. Análisis de peligrosidad sísmica

Se plantean cuatro niveles de peligrosidad sísmica PS siguiendo la referencia de los FEMA 273 y 274 [39]. Estos niveles de peligrosidad corresponden a unas probabilidades de excedencia del 50%, 20%, 10% y 2% en 50 años. Tal y como se discutió en el capítulo anterior, en este estudio se toma como medida de intensidad sísmica el input de energía E en forma de velocidad equivalente definida por $V_E = \sqrt{2E/M}$. Para obtener los valores de V_E en cada uno de los niveles de peligrosidad, se emplea la prescripción de la Norma de Construcción Sismorresistente de puentes [29], que estima la aceleración básica a_{b-T_R} para un período de retorno T_R a partir de la aceleración básica para el sismo de proyecto a_{b-500} (correspondiente a un período de retorno de 500 años) con la siguiente expresión:

$$a_{b-T_R} = a_{b-500} \left(\frac{T_R}{500} \right)^{0,4} \quad (5.1)$$

Para calcular el período de retorno correspondiente a cada probabilidad de excedencia, se ha supuesto que la ocurrencia del terremoto sigue un modelo de Poisson, de forma que el período de

5 Aplicación de la metodología

retorno viene dado en función del período de tiempo de referencia (en años) T_l y la probabilidad P de que sea excedido en ese tiempo de referencia:

$$T_R = \frac{-T_l}{\ln(1-P)} \quad (5.2)$$

A su vez la acción sísmica queda definida en términos de input de energía en forma de velocidad equivalente $V_E = \sqrt{2E/M}$ a partir del valor de la aceleración básica a_b con la siguiente expresión propuesta por Benavent-Climent et al. [13] para regiones de sismicidad moderada:

$$\begin{cases} \frac{V_E}{a_b K} = 1,25 \frac{T}{K} & T \leq T_G \\ \frac{V_E}{a_b K} = 1,25 T_G & T > T_G \end{cases} \quad (5.3)$$

Aplicada para el caso de estudio en Granada (España), el coeficiente de contribución toma el valor $K = 1$. Considerando un tipo de suelo medio-blando [64] y el período del suelo $T_G = 0,40$, se obtienen los siguientes valores de V_E de la tabla 5.1 para los distintos períodos de retorno de referencia empleados comúnmente en el proyecto basado en prestaciones de estructuras convencionales [75]. El parámetro sísmológico que caracteriza la distancia a la falla es el coeficiente adimensional I_d [58, 59], que crece al aumentar esta distancia. Como se discutió anteriormente, este parámetro es fundamental para el cálculo de los ratios η/μ . Con base en los acelerogramas analizados en esta tesis y como valor representativo a efectos de proyecto, se toma un valor promedio para los sismos de campo lejano de $I_d = 12,5$.

Escenario	Probabilidad excedencia	Período medio de retorno (años)	PGA (g)	V_E (cm/s)
PS1 Sismo frecuente	50 % en 50 años	72	0.11	53.9
PS2 Sismo ocasional	20 % en 50 años	225	0.17	83.3
PS3 Sismo raro	10 % en 50 años	474	0.23	112.7
PS4 Sismo muy raro	2 % en 50 años	2475	0.44	215.6

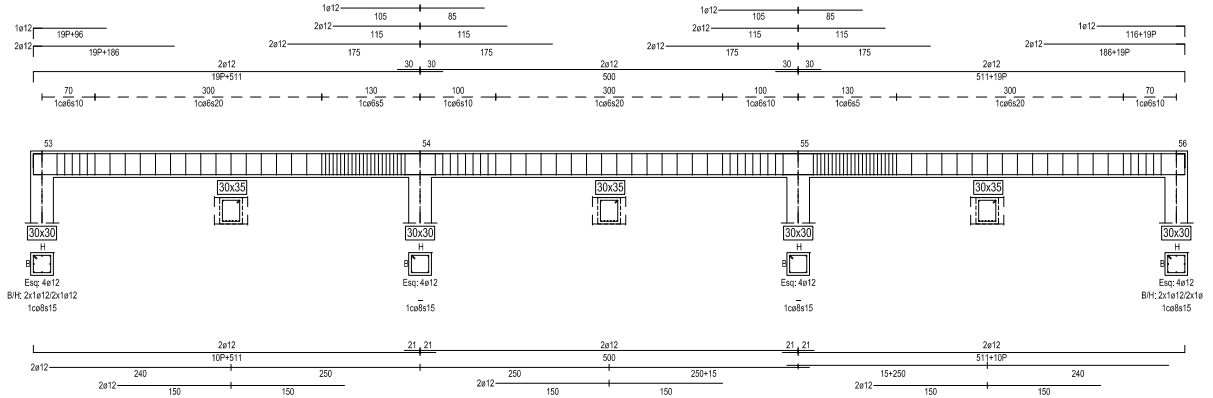
Tabla 5.1: Caracterización de la acción sísmica

5.1.2. Proyecto del pórtico

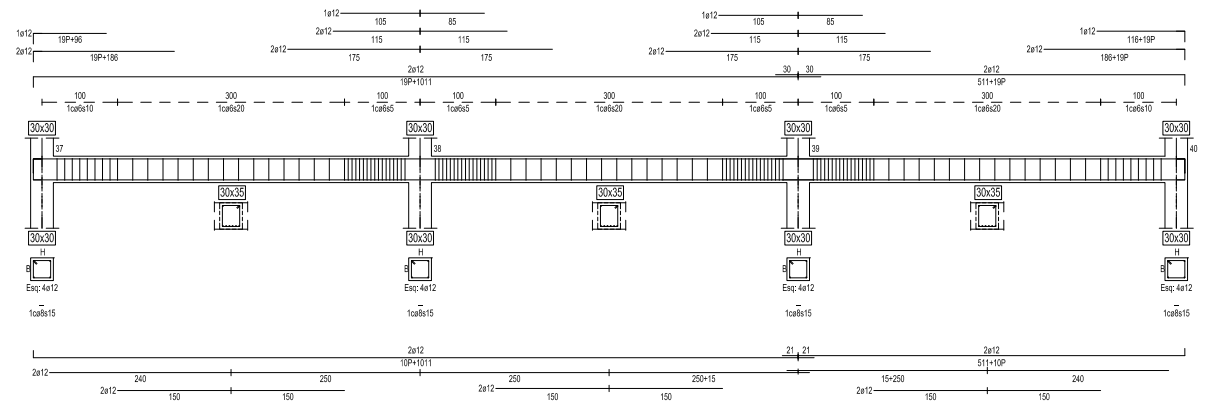
El pórtico se dimensiona a carga gravitatoria con el programa comercial Tricalc teniendo en cuenta las indicaciones de la normativa española vigente CTE [65], EHE-08 [63]. El peso propio de cada planta es de $3,22 \text{kN/m}^2$ en las plantas y de $2,95 \text{kN/m}^2$ en cubierta. Las sobrecargas de uso consideradas son 2kN/m^2 para las plantas y 1kN/m^2 en cubierta. La masa de cada planta i considerando el peso propio y la mitad de las sobrecargas es $m_i = 0,56 \text{kNs}^2/\text{cm}$. La luz de los vanos es de 5m y la altura de planta son 3.50m en planta baja y 3.10m en el resto de plantas. La geometría y armado del pórtico resultante se muestran en la fig. 5.1. En la tabla 5.2 se resumen las propiedades mecánicas de los materiales considerados: la resistencia característica del hormigón a compresión f_{ck} , la resistencia característica del acero a tracción f_{sk} y los módulos de elasticidad E_c y E_s .

5 Aplicación de la metodología

PORTICO: PK2
COTAC: 970



PORTICO: PK2
COTAC: 660



PORTICO: PK2
COTAC: 550

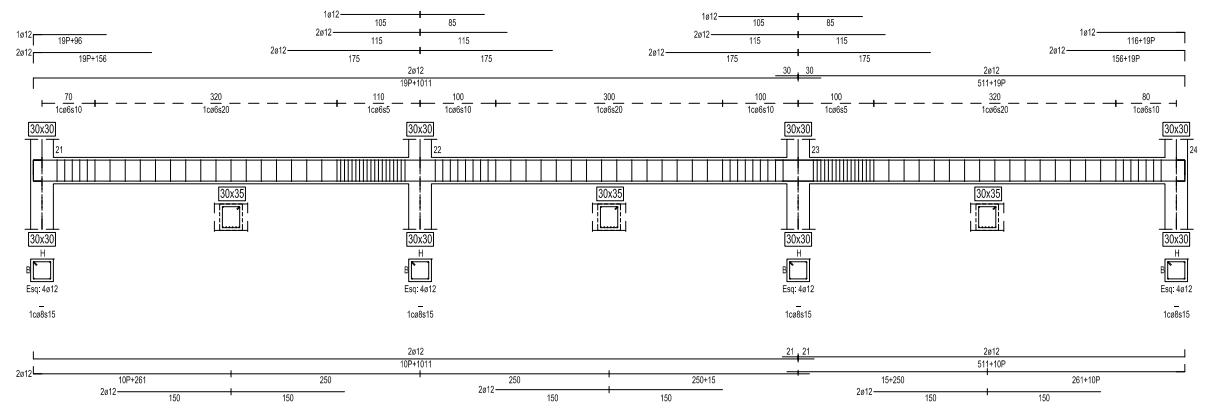


Figura 5.1: Armado del pórtico

5 Aplicación de la metodología

Resistencia hormigón HA25	$f_{ck} = 25\text{MPa}$
Resistencia acero B500S	$f_{sk} = 500\text{MPa}$
Módulo Young hormigón	$E_c = 27000\text{MPa}$
Módulo Young acero	$E_s = 210000\text{MPa}$

Tabla 5.2: Materiales

5.1.3. Evaluación de la capacidad lateral del pórtico

La capacidad lateral del pórtico se evalúa mediante fórmulas aproximadas propuestas en la literatura y recopiladas en la monografía de Benavent et al. [12], obteniendo los cortantes de fluencia $fQ_{y,i}$ de cada planta i , las rigideces elásticas secantes considerando la fisuración $f k_i$, los desplazamientos de fluencia de planta $f\delta_{y,i}$ de la tabla 5.3. El valor del período fundamental del pórtico es $fT = 1,60\text{s}$ y se obtiene a partir de la rigidez fisurada de las secciones. Convencionalmente, la planta $i = 1$ corresponde a la planta baja.

Planta	$fQ_{y,i}(\text{kN})$	$f k_i(\text{kN/cm})$	$f\delta_{y,i}(\text{cm})$
$i = 3$	97	41.21	2.35
$i = 2$	110	36.54	2.99
$i = 1$	128	42.00	3.05

Tabla 5.3: Capacidad lateral del pórtico

5.1.4. Dimensionado de los disipadores en los diversos niveles de peligrosidad

Para el dimensionado de los disipadores se plantean las prestaciones resumidas en la tabla 5.4 en términos de máximo desplazamiento lateral y máximo daño en el pórtico para cada uno de los niveles de peligrosidad sísmica. En este caso el máximo desplazamiento viene dado como porcentaje de la altura de planta en todas las plantas y el máximo daño del pórtico con el parámetro $f\eta_i$. Estos valores se toman a partir del criterio del proyectista en función de las prestaciones requeridas. En este caso se han seguido las recomendaciones de Elnashai y Di Sarno en cuanto a desplazamientos máximos [34].

Nivel	Probabilidad excedencia	Máxima deriva entre plantas (%)	Máximo daño en pórtico
PS1	50% en 50 años	0.30	$f\eta_i = 0$
PS2	20% en 50 años	0.50	$f\eta_i = 0$
PS3	10% en 50 años	0.85	$f\eta_i = 0$
PS4	2% en 50 años	2.1	$f\eta_i = 10$

Tabla 5.4: Prestaciones objetivo de proyecto

El nivel PS1 corresponde a un sismo muy frecuente con una probabilidad de excedencia del 50% en 50 años. Para este nivel el edificio debe permanecer totalmente funcional. Por ello el daño en cada planta del pórtico será nulo $f\eta_i = 0$ y la máxima deformación lateral será del 0.30% de la altura de

5 Aplicación de la metodología

planta para que el daño en los componentes no estructurales sea mínimo. El daño en los disipadores ha de ser lo suficientemente bajo como para no tener que sustituirlos.

El nivel *PS2* corresponde a un sismo frecuente con una probabilidad de excedencia del 20% en 50 años. Para este nivel el edificio también debe permanecer totalmente funcional, pero pueden aparecer daños menores en elementos no estructurales. Por ello el daño estructural en cada planta del pórtico será nulo $f\eta_i = 0$ y la máxima deformación lateral permitida es del 0.50% de la altura de planta para que el estado de daño de los componentes no estructurales frágiles sea bajo y nulo en los componentes no estructurales dúctiles. Igual que en el caso de los sismos muy frecuentes, tras un evento de este nivel, no será necesario reemplazar los disipadores.

El nivel *PS3* corresponde a un sismo raro con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, correspondiente al período de retorno de 475 años al que se refieren los códigos y al que se le llama comúnmente *terremoto de proyecto* [33, 35, 39, 64, 66]. Para este nivel el edificio debe permanecer operativo, por lo que admitirá una máxima deformación lateral del 0.85% de la altura de planta, con lo que los elementos no estructurales frágiles y algunos de los dúctiles pueden dañarse. Para no comprometer la seguridad de la estructura ni tener que repararla, el daño en cada planta del pórtico será nulo $f\eta_i = 0$ como en caso anteriores. A pesar de que el edificio quede operativo, tras un evento de este nivel, es posible que sea necesario reemplazar algunos disipadores.

El nivel *PS4* corresponde a un sismo muy raro con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años. En este caso se admiten unas deformaciones laterales del 2.1%, con lo que el daño en los componentes no estructurales del edificio será generalizado. Los disipadores y la estructura porticada presentarán daños pero sin llegar a comprometer la estabilidad del edificio ni las vidas de los usuarios. El valor del máximo daño permitido en cada planta del pórtico será $f\eta_i = 10$, con lo que se admite cierto deterioro en la capacidad estructural del pórtico.

Las relaciones η/μ entre la capacidad de energía que este tipo de estructura es capaz de disipar y el desplazamiento máximo experimentado son determinadas a partir de los resultados del apartado 3.5.5 en la página 99. Siguiendo la metodología descrita en el capítulo 4, se obtiene un dimensionado en cada nivel de peligrosidad considerado. Estos dimensionados candidatos se presentan en la tabla 5.5 y están caracterizados a nivel de cada planta i por la rigidez lateral que aportan los disipadores $s k_i$, por la fuerza cortante de fluencia de los disipadores $s Q_{y,i}$ y por la relación de rigideces K entre $s k_i$ y la rigidez lateral del pórtico sin disipadores $f k_i$. Determinados $s k_i$ y $s Q_{y,i}$, el desplazamiento lateral de fluencia de los disipadores es simplemente $s \delta_{y,i} = s Q_{y,i} / s k_i$ y el coeficiente cortante de planta aportado por los disipadores $s \alpha_i = \frac{s Q_{y,i}}{\sum_{k=i}^N m_k g}$.

5 Aplicación de la metodología

Proyecto		I	II	III	IV
K		21.9	23.7	14.7	16.0
${}_s Q_{y,3}$	(kN)	237.43	442.78	343.37	371.31
${}_s Q_{y,2}$		355.91	641.53	503.26	542.13
${}_s Q_{y,1}$		445.25	797.14	626.79	674.68
${}_s k_3$	(kN/cm)	904.6	979.5	607.6	657.9
${}_s k_2$		802.1	868.5	538.7	583.4
${}_s k_1$		921.7	998.1	619.1	670.4
${}_s \alpha_3$		0.43	0.81	0.62	0.67
${}_s \alpha_2$		0.32	0.58	0.45	0.49
${}_s \alpha_1$		0.27	0.48	0.38	0.41
${}_s \delta_{y,3}$	(cm)	0.26	0.45	0.56	0.56
${}_s \delta_{y,2}$		0.44	0.74	0.93	0.93
${}_s \delta_{y,1}$		0.48	0.80	1.01	1.00

Tabla 5.5: Dimensionado de los disipadores para cada nivel de peligrosidad sísmica

5.1.5. Predicción de la respuesta

La respuesta de cada dimensionado candidato se evalúa para cada escenario con las ecuaciones del apartado 4.6.3. La tabla 5.6 muestra la predicción del desplazamiento máximo en planta baja de cada uno de los dimensionados (I, II, III, IV) en cada uno de los escenarios de peligrosidad $PS1$ a $PS4$. La tabla 5.7 muestra la predicción del daño en los disipadores en planta baja ${}_s \eta_1$ de los dimensionados (I, II, III, IV) en cada uno de los escenarios de peligrosidad $PS1$ a $PS4$. No se incluye la predicción del daño en el pórtico ya que éste es un parámetro inicial de proyecto.

	$PS1$	$PS2$	$PS3$	$PS4$
I	0.3000	0.6247	0.9274	3.0909
II	0.3187	0.5000	0.6691	1.8775
III	0.4043	0.6350	0.8500	2.3869
IV	0.2582	0.4724	0.6722	2.1000

Tabla 5.6: Predicción del desplazamiento entreplantas máximo normalizado $\delta_{max,1}/H$ (%)

	$PS1$	$PS2$	$PS3$	$PS4$
I	4.70	14.10	22.88	85.58
II	1.59	4.76	7.73	28.91
III	1.59	4.78	7.75	29.00
IV	0.00	2.57	5.35	25.21

Tabla 5.7: Predicción de ${}_s \eta_1$

5.1.6. Decisión del dimensionado de proyecto

Los dimensionados I y III no cumplen los objetivos de prestaciones en planta baja en el escenario *PS4* mientras que el dimensionado II supera el objetivo de desplazamiento en el escenario *PS1*. El dimensionado IV es el único adecuado en todos los casos. En esta fase el proyectista ha de decidir cual es la opción más viable económica y técnicamente. En este caso seleccionamos el IV ya que su rigidez y resistencia son menores. La tabla siguiente resume si los dimensionados son adecuados (✓) o no (✗) en cada uno de los niveles de peligrosidad en función de si se cumple con las prestaciones requeridas en el apartado 5.1.4. A continuación se comprueba el desplazamiento lateral en todas las plantas del dimensionado escogido para comprobar si es adecuado. En la tabla 5.9 se muestra el desplazamiento lateral del dimensionado escogido en todas las plantas *i* y todos los escenarios de peligrosidad sísmica considerados. Los desplazamientos laterales son inferiores a los objetivos de proyecto en todos los casos excepto en la planta $i = 2$ y escenario *PS4*, donde se supera el umbral de proyecto del 2.10%. Dado que se supera ligeramente y sólo en caso de sismos raros, se considera válido este dimensionado.

	<i>PS1</i>	<i>PS2</i>	<i>PS3</i>	<i>PS4</i>
I	✓	✓	✓	✗
II	✗	✓	✓	✓
III	✓	✓	✓	✗
IV	✓	✓	✓	✓

Tabla 5.8: Matriz de decisión

	<i>PS 1</i>	<i>PS 2</i>	<i>PS 3</i>	<i>PS 4</i>
$i = 3$	0.16	0.30	0.43	1.33
$i = 2$	0.27	0.49	0.70	2.19
$i = 1$	0.26	0.47	0.67	2.10

Tabla 5.9: Desplazamiento lateral del dimensionado IV (% de la altura de planta)

5.2. Prototipo de seis plantas proyectado para terremotos de campo cercano

5.2.1. Análisis de peligrosidad sísmica

Este análisis probabilístico de riesgo sísmico es análogo al caso anterior con la única diferencia de que en este caso los sismos de mayor intensidad esperables son de campo cercano, por lo que se toma un valor de $I_d = 5,5$ como valor representativo a efectos de proyecto y en base a los acelerogramas empleados en esta tesis. Estos sismos están caracterizados por generar grandes pulsos unidireccionales de velocidad [11, 48, 49, 52, 53, 58].

5.2.2. Proyecto del pórtico

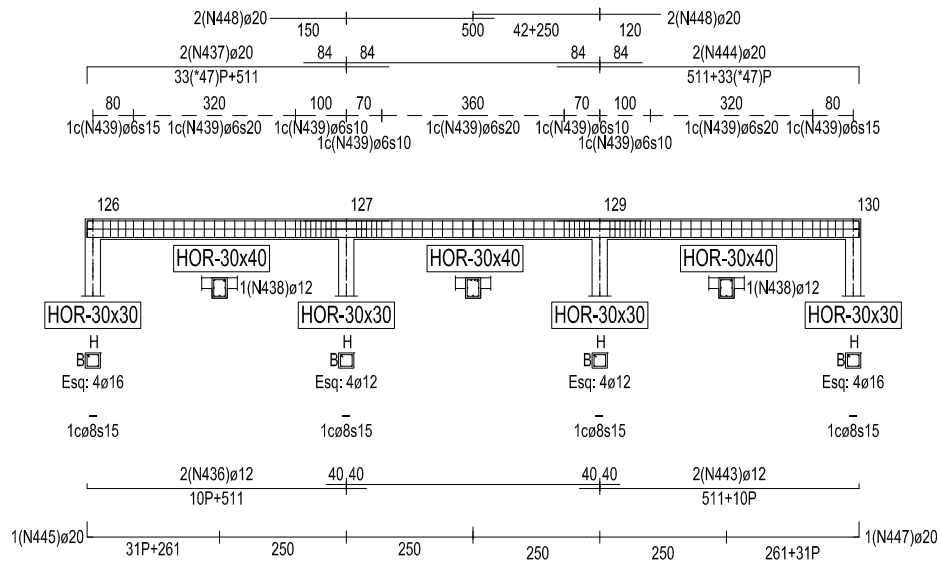
El pórtico se dimensiona a carga gravitatoria con el programa comercial Tricalc teniendo en cuenta las prescripciones de la normativa española vigente CTE [65], EHE-08 [63]. El peso propio de cada planta es de $3,22\text{kN/m}^2$ en las plantas y de $2,95\text{kN/m}^2$ en cubierta. Las sobrecargas de uso consideradas son 2kN/m^2 para las plantas y 1kN/m^2 en cubierta. La masa de cada planta i considerando el peso propio y la mitad de las sobrecargas es $m_i = 0,56\text{kNs}^2/\text{cm}$. La luz de los vanos es de 5m y la altura de planta son 3.50m en planta baja y 3.10m en el resto de plantas. La geometría y armado del pórtico resultante se muestran en las figuras 5.2 y 5.4. En la tabla 5.10 se resumen las propiedades mecánicas de los materiales considerados: la resistencia característica del hormigón a compresión f_{ck} , la resistencia característica del acero a tracción f_{sk} y los módulos de elasticidad E_c y E_s .

Resistencia hormigón HA25	$f_{ck} = 25\text{MPa}$
Resistencia acero B550S	$f_{sk} = 500\text{MPa}$
Módulo Young hormigón	$E_c = 27000\text{MPa}$
Módulo Young acero	$E_s = 210000\text{MPa}$

Tabla 5.10: Materiales

5 Aplicación de la metodología

PORTICO: PR02
COTA: 1900



PORTICO: PR02
COTA: 1590

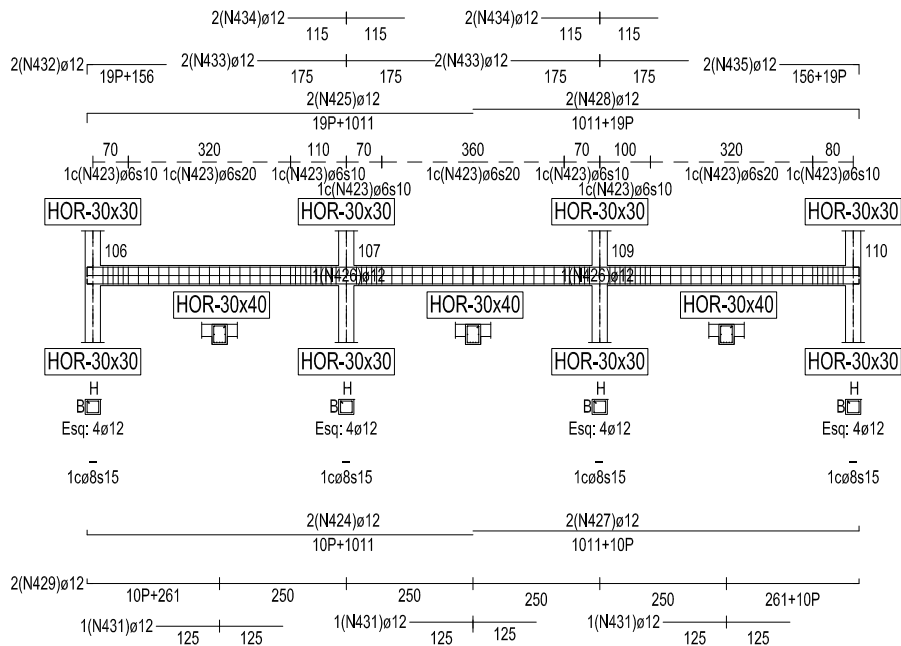
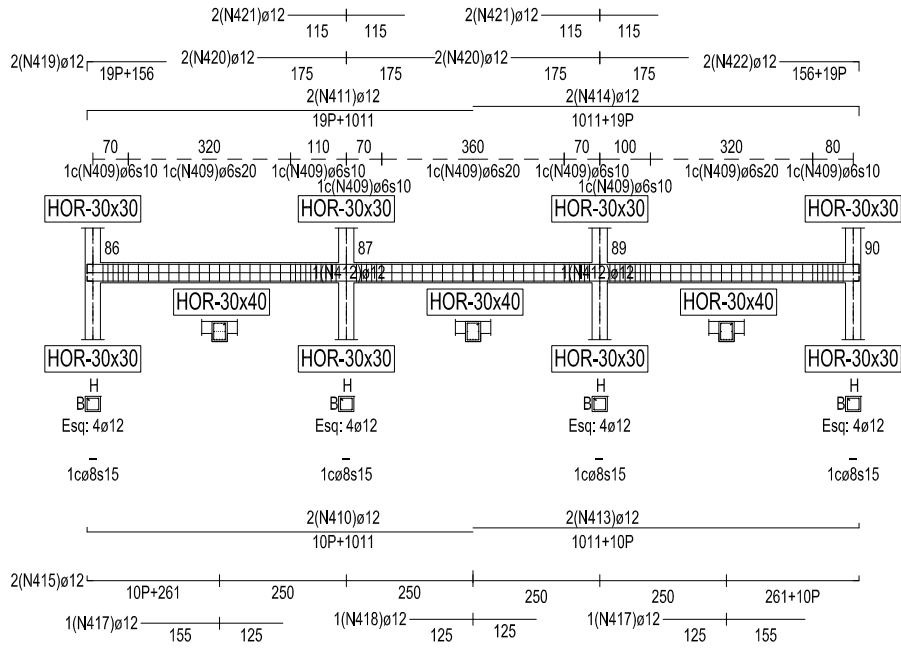


Figura 5.2: Armado del pórtico

5 Aplicación de la metodología

PORTICO: PR02
COTA: 1280



PORTICO: PR02
COTA: 970

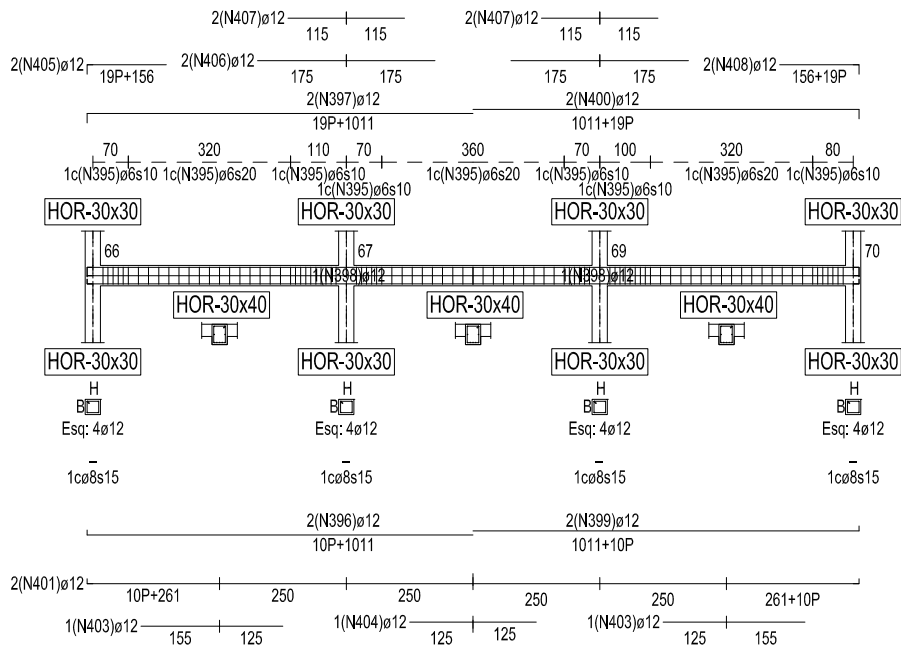
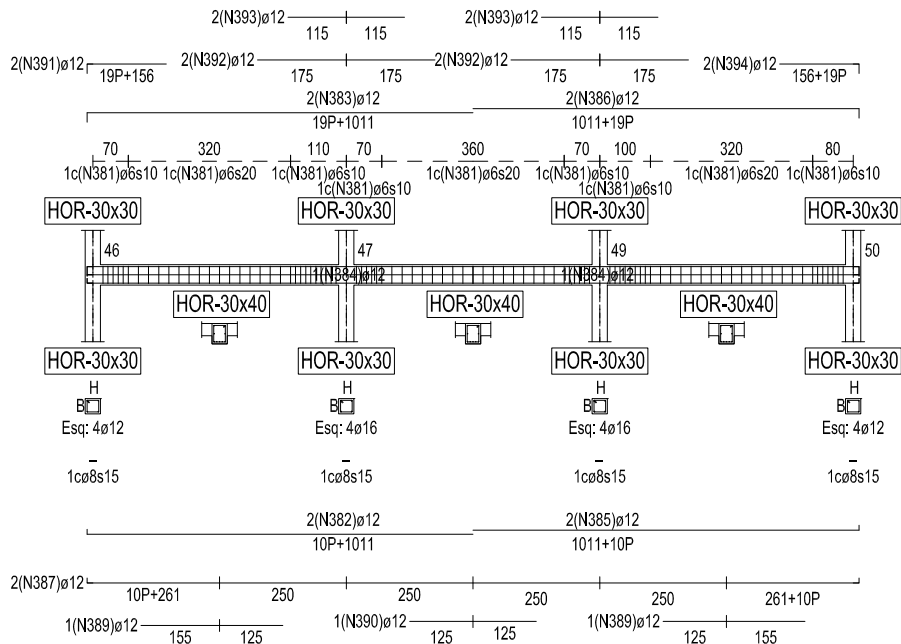


Figura 5.3: Armado del pórtico

5 Aplicación de la metodología

PORTICO: PR02
COTA: 660



PORTICO: PR02
COTA: 350

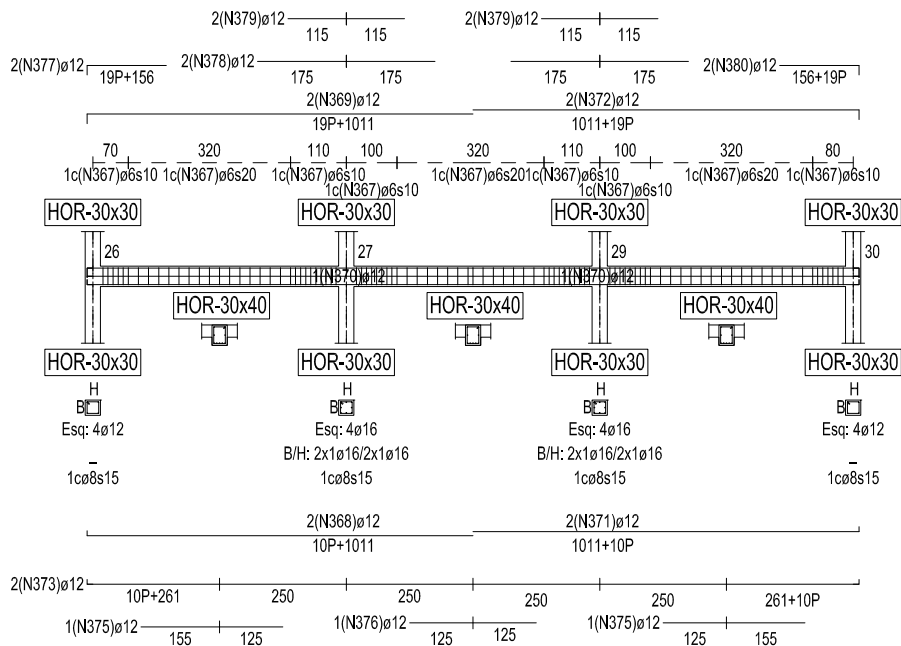


Figura 5.4: Armado del pórtico

5.2.3. Evaluación de la capacidad lateral del pórtico

La capacidad lateral del pórtico se evalúa mediante fórmulas aproximadas propuestas en la literatura recopiladas en la monografía de Benavent et al. [12], obteniendo los cortantes de fluencia $fQ_{y,i}$ de cada planta i , las rigideces elásticas secantes considerando la fisuración $f k_i$, los desplazamientos de fluencia de planta $f\delta_{y,i}$ de la tabla 5.11. El valor del período fundamental del pórtico es $fT = 2,76s$ y se obtiene a partir de la rigidez fisurada de las secciones. Convencionalmente, la planta $i = 1$ corresponde a la planta baja.

Planta	$fQ_{y,i}$ (kN)	$f k_i$ (kN/cm)	$f\delta_{y,i}$ (cm)
$i = 6$	108.1	48.1	2.48
$i = 5$	115.3	43.4	2.36
$i = 4$	114.6	44.9	2.47
$i = 3$	113.5	46.0	2.55
$i = 2$	112.6	47.7	2.66
$i = 1$	133.2	53.7	2.48

Tabla 5.11: Capacidad lateral del pórtico

5.2.4. Dimensionado de los disipadores en los diversos niveles de peligrosidad

En este caso se plantean cuatro niveles de peligrosidad $PS1$ a $PS4$ en base a los cuatro períodos de retorno a los que hace referencia las guías FEMA [39].

El nivel $PS1$ corresponde a un sismo muy frecuente con una probabilidad de excedencia del 50% en 50 años. Para este nivel el edificio debe permanecer totalmente funcional. Por ello el daño en el pórtico será nulo $f\eta_i = 0$ y la máxima deformación lateral será del 0.30% de la altura de planta para que el estado de daño de los elementos no estructurales sea igualmente mínimo o nulo. El daño en los disipadores ha de ser lo suficientemente bajo como para no tener que sustituir los disipadores.

El nivel $PS2$ corresponde a un sismo frecuente con una probabilidad de excedencia del 20% en 50 años. Para este nivel el edificio también debe permanecer totalmente funcional, pero podrán aparecer daños menores en elementos no estructurales. Por ello el daño en el pórtico será nulo $f\eta_i = 0$ y la máxima deformación lateral será del 80% del desplazamiento lateral de fluencia de cada planta del pórtico $f\delta_{y,i}$ (aproximadamente 0.60% de la altura de planta dadas las propiedades del pórtico). Tras un evento de este nivel, no será necesario reemplazar los disipadores.

El nivel $PS3$ corresponde a un sismo raro con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, correspondiente al período de retorno de 475 años al que se refieren los códigos. Para este nivel el edificio debe permanecer operativo, por lo que admite una máxima deformación lateral igual al desplazamiento lateral de fluencia de cada planta del pórtico $f\delta_{y,i}$ (aproximadamente 0.80% de la altura de planta dadas las propiedades del pórtico), con lo que los elementos no estructurales frágiles y algunos de los dúctiles pueden dañarse. Para no comprometer la seguridad estructural, el daño en el pórtico será nulo $f\eta_i = 0$ como en caso anteriores. Tras un evento de este nivel, es posible necesitar reemplazar algunos disipadores.

5 Aplicación de la metodología

El nivel *PS4* corresponde a un sismo muy raro con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años. En este caso se admiten unas deformaciones laterales cuatro veces superiores al desplazamiento de fluencia del pórtico (aproximadamente 2.85% de la altura de planta dadas las propiedades del pórtico), con lo que el daño en los elementos no estructurales será generalizado. Los disipadores y la estructura porticada presentarán daños pero sin llegar a comprometer la estabilidad del edificio ni las vidas de los usuarios. El valor del máximo daño permitido en cada planta del pórtico será $f\eta_i = 10$.

Estos dimensionados candidatos se presentan en la tabla 5.5 y están caracterizados a nivel de cada planta *i* por los parámetros discutidos en el apartado 5.1.4.

Proyecto		I	II	III	IV
K		42.7	32.4	36.8	23.5
${}_sQ_{y,6}$	(kN)	431.2	600.2	686.5	431.4
${}_sQ_{y,5}$		619.6	848.1	969.7	618.5
${}_sQ_{y,4}$		707.0	962.5	1098.4	708.8
${}_sQ_{y,3}$		778.0	1057.8	1205.6	778.7
${}_sQ_{y,2}$		883.7	1193.5	1358.4	882.3
${}_sQ_{y,1}$		1033.3	1396.6	1589.0	1031.6
${}_sk_6$	(kN/cm)	2056.0	1556.1	1771.0	1131.7
${}_sk_5$		1853.8	1403.0	1596.8	1020.4
${}_sk_4$		1921.9	1453.8	1654.5	1057.3
${}_sk_3$		1966.6	1488.4	1693.9	1082.5
${}_sk_2$		2039.4	1543.5	1756.6	1122.6
${}_sk_1$		2294.7	1736.7	1976.6	1263.1
${}_s\alpha_6$		0.79	1.09	1.26	0.79
${}_s\alpha_5$		0.56	0.77	0.88	0.56
${}_s\alpha_4$		0.43	0.58	0.67	0.43
${}_s\alpha_3$		0.35	0.48	0.55	0.35
${}_s\alpha_2$		0.32	0.43	0.49	0.32
${}_s\alpha_1$		0.31	0.42	0.48	0.31
${}_s\delta_{y,6}$	(cm)	0.21	0.39	0.38	0.38
${}_s\delta_{y,5}$		0.33	0.60	0.61	0.61
${}_s\delta_{y,4}$		0.37	0.66	0.66	0.67
${}_s\delta_{y,3}$		0.40	0.71	0.71	0.72
${}_s\delta_{y,2}$		0.43	0.77	0.77	0.79
${}_s\delta_{y,1}$		0.45	0.80	0.80	0.82

Tabla 5.12: Dimensionados de los disipadores para cada nivel de peligrosidad sísmica

5.2.5. Predicción de la respuesta

La respuesta de cada dimensionado candidato se evalúa para cada escenario con las ecuaciones del apartado 4.6.3. Las tablas siguientes muestran la predicción del desplazamiento máximo en planta baja y del daño en los disipadores de planta baja de cada dimensionado candidato (I, II, III, IV) en cada nivel de peligrosidad.

	PS 1	PS 2	PS 3	PS 4
I	0.2829	0.5857	0.8657	2.8743
II	0.3429	0.5686	0.7743	2.2629
III	0.3314	0.5257	0.7086	2.0143
IV	0.2400	0.5429	0.8229	2.8371

Tabla 5.13: Predicción del desplazamiento máximo normalizado $\delta_{max,1}/H$ (%)

	PS 1	PS 2	PS 3	PS 4
I	2.41	7.10	11.47	42.74
II	1.00	2.94	4.76	17.71
III	0.88	2.58	4.17	15.56
IV	0.06	2.65	5.06	22.32

Tabla 5.14: Predicción de $s\eta_1$

5.2.6. Decisión del dimensionado de proyecto

En esta fase el proyectista ha de decidir cual es la opción más viable económica y técnicamente. El dimensionado I no cumple los objetivos de prestaciones en planta baja en el escenario PS4. Por su parte los dimensionados II, III superan el umbral de desplazamiento del 0.30% de la altura de planta baja en el escenario PS4 pero con una desviación asumible. El dimensionado IV es adecuado en todos los casos. En este caso se selecciona el IV ya que su rigidez y resistencia son menores. La tabla siguiente resume si los dimensionados son adecuados (✓) o no (✗) en cada uno de los niveles de peligrosidad en función de si se cumple con las prestaciones requeridas. La tabla 5.16 muestra los desplazamientos laterales de todas las plantas del dimensionado IV en todos los escenarios considerados. Los valores obtenidos son aceptables por lo que el dimensionado se da por válido.

	PS 1	PS 2	PS 3	PS 4
I	✓	✓	✓	✗
II	✗	✓	✓	✓
III	✗	✓	✓	✓
IV	✓	✓	✓	✓

Tabla 5.15: Matriz de decisión

5 Aplicación de la metodología

	<i>PS 1</i>	<i>PS 2</i>	<i>PS 3</i>	<i>PS 4</i>
$i = 6$	0.13	0.29	0.44	1.50
$i = 5$	0.20	0.46	0.69	2.38
$i = 4$	0.22	0.50	0.76	2.62
$i = 3$	0.24	0.54	0.82	2.82
$i = 2$	0.25	0.55	0.84	2.90
$i = 1$	0.24	0.54	0.82	2.84

Tabla 5.16: Desplazamiento lateral del dimensionado IV (% de la altura de planta)

6 Evaluación basada en prestaciones

El objetivo de este capítulo es evaluar la respuesta de los dos prototipos de estructura porticada equipada con disipadores de energía descritos en el capítulo 5 y proyectados con la metodología presentada en capítulo 4 siguiendo el paradigma del proyecto sismorresistente basado en prestaciones. Para ello se realizan cálculos dinámicos directos utilizando modelos no lineales de la estructura. A partir de estos análisis se obtienen los parámetros de demanda (*engineering demand parameters EDP*) utilizados para la evaluación probabilística de la respuesta en cada nivel de peligrosidad sísmica y la valoración de la metodología propuesta. El primer caso evalúa la respuesta de un edificio de tres plantas en un área de sismicidad moderada lejos de falla, definido en el apartado 5.1. A continuación, se evalúa la respuesta un edificio de seis plantas en un área de sismicidad moderada cerca de falla definido en el apartado 5.2.

6.1. Prototipo de tres plantas

6.1.1. Descripción del modelo analítico

Los pórticos se han idealizado como una estructura de barras conectadas mediante nudos rígidos, con masas concentradas por planta. El comportamiento elasto-plástico a flexión de cada barra se ha representado por medio de elementos lineales provistos de sendas rótulas plásticas en los extremos. El elemento lineal central que conecta las dos rótulas elasto-plásticas se supone infinitamente rígido. Las deformaciones, tanto en el dominio elástico como en el plástico tienen lugar únicamente en las rótulas.

Para definir el momento de fluencia M_y de la envolvente momento-rotación $M - \theta$ de cada rótula, se han computado los momentos últimos asociados a un fallo a cortante, flexión y del nudo, y se ha elegido el menor de los valores obtenidos. El comportamiento histerético de elementos de hormigón armado queda definido por la envolvente trilineal de la relación momento rotación de las rótulas plásticas y tres parámetros que gobiernan la degradación de rigidez, la reducción de resistencia y el pinzamiento [70, 71].

Los disipadores WPD se modelaron con el modelo histerético planteado en el apartado 3.3. La relación no lineal fuerza-desplazamiento $Q - \delta$ se obtiene a partir de la descomposición de las curvas cíclicas en las partes del esqueleto y de Bauschinger. El esqueleto se aproxima con el modelo trilineal del apartado 3.3.1. La parte de Bauschinger de las curvas $Q - \delta$ queda determinada por los parámetros $\alpha = 0,66$ y $\beta = 0,61$ definidos en el apartado 3.3.2. El modelo usa amortiguamiento lineal de Rayleigh

6 Evaluación basada en prestaciones

con una fracción de amortiguamiento del 5 % respecto al crítico, $\xi = 0,05$ para el primer y último modo de vibración traslacional del modelo de estructura.

6.1.2. Selección de terremotos

Para estudiar la respuesta dinámica del edificio idealizado, se seleccionaron grupos de acelerogramas que representan la peligrosidad sísmica en la ubicación del edificio. Se han seleccionado cuatro niveles de peligrosidad (correspondientes a unas probabilidades de excedencia del 50 %, 20 %, 10 % y 2 % en 50 años) representativos de la sismicidad del sitio. Para cada uno de estos niveles de peligrosidad PS se seleccionaron siete acelerogramas representativos. Estos acelerogramas seleccionados fueron medidos en estaciones alejadas de la zona de falla. En esta investigación, los terremotos se escalaron en amplitud hasta que el input de energía de la estructura fuese igual al input esperado según el estudio de la sismicidad del sitio del apartado 5.1. En las tablas 6.1 a 6.3 se resumen los terremotos seleccionados. Éstos están identificados por el código en la base de datos [10, 22], el nombre del evento, la profundidad focal, la magnitud momento M_w , la intensidad en el epicentro siguiendo la escala Mercalli–Cancani–Sieberg, la velocidad media de las ondas de cortante en el suelo en los primeros 30 metros de profundidad en la estación V_{s-30} , la distancia al epicentro y la aceleración máxima horizontal PGA.

Código	Nombre	Prof focal (km)	Mw	Int. epic	Vs30 (m/s)	Dist epic (km)	PGA(g)
000141	Friuli (aftershock)	8	6	IX MCS	330	46	0.251
000374	Lazio Abruzzo	11	5,9	VII MCS	180	45	0.589
000375	Lazio Abruzzo	11	5,9	VII MCS	180	45	0.609
000613	Umbria Marche	7	5,7	VIII MCS	170	66	0.254
000614	Umbria Marche	6	6	VIII MCS	170	67	0.185
000657	Umbria Marche (aft)	7	5,6	VII MCS	330	114	0.12
006858	Gulf of Saronikos	30	6,4	VI MCS	234	17	0.274

Tabla 6.1: Acelerogramas empleados para 50 % y 20 % de excedencia en 50 años

Código	Nombre	Prof focal (km)	Mw	Int. epic	Vs30 (m/s)	Dist epic (km)	PGA(g)
000180	Tabas	4	7,3	IX MSK64	264	176	1.63
000184	Tabas	4	7,3	IX MSK64	278	241	0.375
000287	Campano Lucano	16	6,9	VII+ MCS	1109	23	1.776
000291	Campano Lucano	16	6,9	VII+ MCS	529	16	1.725
000294	Campano Lucano	16	6,9	VII+ MCS	958	26	0.903
000295	Campano Lucano	16	6,9	VII+ MCS	739	58	0.532
005693	Montenegro	12	6,9		120	342	0.89

Tabla 6.2: Acelerogramas empleados para 10 % de excedencia en 50 años

6 Evaluación basada en prestaciones

Código	Nombre	Prof focal (km)	Mw	Int. epic	Vs30 (m/s)	Dist epic (km)	PGA(g)
nga549	chalfant valley	8	6.5	IX MCS	207	17.2	0.40
nga725	superstition hills	12	6.5	IX MCS	207	11.2	0.56
nga162	imperial valley	10	6.5	IX MCS	231	24.6	0.85
kern	kern	11	7.3	VIII MCS	952	31.7	0.18
001560	Duzce 1	14	7.2	VIII MCS	288	39	0.801
mont	Northridge	19	6.4	IX MCS	451	51.9	1.40
000196	Petrovac	12	6.9	IX MCS	464	25	0.454

Tabla 6.3: Acelerogramas empleados para 2% de excedencia en 50 años

6.1.3. Cuantificación de la respuesta

Se realizaron cálculos dinámicos directos para determinar la respuesta del edificio a cada grupo de terremotos escalados. En las tablas 6.4, 6.5, 6.6 y 6.7 se presentan los valores pico del desplazamiento normalizado por la altura de planta en cada piso u_i , de la energía disipada (es decir daño estructural) por el pórtico principal (parte flexible) $f\eta_i$ y por los disipadores (parte rígida) $s\eta_i$, ambos expresados mediante los coeficientes adimensionales definidos en las ecuaciones 4.18 y 4.19, y de la máxima aceleración absoluta de respuesta a_i para las probabilidades de excedencia del 50%, 20%, 10% y 2% en 50 años respectivamente.

Código	u_3	u_2	u_1	$s\eta_3$	$s\eta_2$	$s\eta_1$	$f\eta_3$	$f\eta_2$	$f\eta_1$	a_3	a_2	a_1
	%	%	%							g	g	g
000141	0.24	0.43	0.44	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.02	0.54	0.51	0.40
000374	0.19	0.33	0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.44	0.34	0.21
000375	0.20	0.35	0.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.46	0.37	0.21
000613	0.19	0.33	0.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.44	0.37	0.32
000614	0.16	0.29	0.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37	0.31	0.21
000657	0.14	0.24	0.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.31	0.25	0.16
006858	0.17	0.30	0.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.31	0.19

Tabla 6.4: Máximas respuestas en 50% de excedencia en 50 años

Código	u_3	u_2	u_1	$s\eta_3$	$s\eta_2$	$s\eta_1$	$f\eta_3$	$f\eta_2$	$f\eta_1$	a_3	a_2	a_1
	%	%	%							g	g	g
000141	0.32	0.62	0.71	0.00	0.57	1.01	0.05	0.08	0.31	0.72	0.59	0.43
000374	0.30	0.51	0.48	0.00	0.16	0.16	0.04	0.01	0.05	0.67	0.51	0.32
000375	0.29	0.51	0.49	0.00	0.26	0.31	0.05	0.02	0.06	0.67	0.51	0.30
000613	0.28	0.48	0.54	0.00	0.02	0.28	0.03	0.01	0.07	0.65	0.54	0.48
000614	0.25	0.45	0.45	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.01	0.57	0.48	0.33
000657	0.21	0.36	0.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.48	0.38	0.24
006858	0.25	0.44	0.42	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.02	0.57	0.45	0.27

Tabla 6.5: Máximas respuestas en 20% de excedencia en 50 años

6 Evaluación basada en prestaciones

Código	u_3	u_2	u_1	$s\eta_3$	$s\eta_2$	$s\eta_1$	$f\eta_3$	$f\eta_2$	$f\eta_1$	a_3	a_2	a_1
	%	%	%							g	g	g
000180	0.33	0.66	0.85	-0.00	2.06	4.25	0.08	0.15	0.62	0.74	0.62	0.53
000184	0.35	0.73	0.72	0.11	1.07	1.29	0.08	0.14	0.35	0.78	0.62	0.44
000287	0.34	0.64	0.72	0.05	0.59	1.20	0.06	0.09	0.33	0.77	0.60	0.51
000291	0.33	0.62	0.59	0.01	0.48	0.46	0.07	0.07	0.15	0.75	0.58	0.32
000294	0.35	0.66	0.60	0.08	0.82	0.67	0.05	0.08	0.10	0.77	0.57	0.33
000295	0.29	0.51	0.50	0.00	0.19	0.36	0.05	0.02	0.06	0.67	0.52	0.41
005693	0.34	0.68	0.75	0.08	2.15	3.65	0.09	0.18	0.48	0.77	0.64	0.44

Tabla 6.6: Máximas respuestas en 10% de excedencia en 50 años

Código	u_3	u_2	u_1	$s\eta_3$	$s\eta_2$	$s\eta_1$	$f\eta_3$	$f\eta_2$	$f\eta_1$	a_3	a_2	a_1
	%	%	%							g	g	g
nga549	0.69	1.38	1.87	3.27	12.19	18.76	0.55	3.67	6.39	1.00	0.75	0.93
nga725	0.45	0.89	0.80	2.92	12.60	8.05	0.23	0.58	0.63	0.86	0.65	0.56
nga162	0.45	1.21	1.42	2.09	13.40	13.68	0.18	1.55	2.52	0.84	0.70	0.55
kern	0.41	1.11	1.24	0.81	8.44	11.22	0.13	0.77	1.99	0.84	0.69	0.55
001560	0.39	0.74	0.90	0.72	2.67	11.29	0.13	0.23	1.49	0.83	0.67	0.52
000196	0.38	0.77	0.94	1.13	9.77	13.08	0.11	0.34	1.21	0.81	0.66	0.49
monte	0.40	1.17	1.22	1.69	12.47	10.96	0.15	1.43	2.23	0.89	0.70	0.63

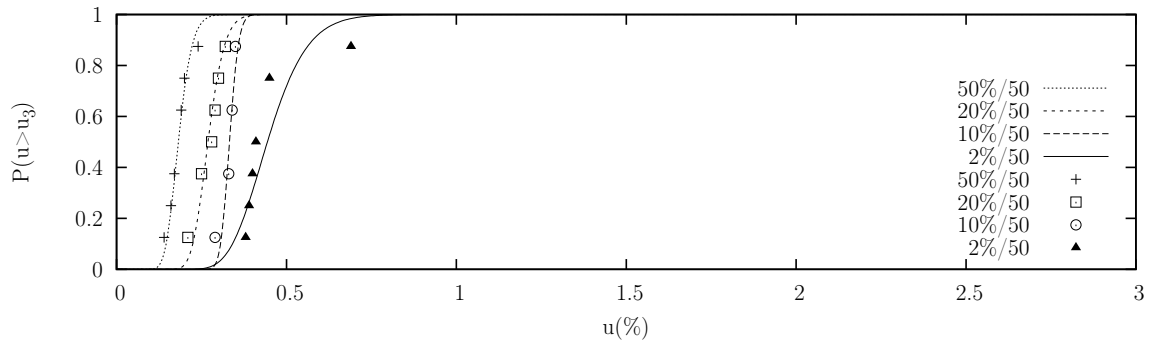
Tabla 6.7: Máximas respuestas en 2% de excedencia en 50 años

En las figuras 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 se muestra con puntos la función empírica de densidad acumulada [67, 78, 94] de los valores máximos de la respuesta (parámetros de demanda EDP) u_i , a_i , $f\eta_i$, $s\eta_i$ para las diversas intensidades. En cada uno de los niveles de intensidad sísmica im y dado que la estructura no ha colapsado, es asumible que los parámetros de respuesta condicionados a la intensidad siguen una distribución lognormal [76]. En tal caso, la probabilidad de que un parámetro de respuesta EDP supere un cierto umbral x para un intensidad sísmica dada im viene dada por la ecuación:

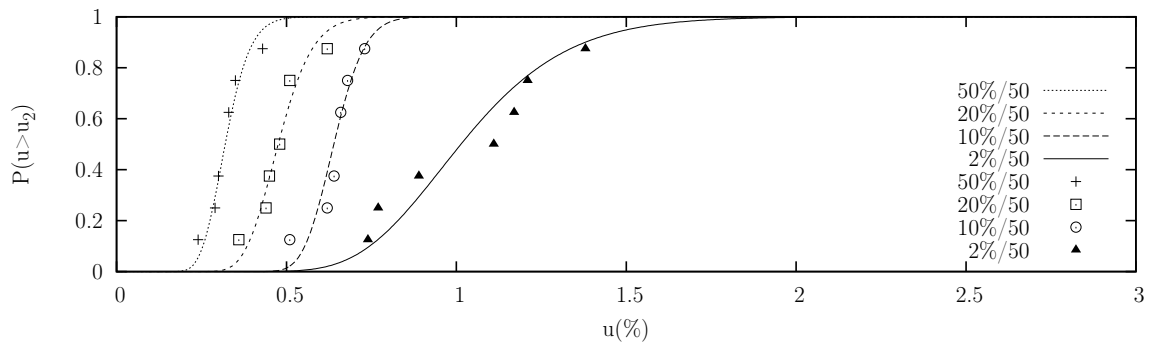
$$P[EDP > x | IM = im] = 1 - \Phi \left(\frac{\ln x - \mu_{\ln EDP | im}}{\sigma_{\ln EDP | im}} \right) \quad (6.1)$$

Siendo Φ la función gaussiana acumulada, $\mu_{\ln EDP | im}$ la media de los logaritmos de los parámetros de respuesta EDP condicionados a la intensidad im y $\sigma_{\ln EDP | im}$ la desviación estándar de los logaritmos de los parámetros de respuesta EDP condicionados a la intensidad im . En las figuras 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 se muestran con líneas las funciones de densidad acumuladas (FDA) para los principales parámetros de demanda EDP e intensidades $PS1$, $PS2$, $PS3$ y $PS4$ obtenidas a partir de los parámetros de respuesta de las tablas 6.4, 6.5, 6.6 y 6.7. A modo de ejemplo, el eje vertical de la figura 6.1a representa la probabilidad de que el desplazamiento entreplantas de la segunda planta (u_3) sea inferior a un determinado valor u indicado por el eje horizontal.

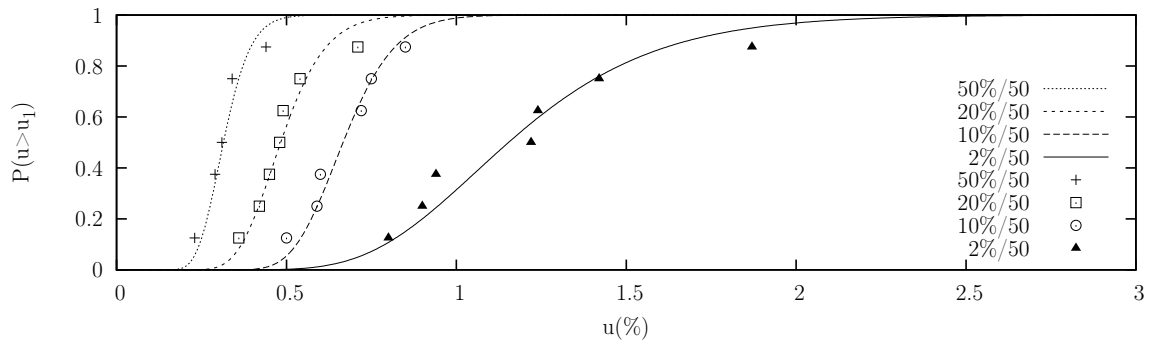
6 Evaluación basada en prestaciones



(a) Planta segunda



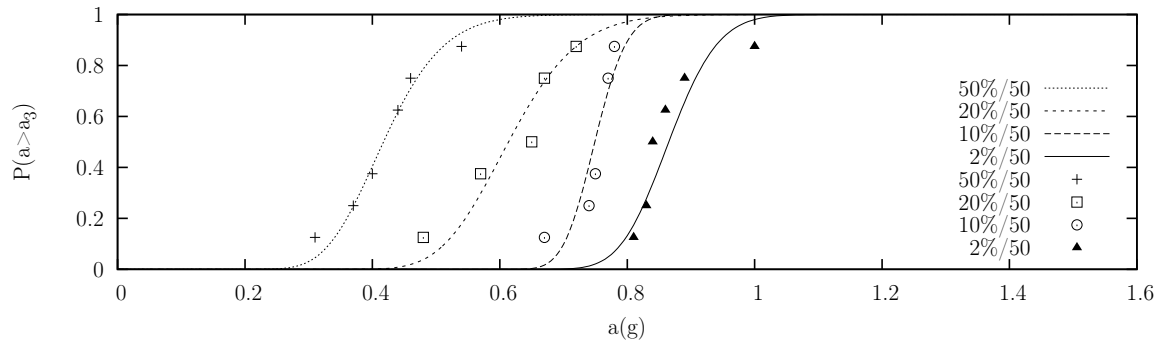
(b) Planta primera



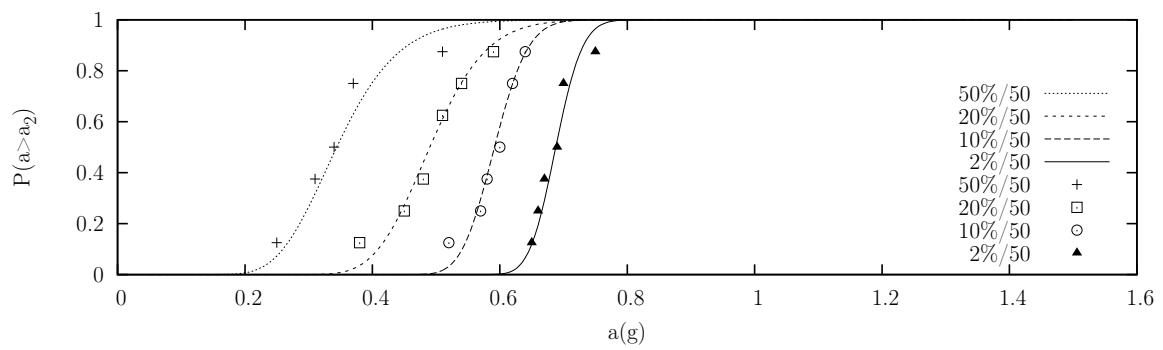
(c) Planta baja

Figura 6.1: FDA de desplazamientos máximos u_i

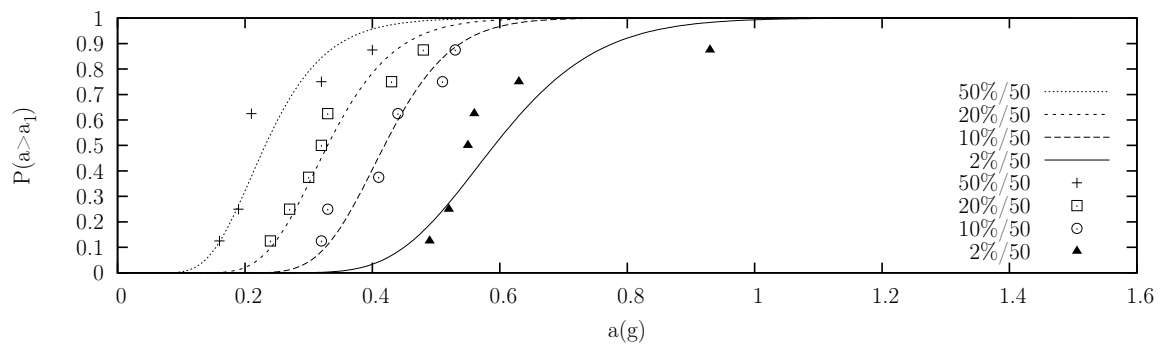
6 Evaluación basada en prestaciones



(a) Planta segunda



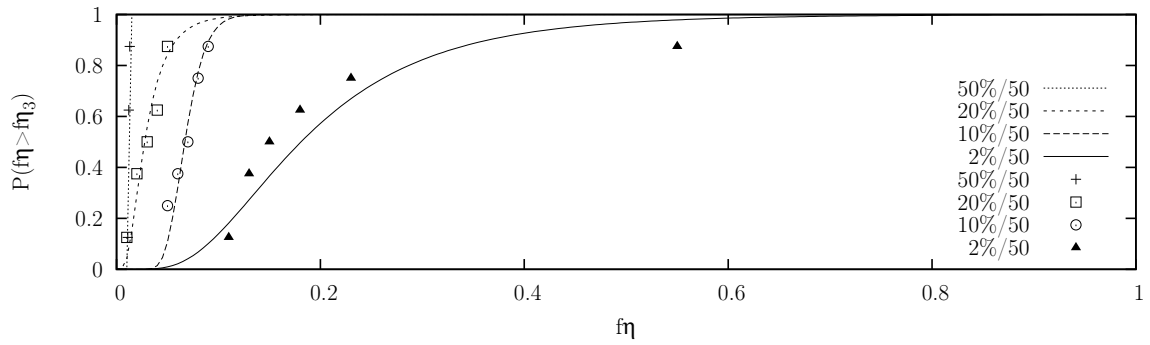
(b) Planta primera



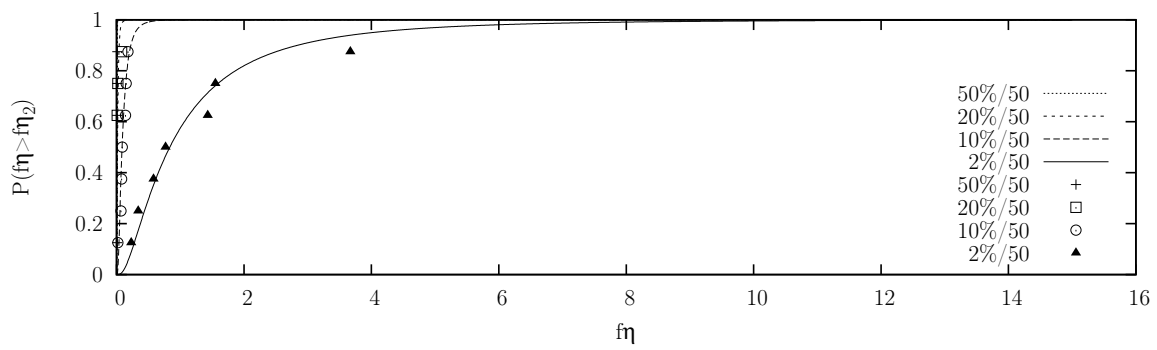
(c) Planta baja

Figura 6.2: FDA de aceleración de respuesta a_i

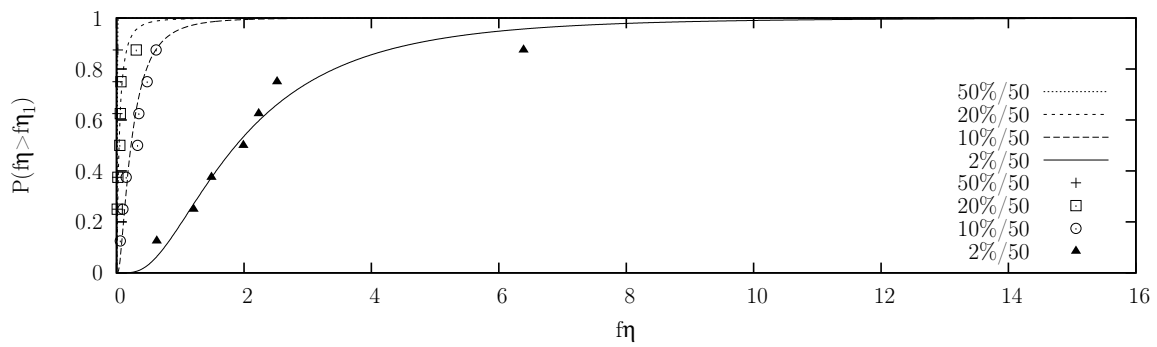
6 Evaluación basada en prestaciones



(a) Planta segunda



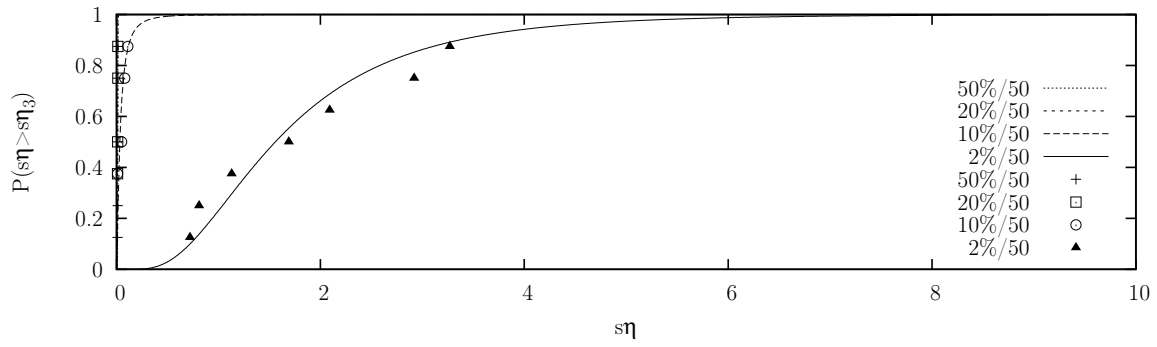
(b) Planta primera



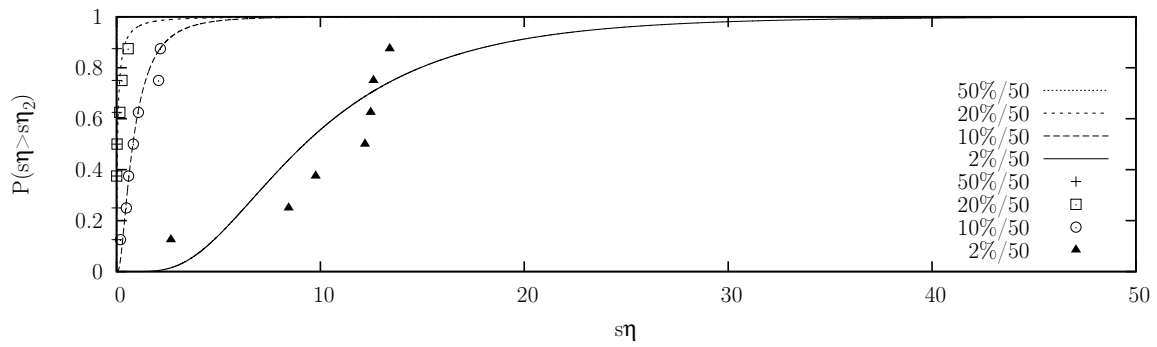
(c) Planta baja

Figura 6.3: FDA de daño en el pórtico $f\eta_i$

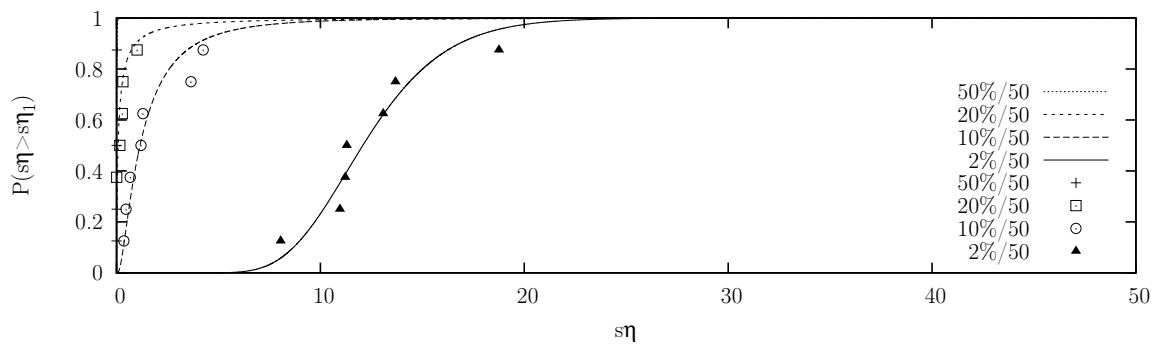
6 Evaluación basada en prestaciones



(a) Planta segunda



(b) Planta primera



(c) Planta baja

Figura 6.4: FDA de daño en los disipadores $s\eta_i$

6.1.4. Evaluación de las prestaciones

En este apartado se evalúan las prestaciones del prototipo en relación a los objetivos de proyecto y las predicciones planteadas en el capítulo 4, que se resumen en la tabla 6.8. Cada nivel de peligrosidad tiene asociadas prestaciones en relación a la máxima deformación de planta y el daño en el pórtico. Además, en este apartado se comprobará la predicción de $s\eta_i$ realizada con la metodología presentada en el capítulo 4.

Nivel	Probabilidad excedencia	Máxima deformación u_i	Máximo daño en pórtico	Predicción $s\eta_i$
PS 1	50 % en 50 años	0.30 %	$f\eta_i = 0$	0.00
PS 2	20 % en 50 años	0.50 %	$f\eta_i = 0$	2.57
PS 3	10 % en 50 años	0.85 %	$f\eta_i = 0$	5.35
PS 4	2 % en 50 años	2.1 %	$f\eta_i = 10$	25.21

Tabla 6.8: Prestaciones objetivo y predicción de $s\eta_i$

6.1.4.1. Estado de daño del pórtico

El estado de daño del pórtico se evalúa por plantas mediante el índice de daño Di propuesto por Darwin y Nmai [27] para elementos de hormigón armado. Este índice de daño para una planta i concreta Di_i se define en función de la energía total disipada por el pórtico en esa planta $fW_{p,i}$, el cortante de fluencia de planta del pórtico $fQ_{y,i}$ y el desplazamiento de fluencia de planta $f\delta_{y,i}$:

$$Di_i = \frac{fW_{p,i}}{fQ_{y,i} \cdot f\delta_{y,i}} \quad (6.2)$$

Los valores de Di_i se obtienen a partir del parámetro $f\eta_i$ definido en la ecuación 4.19 dada la relación con los desplazamientos de fluencia de los elementos rígidos y flexibles $s\delta_{y,i}$ y $f\delta_{y,i}$:

$$Di_i = \frac{s\delta_{y,i}}{f\delta_{y,i}} f\eta_i \quad (6.3)$$

A tenor de esta relación, el valor de referencia $f\eta_i = 10$ equivale aproximadamente a $Di_i = 3$ ya que el ratio $f\delta_{y,i}/s\delta_{y,i}$ vale aproximadamente 3 en el prototipo debido a la condición preimpuesta en proyecto de la ecuación 4.28.

En la fig. 6.5 se muestra con líneas la distribución de probabilidad acumulada del índice de daño Di para las probabilidades de excedencia de 50 %, 20 %, 10 % y 2 %. En cada figura aparecen tres curvas Di_1 , Di_2 y Di_3 que corresponden a las plantas baja y siguientes. Esta distribución se obtuvo siguiendo el procedimiento descrito en el apartado 6.1.3, ajustando una distribución lognormal a los resultados de los cálculos dinámicos directos, que se indican con triángulos, aspas y cruces para las plantas baja, primera y segunda respectivamente. Con una línea vertical punteada se indica el valor del parámetro de respuesta empleado para el proyecto de los disipadores siguiendo la metodología presentada en el capítulo 4. Esta línea solo aparece en la fig. 6.5(d) ya que para el resto de niveles de peligrosidad no se admite daño en el pórtico. Nótese que la escala del eje horizontal es distinta para

6 Evaluación basada en prestaciones

cada nivel de peligrosidad sísmica.

En los conjuntos de sismos muy frecuentes (probabilidad de excedencia del 50% en 50 años) y frecuentes (20% en 50 años) no es esperable la aparición de daños. En una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, la probabilidad de alcanzar un valor de D_i superior a 0.30 (10% del umbral considerado en el caso de sismos muy raros) es escasa (inferior al 5% de los casos observados). En el caso del 2% en 50 años, se cumple igualmente el objetivo de prestaciones, apareciendo daños en las plantas baja y primera pero siempre por debajo del nivel establecido en proyecto.

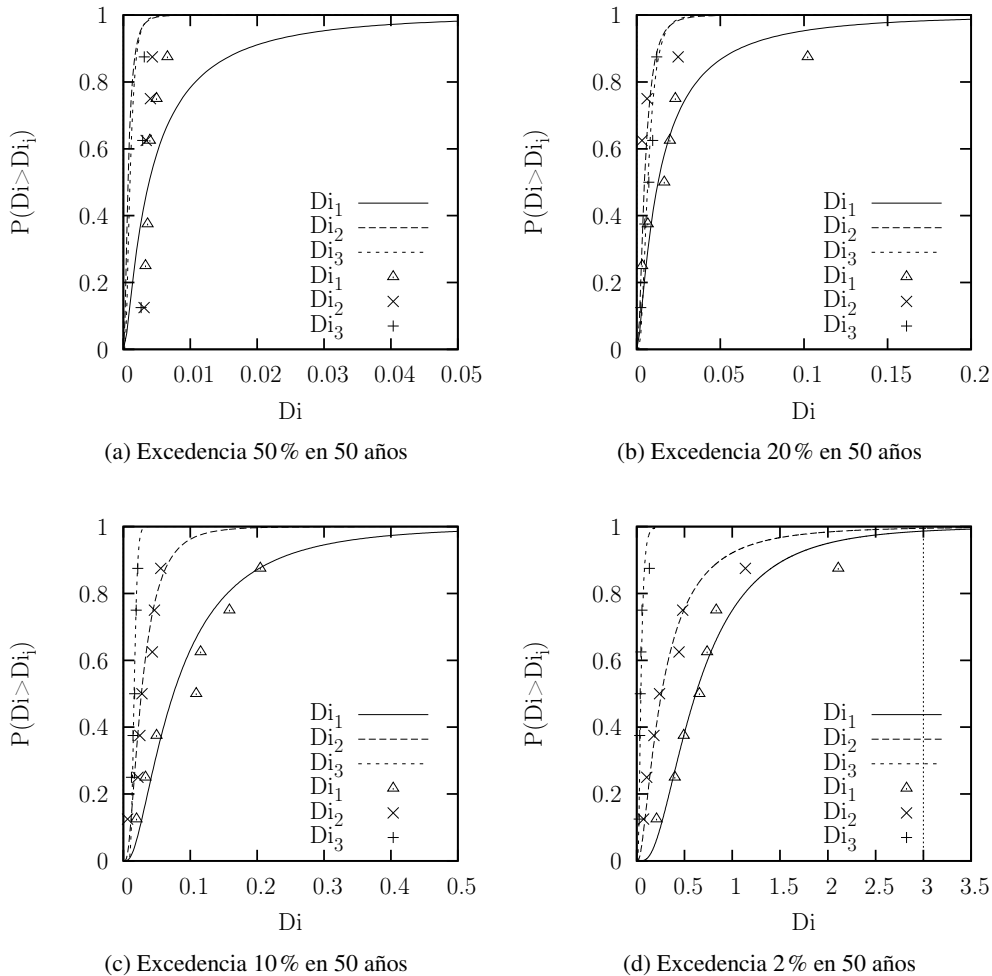


Figura 6.5: Evaluación del daño en el pórtico para diferentes niveles de peligrosidad sísmica

6.1.4.2. Deformación lateral

Los objetivos de máxima deformación lateral son del 0.30, 0.50, 0.85 y 2.10% de la altura de planta para las probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10% y 2% respectivamente tal como se expuso en el apartado 5.1.4. Estos objetivos se indican con líneas verticales punteadas en la figura 6.6. En dichas figuras el eje horizontal indica el desplazamiento lateral de planta u dado como

6 Evaluación basada en prestaciones

porcentaje de la altura de planta, y el eje vertical la probabilidad de que una planta determinada no exceda un umbral de desplazamiento dado por la abscisa. Cada una de las tres curvas corresponde a los desplazamientos laterales de cada planta u_1 , u_2 , u_3 . De acuerdo con la distribución lognormal presentada en esta figura, las prestaciones observadas son aceptables. Para el conjunto de sismos muy frecuentes (probabilidad de excedencia del 50% en 50 años) y frecuentes (20% en 50 años), la deformación lateral de la tercera planta es inferior a la de proyecto, mientras que para las planta baja y primera la probabilidad de no ser excedido el valor de proyecto se sitúa entre torno al 60% y 70%. Aunque son probabilidades de no excedencia inferiores a las deseables (en torno al 95%), se consideran aceptables por corresponder a niveles de peligrosidad sísmica muy bajos. Por su parte las prestaciones de la estructura para el conjunto de sismos raros (probabilidad de excedencia del 10% en 50 años) y muy raros (2% en 50 años) son superiores a los valores de proyecto, es decir, las deformaciones laterales se quedan en torno a los límites establecidos con una desviación que no compromete los objetivos de proyecto.

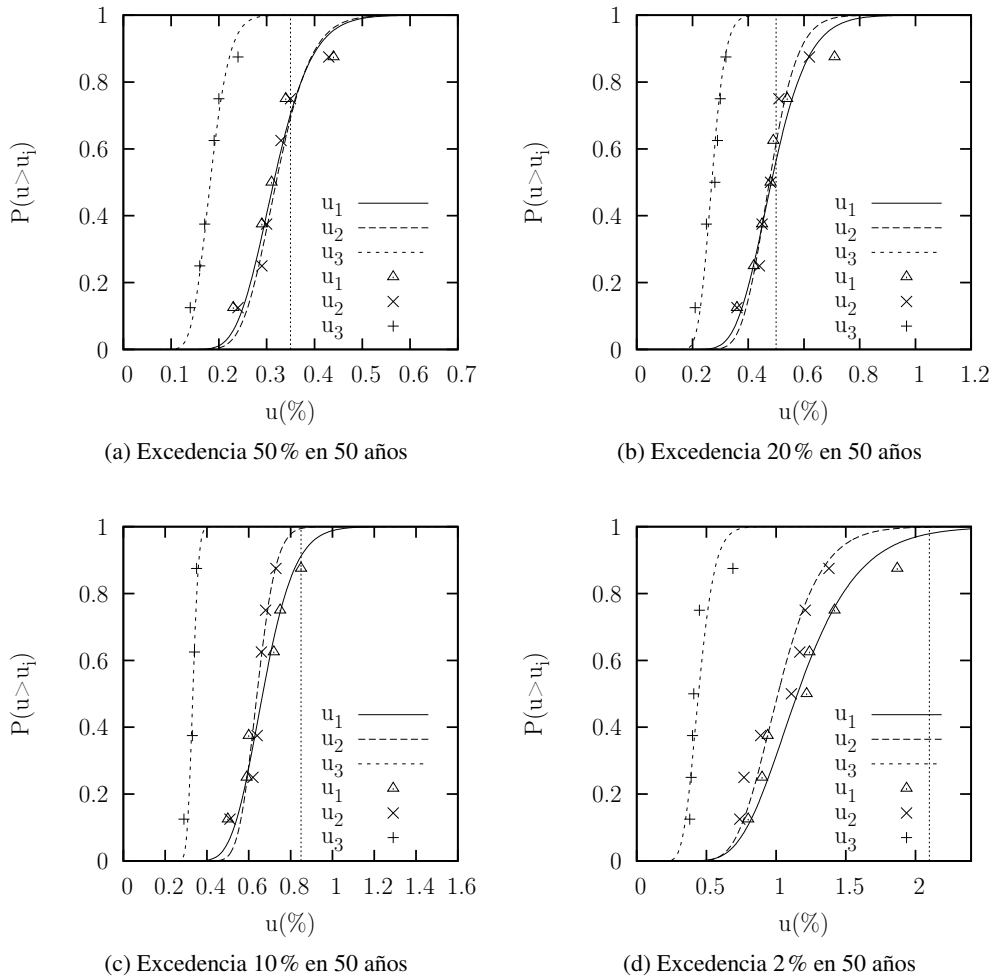


Figura 6.6: Evaluación de desplazamientos u para diferentes niveles de peligrosidad sísmica

6.1.4.3. Estado de daño de disipadores

En la fig. 6.7 se muestra la distribución de probabilidad acumulada de la energía de deformación inelástica disipada por los disipadores en una planta i , $s\eta_i$, para las probabilidades de excedencia del 50 %, 20 %, 10 % y 2 % en 50 años, junto a los valores de referencia de proyecto indicados en la tabla 6.8 con líneas verticales punteadas. En todos los casos observados en este prototipo las ecuaciones del apartado 4.6.3 proporcionan predicciones conservadoras del daño en los disipadores, con una probabilidad superior al 95 % de que no sea superada.

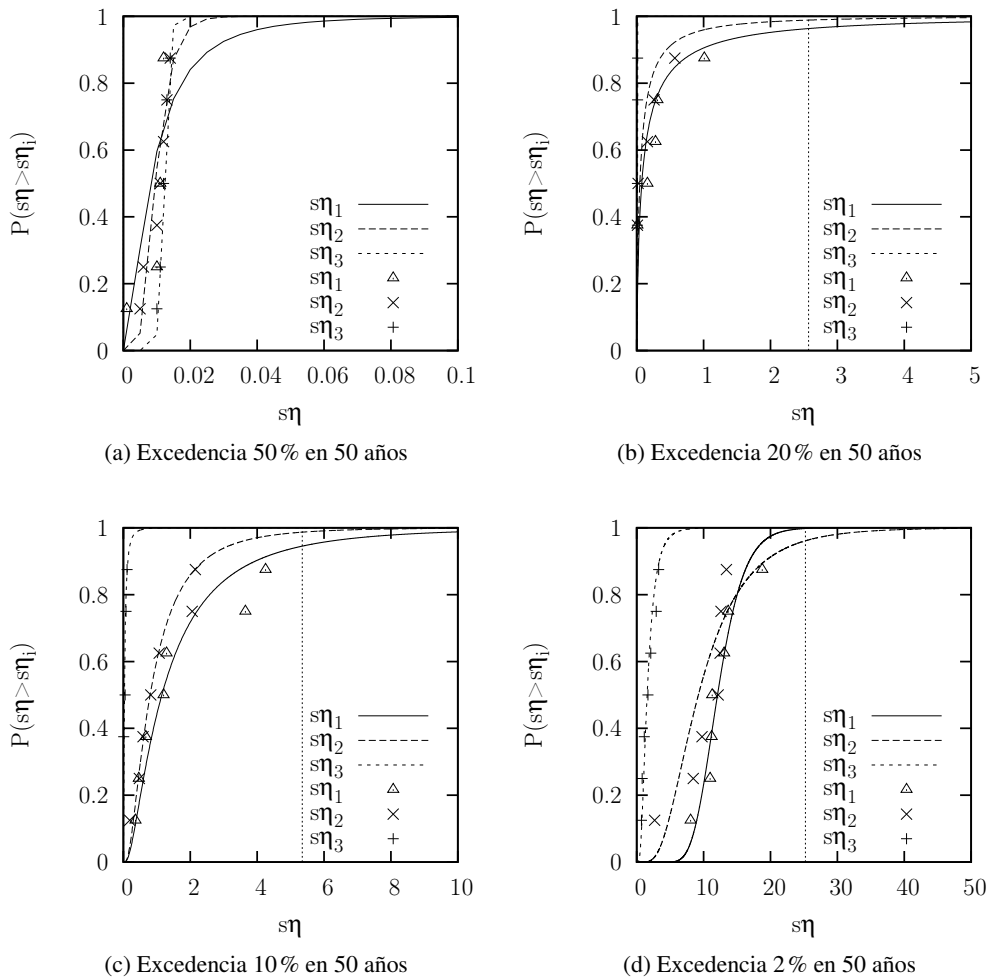


Figura 6.7: Evaluación del daño de los disipadores para diferentes niveles de peligrosidad sísmica

6.1.4.4. Aceleración absoluta de respuesta en cada planta

La figura 6.8 muestra la probabilidad de excedencia de las aceleraciones absolutas de respuesta en cada planta. Los resultados sugieren que la deformación del edificio se produjo fundamentalmente en el primer modo de vibración ya que la aceleración crece con la altura del edificio. El valor máximo de aceleración se produce en todos los casos en la última planta. Con una probabilidad superior al 90 %

6 Evaluación basada en prestaciones

no se excederían las aceleraciones máximas de respuesta de 0.6g, 0.8g, 0.9g y 1g para los cuatro niveles de peligrosidad sísmica considerados.

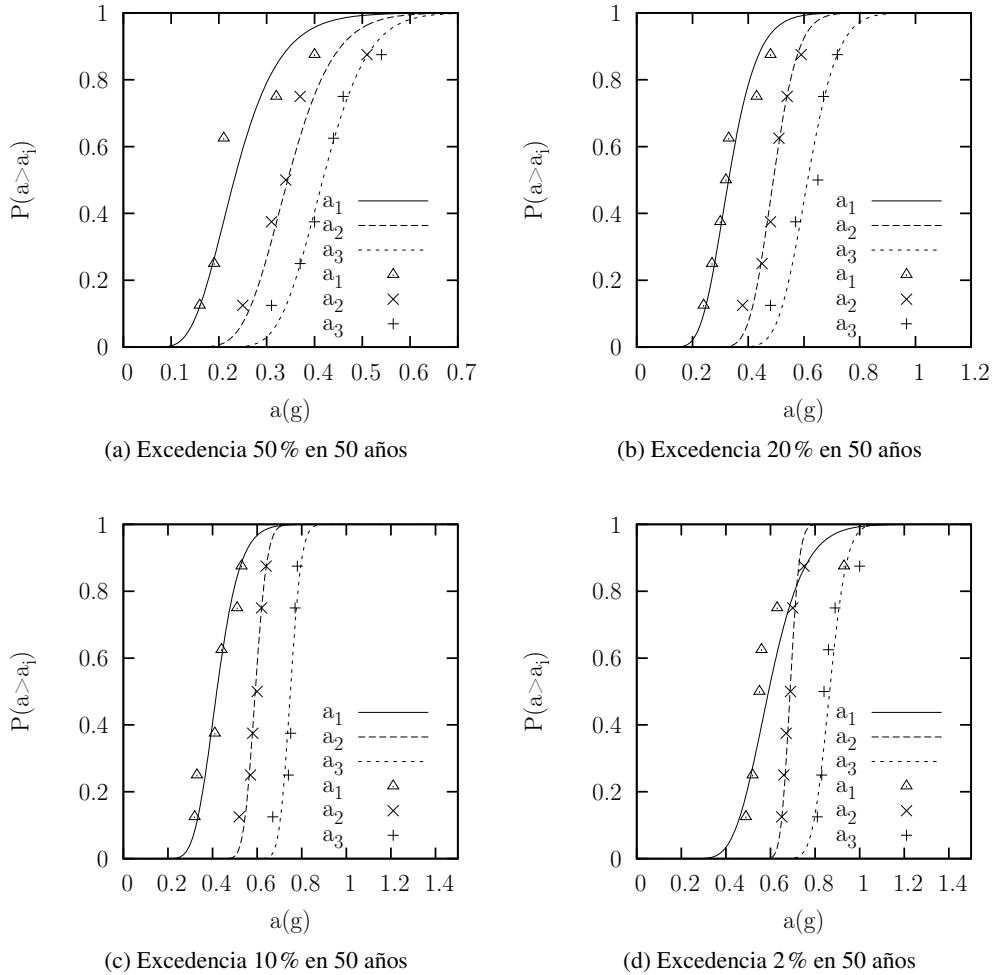


Figura 6.8: Evaluación de la aceleración absoluta de respuesta para diferentes niveles de peligrosidad sísmica

6.1.4.5. Resumen

Los parámetros de respuesta obtenidos a través de cálculos dinámicos (en **negrita** en la tabla 6.9) se comparan con referencias de la literatura [27, 34, 38, 81] con el objeto de evaluar las prestaciones del edificio de estudio en el marco del proyecto sismorresistente basado en prestaciones.

Los valores de la deriva entre plantas normalizados respecto a la altura de planta u_i obtenidos en cada uno de los niveles de peligrosidad se ajustan a los valores típicos de deformación de estructuras porticadas propuestos por Elnashai y Di Sarno [34] indicados como Ref(%) en la tabla 6.9. Por su parte el daño en el pórtico alcanza valores poco significativos en los niveles de peligrosidad *PS1*, *PS2* y *PS3*. En el nivel de peligrosidad *PS4* se alcanzan valores superiores de *Di* que implican la

6 Evaluación basada en prestaciones

plastificación de elementos estructurales del pórtico. El daño en los disipadores se evalúa en términos del ratio ${}_s\eta_i$, si bien su salud estructural requiere un juicio técnico ya que ésta depende de la capacidad límite última de disipación de energía como se discutió en el capítulo 3.

En términos globales y a tenor de estos resultados, no se esperan daños en el pórtico (estructural principal) en los niveles de peligrosidad *PS1* y *PS2* y muy escasos para el nivel *PS3*. Finalmente, en el nivel de peligrosidad *PS4*, pueden producirse daños estructurales en el pórtico que requieran reparaciones, pero en cualquier caso bajos. Los daños se concentran en los disipadores y se estima que tendrían que ser evaluados a partir de niveles de peligrosidad sísmica *PS3* o *PS4*. En consecuencia, el pórtico permanece totalmente funcional en los niveles de peligrosidad *PS1* y *PS2*. Por su parte en el nivel de peligrosidad *PS3* la estructura queda operativa y en el nivel de peligrosidad correspondiente a sismos muy raros (probabilidad de excedencia del 2% en 50 años) se cumple el objetivo de seguridad y con daños reparables.

Los resultados de esta evaluación del prototipo se resumen en la tabla 6.9 e indican que se satisfacen las prestaciones prescritas en proyecto en el capítulo 5 en consonancia con la metodología propuesta en el capítulo 4 y los valores de referencia de la literatura.

		Nivel de peligrosidad			
		<i>PS1</i>	<i>PS2</i>	<i>PS3</i>	<i>PS4</i>
Peligrosidad	Prob. Exc.	50% en 50 años	20% en 50 años	10% en 50 años	2% en 50 años
	T_R	72	225	474	2475
Deformación	u (%)	$u_i < 0,5\%$	$u_i < 0,75\%$	$u_i < 1\%$	$u_i < 2\%$
	Ref (%)	$0,2 < u_i < 0,5\%$	$0,5 < u_i < 1,5\%$	$0,5 < u_i < 1,5\%$	$1,5 < u_i < 3,0\%$
Daño en el pórtico		$D_i < 0,01$	$D_i < 0,17$	$D_i < 0,45$	$D_i < 3$
Tipo de daño		Despreciable	Despreciable	Primera fluencia	Plastificación
Daño en disipadores		${}_s\eta_i < 0,06$	${}_s\eta_i < 4$	${}_s\eta_i < 8$	${}_s\eta_i < 35$
Estado		Sanos	Sanos	Evaluación	Dañados
Evaluación de daños		No estructurales	No estructurales	Moderados	Severos
Prestaciones		Totalmente funcional	Totalmente funcional	Operativo	Seguridad

Tabla 6.9: Evaluación de prestaciones del prototipo

6.2. Prototipo de seis plantas

6.2.1. Descripción del modelo analítico

El modelo analítico es análogo al descrito en el apartado 6.1.1.

6.2.2. Selección de terremotos

Para estudiar la respuesta dinámica del edificio idealizado, se seleccionaron grupos de acelerogramas que representan la peligrosidad sísmica en la ubicación del edificio. Se han seleccionado cuatro niveles de peligrosidad (50%, 20%, 10% y 2% en 50 años) representativos de la sismicidad del sitio.

6 Evaluación basada en prestaciones

Para cada uno de estos niveles de peligrosidad PS se seleccionaron entre ocho y nueve acelerogramas representativos. Al contrario que en el prototipo anterior, estos acelerogramas fueron medidos en estaciones cercanas a falla. En esta investigación, los terremotos se escalaron en amplitud hasta que el input de energía de la estructura fuese igual al input esperado según el estudio de la sismicidad del sitio del apartado 5.1. En las tablas 6.10 a 6.12 se resumen los terremotos seleccionados. Éstos están identificados por el código en la base de datos [10, 22], el nombre del evento, el nombre de la estación, la magnitud momento M_w , la distancia de Joyner–Boore R_{jb} , la longitud de ruptura R_{rup} , la velocidad media de las ondas de cortante en el suelo en los primeros 30 metros de profundidad en la estación V_{s-30} , la aceleración máxima horizontal PGA y máxima velocidad del suelo PGV.

Código	Evento	Estación	Mw	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/s)	PGA (g)	PGV (cm/s)
nga150	Coyote Lake	Gilroy Array #6	5.74	0.4	3.1	663.3	0.3883	37.40
nga316	Westmorland	Parachute Test Site	5.9	16.5	16.7	348.7	0.2107	35.94
nga407	Coalinga-05	Oil City	5.77	2.4	8.5	376.1	0.6513	32.97
nga415	Coalinga-05	Transmitter Hill	5.77	4.1	9.5	376.1	0.9482	40.61
nga418	Coalinga-07	Coalinga-14th & Elm	5.21	7.6	10.9	338.5	0.5437	25.34
nga568	San Salvador	Geotech Investig Cen	5.8	2.1	6.3	545	0.5559	57.04
nga615	Whittier Narrows	Downey - Co Maint	5.99	14.9	20.8	271.9	0.1707	16.94
nga1853	Yountville	Napa Fire Station #3	5	8.4	11.4	271.4	0.5057	32.29

Tabla 6.10: Acelerogramas empleados para 50% y 20% de excedencia en 50 años

Código	Evento	Estación	Mw	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/s)	PGA (g)	PGV (cm/s)
nga77	San Fernando	Pacoima Dam	6.61	0	1.8	2016.1	1.1072	64.17
nga158	Imperial Valley-06	Aeropuerto Mexicali	6.53	0	0.3	274.5	0.3118	30.03
nga159	Imperial Valley-06	Agrarias	6.53	0	0.7	274.5	0.281	32.37
nga292	Irpinia- Italy-01	Sturno	6.9	6.8	10.8	1000	0.2662	43.39
nga451	Morgan Hill	Coyote Lake Dam	6.19	0.2	0.5	597.1	0.9375	66.10
nga459	Morgan Hill	Gilroy Array #6	6.19	9.8	9.9	663.3	0.2802	22.13
nga529	NPalm Springs	North Palm Springs	6.06	0	4	345.4	0.6421	46.34
nga721	Superstition Hills-02	El Centro Imp. Co. Cent	6.54	18.2	18.2	192.1	0.2624	43.29
nga722	Superstition Hills-02	Kornbloom Road	6.54	18.5	18.5	207.5	0.1207	21.69

Tabla 6.11: Acelerogramas empleados para 10% de excedencia en 50 años

6 Evaluación basada en prestaciones

Código	Evento	Estación	Mw	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/s)	PGA (g)	PGV (cm/s)
nga1176	Kocaeli- Turkey	Yarimca	7.51	1.4	4.8	297	0.2949	59.268
nga1182	Chi-Chi- Taiwan	CHY006	7.62	9.8	9.8	438.2	0.3413	52.528
nga1193	Chi-Chi- Taiwan	CHY024	7.62	9.6	9.6	427.7	0.2208	50.894
nga1020	Northridge-01	Lake Hughes #12A	6.69	20.8	21.4	602.1	0.2174	10.086
nga738	Loma Prieta	Alameda Naval Air	6.93	0.03	0.035	0.036	0.225	33.447
nga738y	Loma Prieta	Alameda Naval Air	6.93	0.03	0.035	0.036	0.2278	34.794
nga451	Morgan Hill	Coyote Lake Dam	6.19	0.2	0.5	597.1	0.9375	66.101
nga459	Morgan Hill	Gilroy Array #6	6.19	9.8	9.9	663.3	0.2802	22.131
000333	Alkion	Korinthos-O TE	6.60	20	10	234	0.3012	43.223

Tabla 6.12: Acelerogramas empleados para 2 % de excedencia en 50 años

6.2.3. Cuantificación de la respuesta

Se realizaron cálculos dinámicos directos para determinar la respuesta del edificio a cada grupo de terremotos. En las tablas 6.13 a 6.16 se muestran los valores máximos del desplazamiento entre plantas normalizado con la altura de planta para cada planta u_i , de la energía disipada por los elementos rígidos y flexibles en cada planta (${}_s\eta_i$ y ${}_f\eta_i$) y la aceleración máxima de respuesta a_i en cada planta para los acelerogramas representativos de unas probabilidades de excedencia del 50, 20, 10, 2 % en 50 años.

En las figuras 6.9, 6.10, 6.11 y 6.12 se muestra con puntos la función empírica de densidad acumulada de los valores máximos de la respuesta (parámetros de demanda EDP) u_i , a_i , ${}_f\eta_i$, ${}_s\eta_i$ para las diversas intensidades. En cada uno de los niveles de intensidad sísmica im y para los datos en los que no se ha producido el colapso, es asumible que los parámetros de respuesta condicionados a la intensidad siguen una distribución lognormal [76]. En tal caso, la probabilidad de que un parámetro de respuesta EDP supere un cierto umbral x para un intensidad sísmica dada im viene dada por la ecuación:

$$P[EDP > x | IM = im] = 1 - \Phi \left(\frac{\ln x - \mu_{\ln EDP | im}}{\sigma_{\ln EDP | im}} \right) \quad (6.4)$$

Siendo Φ la función gaussiana acumulada, $\mu_{\ln EDP | im}$ la media de los logaritmos de los parámetros de respuesta EDP condicionados a la intensidad im y $\sigma_{\ln EDP | im}$ la desviación estándar de los logaritmos de los parámetros de respuesta EDP condicionados a la intensidad im . En las figuras 6.9, 6.10, 6.11 y 6.12 se muestran con líneas las funciones de densidad acumuladas (FDA) para los principales parámetros de demanda EDP e intensidades $PS1$, $PS2$, $PS3$ y $PS4$ obtenidas a partir de los parámetros de respuesta de las tablas 6.13 a 6.16.

6 Evaluación basada en prestaciones

Código	u_6	u_5	u_4	u_3	u_2	u_1	s_{Π_6}	s_{Π_5}	s_{Π_4}	s_{Π_3}	s_{Π_2}	s_{Π_1}	f_{Π_6}	f_{Π_5}	f_{Π_4}	f_{Π_3}	f_{Π_2}	f_{Π_1}	a_6	a_5	a_4	a_3	a_2	a_1
	%	%	%	%	%	%													g	g	g	g	g	g
nga1853	0.37	0.48	0.54	0.55	0.52	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.58	0.31	0.36	0.34	0.24	0.08	0.54	0.45	0.45	0.46	0.37	0.27
nga568	0.46	0.58	0.64	0.66	0.60	0.42	0.00	0.00	0.07	0.16	0.12	0.00	0.94	0.49	0.52	0.45	0.27	0.08	0.74	0.59	0.42	0.40	0.47	0.52
nga316	0.33	0.42	0.46	0.46	0.42	0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.38	0.18	0.21	0.19	0.11	0.03	0.47	0.39	0.29	0.26	0.25	0.20
nga407	0.37	0.48	0.52	0.53	0.49	0.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.25	0.29	0.26	0.17	0.05	0.64	0.46	0.45	0.47	0.57	0.55
nga615	0.39	0.50	0.55	0.55	0.50	0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.61	0.33	0.38	0.33	0.21	0.06	0.55	0.46	0.35	0.25	0.19	0.14
nga150	0.45	0.58	0.64	0.70	0.72	0.61	0.00	0.00	0.05	0.26	0.39	0.46	0.91	0.47	0.51	0.52	0.44	0.46	0.66	0.54	0.46	0.44	0.43	0.42
nga415	0.46	0.58	0.65	0.68	0.64	0.45	0.00	0.00	0.08	0.22	0.19	0.07	1.19	0.65	0.71	0.62	0.37	0.14	0.66	0.55	0.44	0.31	0.23	0.30
nga418	0.34	0.42	0.37	0.28	0.30	0.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.52	0.13	0.09	0.02	0.00	0.00	0.75	0.37	0.43	0.67	0.71	0.63

Tabla 6.13: Máximas respuestas en 50% de excedencia en 50 años

6 Evaluación basada en prestaciones

Código	u_6	u_5	u_4	u_3	u_2	u_1	s_{Π_6}	s_{Π_5}	s_{Π_4}	s_{Π_3}	s_{Π_2}	s_{Π_1}	f_{Π_6}	f_{Π_5}	f_{Π_4}	f_{Π_3}	f_{Π_2}	f_{Π_1}	a_6	a_5	a_4	a_3	a_2	a_1
	%	%	%	%	%	%													g	g	g	g	g	g
nga418	0.51	0.65	0.55	0.45	0.46	0.44	0.21	0.43	0.00	0.00	0.06	0.14	1.15	0.59	0.44	0.22	0.12	0.07	1.10	0.54	0.67	1.06	1.12	1.00
nga150	0.45	0.58	0.65	0.74	0.80	0.77	0.00	0.00	0.08	0.35	0.61	0.94	1.01	0.53	0.61	0.60	0.63	0.80	0.66	0.56	0.50	0.50	0.51	0.51
nga568	0.45	0.58	0.65	0.69	0.70	0.59	0.00	0.00	0.09	0.24	0.33	0.40	0.91	0.50	0.55	0.51	0.40	0.41	0.76	0.63	0.48	0.53	0.62	0.68
nga615	0.49	0.62	0.73	0.76	0.65	0.45	0.00	0.00	0.39	1.11	0.72	0.10	1.82	0.85	0.96	0.87	0.54	0.18	0.72	0.55	0.47	0.35	0.27	0.20
nga1853	0.51	0.65	0.74	0.70	0.76	0.58	0.00	0.06	0.52	1.13	0.85	0.51	1.55	0.73	0.82	0.78	0.66	0.39	0.80	0.57	0.51	0.46	0.40	0.39
nga407	0.46	0.59	0.70	0.78	0.70	0.48	0.00	0.00	0.28	0.97	0.76	0.28	1.55	0.78	0.90	0.85	0.55	0.19	0.71	0.55	0.54	0.64	0.81	0.83
nga316	0.48	0.61	0.70	0.75	0.65	0.43	0.00	0.00	0.20	0.40	0.21	0.00	1.36	0.69	0.78	0.69	0.41	0.11	0.70	0.54	0.44	0.38	0.37	0.30
nga415	0.46	0.59	0.64	0.65	0.62	0.47	0.00	0.00	0.07	0.18	0.15	0.10	1.42	0.82	0.89	0.73	0.43	0.20	0.71	0.59	0.43	0.30	0.30	0.39

Tabla 6.14: Máximas respuestas en 20% de excedencia en 50 años

6 Evaluación basada en prestaciones

Código	u_6	u_5	u_4	u_3	u_2	u_1	$s_{\eta 6}$	$s_{\eta 5}$	$s_{\eta 4}$	$s_{\eta 3}$	$s_{\eta 2}$	$s_{\eta 1}$	$f_{\eta 6}$	$f_{\eta 5}$	$f_{\eta 4}$	$f_{\eta 3}$	$f_{\eta 2}$	$f_{\eta 1}$	a_6	a_5	a_4	a_3	a_2	a_1
	%	%	%	%	%	%																		
nga721	0.54	0.68	0.79	0.90	0.97	0.88	0.00	0.08	0.37	0.78	1.05	1.28	1.60	0.82	0.92	0.86	0.71	0.96	0.85	0.62	0.53	0.51	0.50	0.52
nga529	0.45	0.58	0.68	0.75	0.78	0.66	0.00	0.00	0.15	0.37	0.77	1.03	1.38	0.79	0.87	0.85	0.80	0.65	0.86	0.70	0.72	0.98	1.12	1.18
nga722	0.49	0.62	0.71	0.72	0.67	0.49	0.00	0.00	0.53	1.53	1.04	0.33	1.76	0.83	0.93	0.84	0.56	0.19	0.73	0.56	0.45	0.35	0.28	0.24
nga451	0.45	0.58	0.67	0.69	0.72	0.60	0.00	0.00	0.12	0.66	1.04	1.16	1.40	0.82	0.98	0.98	0.78	0.66	0.79	0.67	0.53	0.64	0.74	0.77
nga292	0.48	0.61	0.74	0.91	0.98	0.81	0.00	0.00	0.42	1.30	1.50	1.36	1.21	0.60	0.69	0.77	0.73	0.72	0.71	0.55	0.49	0.46	0.41	0.40
nga77	0.46	0.60	0.66	0.66	0.64	0.52	0.00	0.00	0.10	0.42	0.59	0.52	1.38	0.78	0.87	0.83	0.58	0.34	0.79	0.65	0.48	0.47	0.56	0.62
nga158	0.46	0.59	0.66	0.81	0.83	0.63	0.00	0.00	0.44	2.38	2.65	1.97	1.50	0.76	0.89	0.91	0.70	0.47	0.68	0.53	0.47	0.43	0.45	0.48
nga159	0.43	0.55	0.60	0.66	0.64	0.47	0.00	0.00	0.01	1.02	1.10	0.49	0.90	0.55	0.65	0.63	0.42	0.18	0.62	0.51	0.42	0.38	0.35	0.35
nga459	0.52	0.65	0.81	0.90	0.76	0.51	0.00	0.16	0.73	1.38	0.90	0.39	2.32	1.16	1.27	1.14	0.72	0.34	0.94	0.58	0.53	0.76	0.76	0.70

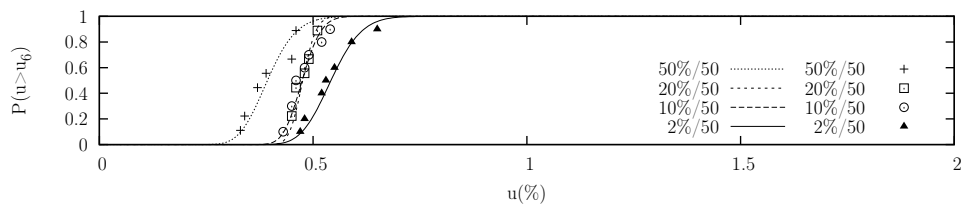
Tabla 6.15: Máximas respuestas en 10% de excedencia en 50 años

6 Evaluación basada en prestaciones

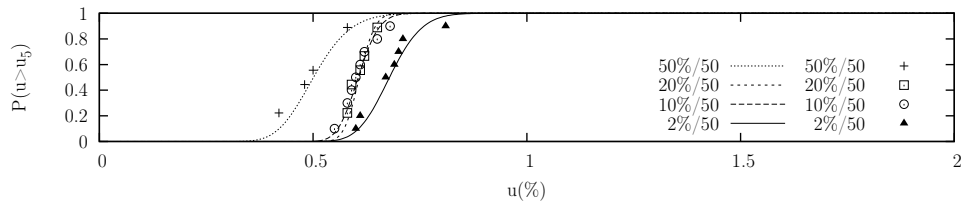
Código	μ_6	μ_5	μ_4	μ_3	μ_2	μ_1	$s_{\mu 6}$	$s_{\mu 5}$	$s_{\mu 4}$	$s_{\mu 3}$	$s_{\mu 2}$	$s_{\mu 1}$	$f_{\mu 6}$	$f_{\mu 5}$	$f_{\mu 4}$	$f_{\mu 3}$	$f_{\mu 2}$	$f_{\mu 1}$	a_6	a_5	a_4	a_3	a_2	a_1
	%	%	%	%	%	%																		
nga738	0.48	0.61	0.75	1.04	1.51	1.66	0.01	0.01	1.19	6.26	10.66	10.63	1.95	1.05	1.38	2.55	5.46	6.70	0.69	0.56	0.51	0.51	0.49	0.49
000333	0.55	0.71	0.74	1.02	1.77	1.97	0.03	0.16	0.40	2.06	5.24	7.84	2.37	1.12	1.29	2.02	4.92	5.05	1.11	0.68	0.65	0.93	1.13	1.28
nga451	0.53	0.67	0.90	1.50	2.00	1.85	0.02	0.05	1.04	3.64	5.79	6.54	2.48	1.20	1.40	3.23	4.83	5.52	0.97	0.62	0.65	0.94	1.15	1.29
nga738y	0.47	0.60	0.72	0.95	1.27	1.45	0.02	0.02	0.97	5.00	8.78	9.18	1.83	1.03	1.29	2.13	4.36	5.73	0.68	0.57	0.50	0.50	0.48	0.47
nga459	0.59	0.81	0.86	0.83	0.69	0.74	0.90	2.20	2.62	2.19	2.23	3.17	2.53	1.26	1.30	1.14	0.86	0.84	1.07	0.66	0.78	1.10	1.15	1.25
nga1176	0.52	0.67	0.81	0.52	0.78	1.43	0.02	0.05	1.07	3.62	6.87	6.95	1.74	1.16	1.28	1.12	3.41	3.76	0.86	0.62	0.59	1.15	0.81	0.85
nga1182	0.52	0.70	0.75	1.01	1.79	1.48	0.02	0.15	1.04	3.06	6.74	6.83	2.03	1.10	1.28	2.99	3.95	4.66	1.01	0.62	0.62	1.35	0.82	0.86
nga1193	0.59	0.67	0.79	1.10	1.69	1.48	0.48	0.31	1.05	1.19	2.32	6.81	2.67	1.16	1.34	2.11	2.99	3.88	1.05	0.61	0.66	0.38	0.73	0.86
nga1020	0.65	0.69	0.81	0.85	1.31	1.48	0.01	0.18	0.97	0.93	2.25	6.53	1.91	1.09	1.24	5.92	5.92	4.09	1.70	0.62	0.66	0.41	0.77	0.86

Tabla 6.16: Máximas respuestas en 2 % de excedencia en 50 años

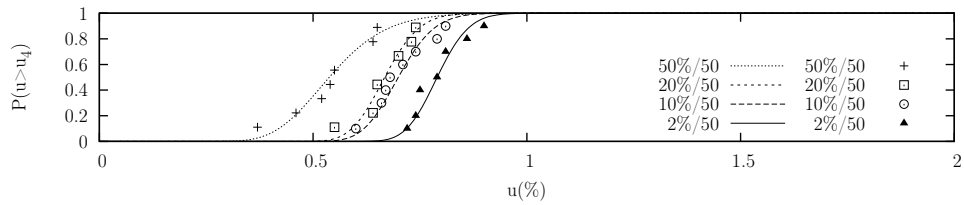
6 Evaluación basada en prestaciones



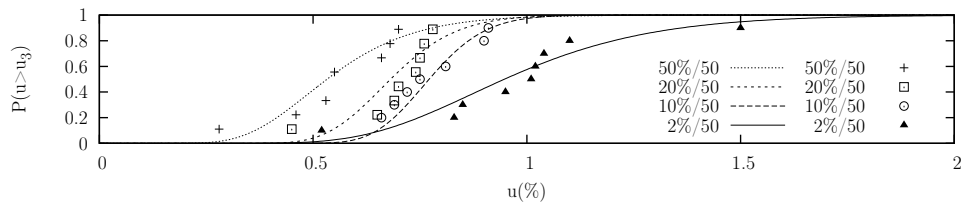
(a) Planta quinta



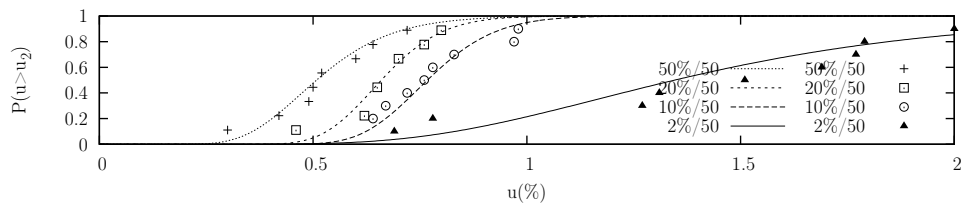
(b) Planta cuarta



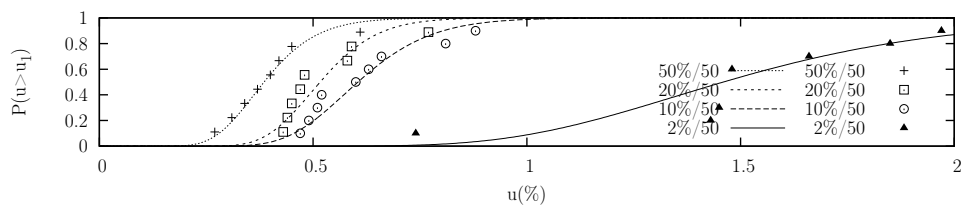
(c) Planta tercera



(d) Planta segunda



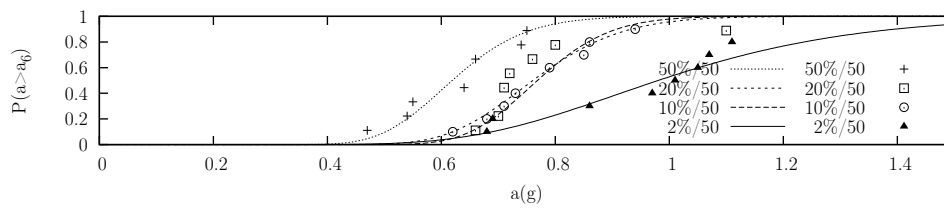
(e) Planta primera



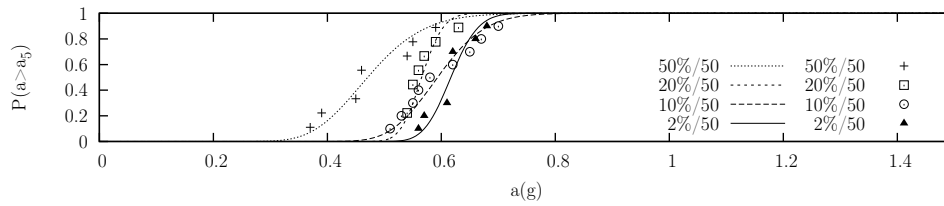
(f) Planta baja

Figura 6.9: FDA de desplazamientos máximos u

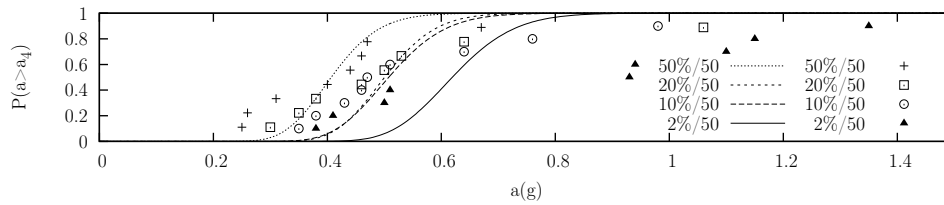
6 Evaluación basada en prestaciones



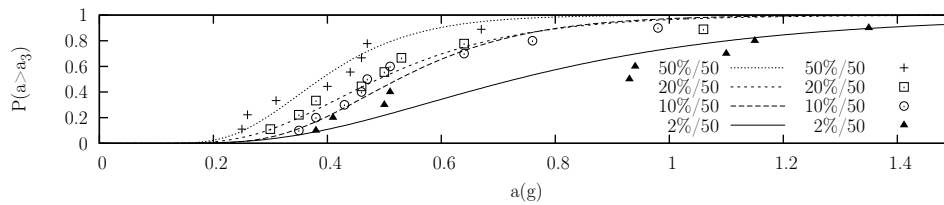
(a) Planta quinta



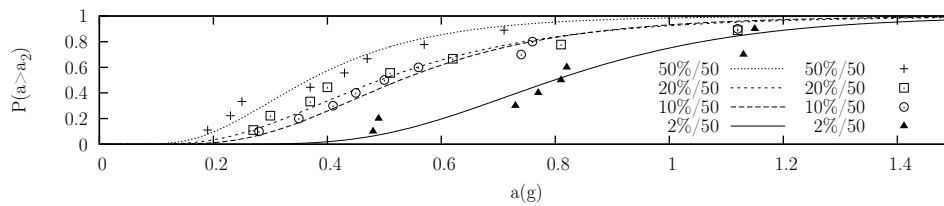
(b) Planta cuarta



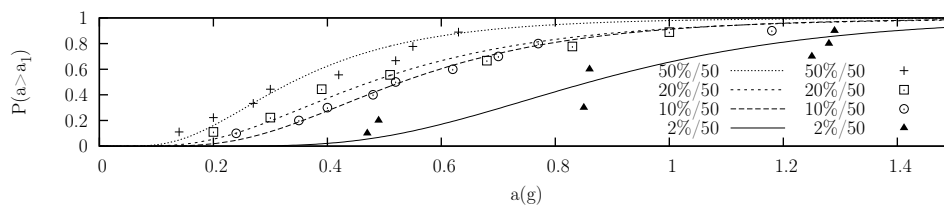
(c) Planta tercera



(d) Planta segunda



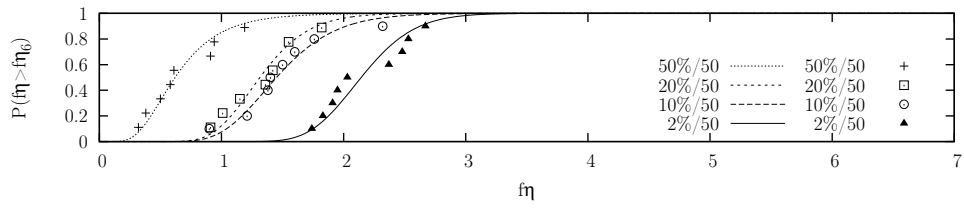
(e) Planta primera



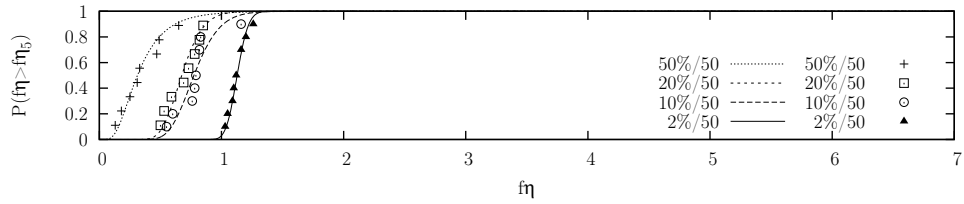
(f) Planta baja

Figura 6.10: FDA de aceleración de respuesta a

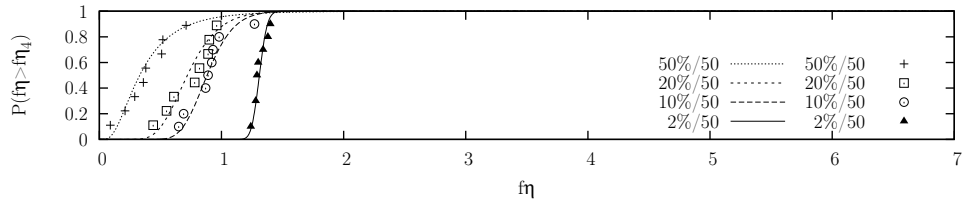
6 Evaluación basada en prestaciones



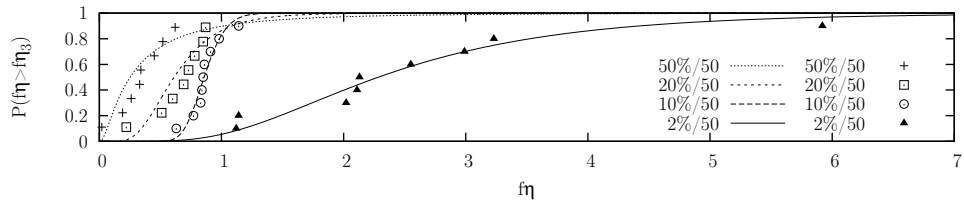
(a) Planta quinta



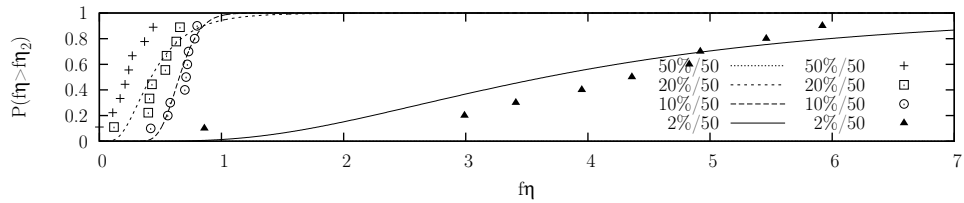
(b) Planta cuarta



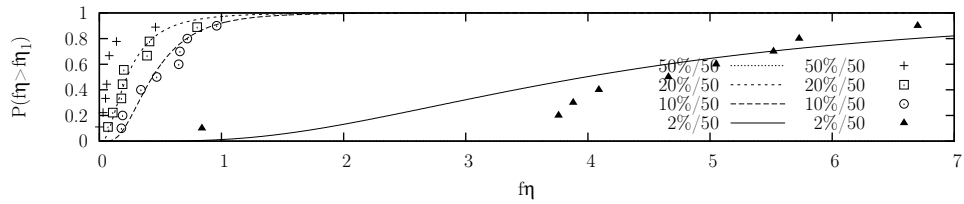
(c) Planta tercera



(d) Planta segunda



(e) Planta primera



(f) Planta baja

Figura 6.11: FDA de daño en el pórtico f_η

6 Evaluación basada en prestaciones

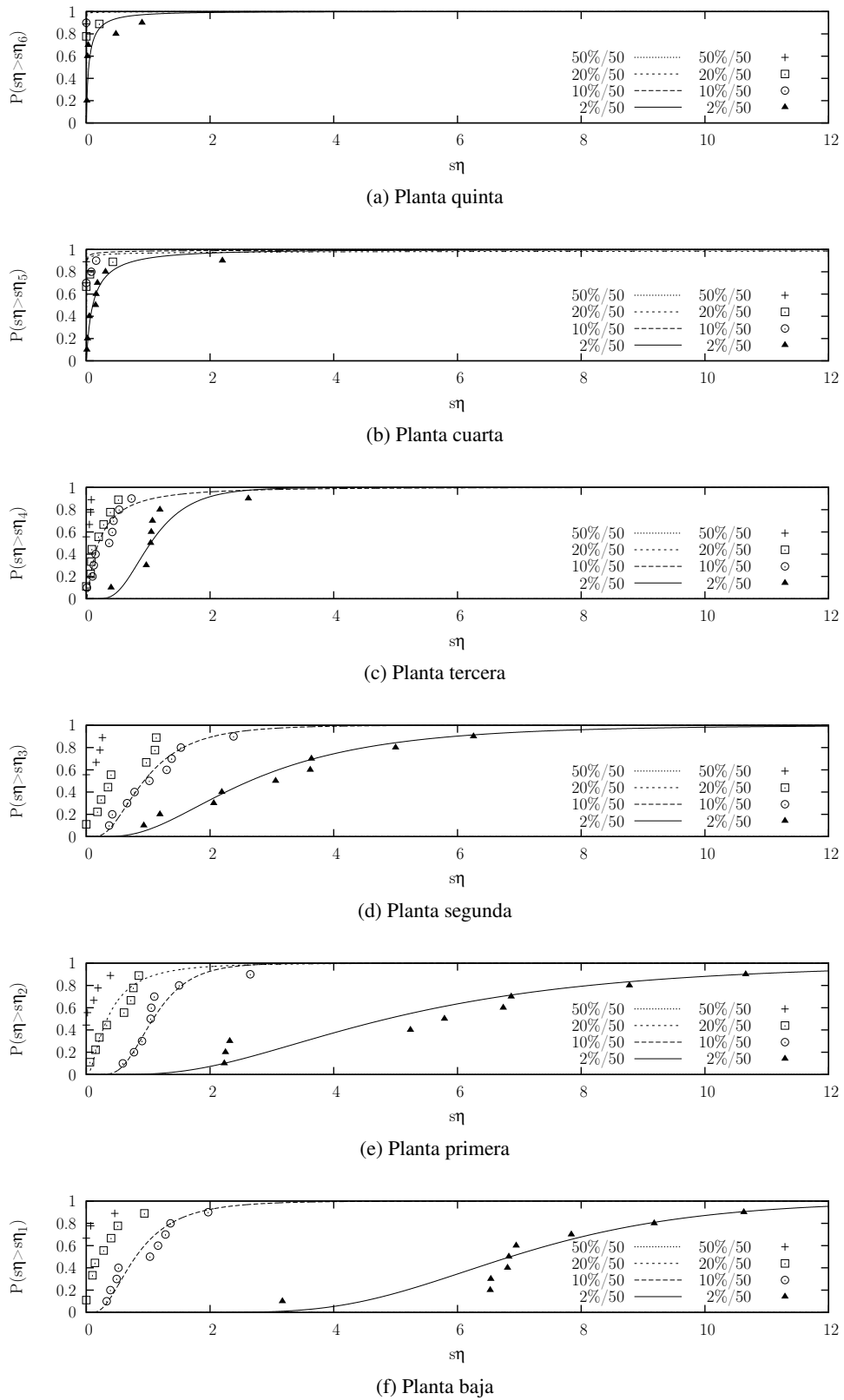


Figura 6.12: FDA de daño en los disipadores s_η

6.2.4. Evaluación de las prestaciones

En este apartado se evalúan las prestaciones del prototipo en relación a los objetivos de proyecto definidos en la tabla 6.17 y las predicciones planteadas en el capítulo 4, que se resumen en la tabla siguiente:

Nivel	Probabilidad excedencia	Máxima deformación u	Máximo daño en pórtico	Predicción ${}_s\eta_i$
PS 1	50 % en 50 años	0.30 %	${}_f\eta_i = 0$	0.06
PS 2	20 % en 50 años	$0.80 {}_f\delta_{y,i}$	${}_f\eta_i = 0$	2.65
PS 3	10 % en 50 años	${}_f\delta_{y,i}$	${}_f\eta_i = 0$	5.06
PS 4	2 % en 50 años	$4 {}_f\delta_{y,i}$	${}_f\eta_i = 10$	22.32

Tabla 6.17: Prestaciones objetivo del diseño y predicción de ${}_s\eta_i$

6.2.4.1. Estado de daño del pórtico

El estado de daño del pórtico se evalúa por plantas mediante el índice de daño Di de Darwin y Nmai [27] para elementos de hormigón armado que ha sido calibrado en eventos sísmicos. El índice de daño en cada planta i , Di_i , queda definido en función de la energía total disipada por el pórtico en cada planta ${}_fW_{p,i}$, el cortante de fluencia del pórtico en cada planta ${}_fQ_{y,i}$ y el desplazamiento de fluencia del pórtico en cada planta ${}_f\delta_{y,i}$.

$$Di_i = \frac{{}_fW_{p,i}}{{}_fQ_{y,i} \cdot {}_f\delta_{y,i}} \quad (6.5)$$

Los valores de Di_i se obtienen a partir de ${}_f\eta_i$ dada la relación con los desplazamientos de fluencia de los elementos rígidos y flexibles ${}_s\delta_{y,i}$ y ${}_f\delta_{y,i}$.

$$Di_i = \frac{{}_s\delta_{y,i}}{{}_f\delta_{y,i}} {}_f\eta_i \quad (6.6)$$

A tenor de esta relación, el valor de referencia en el caso de una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, ${}_f\eta_i = 10$ equivale aproximadamente a $Di_i = 3$.

En la fig. 6.13 se muestra la distribución de probabilidad acumulada del índice de daño Di para las probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10% y 2% en 50 años. Ésta se obtuvo ajustando una distribución lognormal a los resultados de los cálculos dinámicos directos, que se indican con símbolos distintos para cada planta. Con una línea vertical punteada se indica el valor del parámetro de respuesta empleado para el proyecto de los disipadores siguiendo la metodología presentada en el capítulo 4. Esta línea sólo se muestra en la figura 6.13(d) ya que en el resto de los casos el valor de referencia de Di es nulo. En los tres primeros conjuntos de sismos no es esperable la aparición de daños ya que Di no alcanza valores significativos. En el caso de una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, las tres plantas inferiores de los pórticos sufren daños, con valores de Di variando entre 0.50 y 2. En las tres plantas superiores del pórtico no se alcanzan valores significativos de Di , es decir, no sufren daños.

6 Evaluación basada en prestaciones

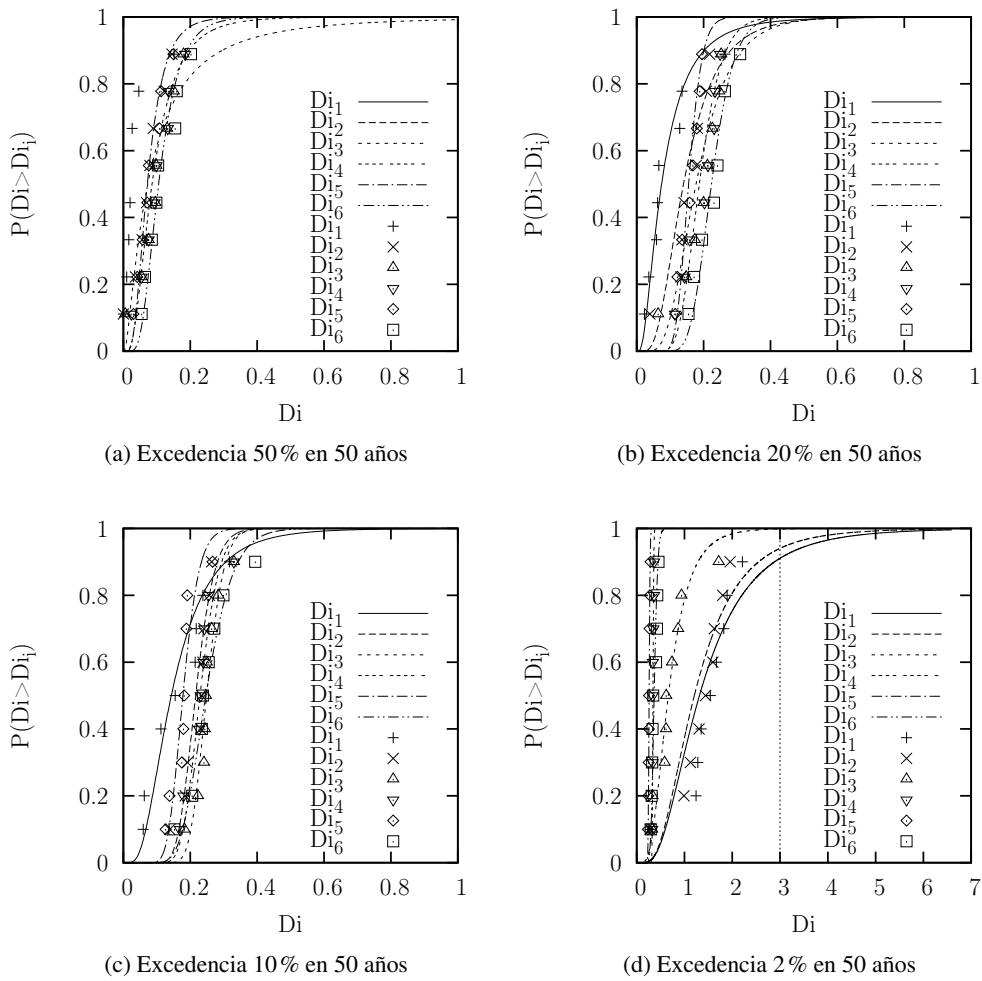


Figura 6.13: Evaluación del daño en el pórtico D_i

6.2.4.2. Deformación lateral

Los objetivos de máxima deformación lateral normalizada con la altura de planta u son el 0.30% de la altura de planta para la probabilidad de excedencia del 50% en 50 años y del 80%, 100% y 400% del desplazamiento horizontal de fluencia de planta del pórtico. Dadas las propiedades del pórtico obtenidas anteriormente, estos desplazamientos equivalen al 0.30, 0.60, 0.80 y 2.85% de la altura de planta para las probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10% y 2% respectivamente tal y como se resume en la tabla 6.17. Estos objetivos se indican con una línea vertical punteada en las figuras 6.14. De acuerdo con la distribución lognormal presentada en las figuras 6.14, las prestaciones observadas son aceptables. Para el conjunto de sismos muy frecuentes (probabilidad de excedencia del 50% en 50 años), la deformación lateral superó la deformación objetivo pero sin llegar a producirse daño en el pórtico. En el caso de los sismos frecuentes (20% en 50 años) y raros (10% en 50 años), la predicción del método se ajusta a la media de los valores obtenidos en la evaluación. Por su parte, en el caso de una excedencia del 2% en 50 años el método estima un límite superior de la deformación

lateral de la estructura para más de un 90% de los casos observados.

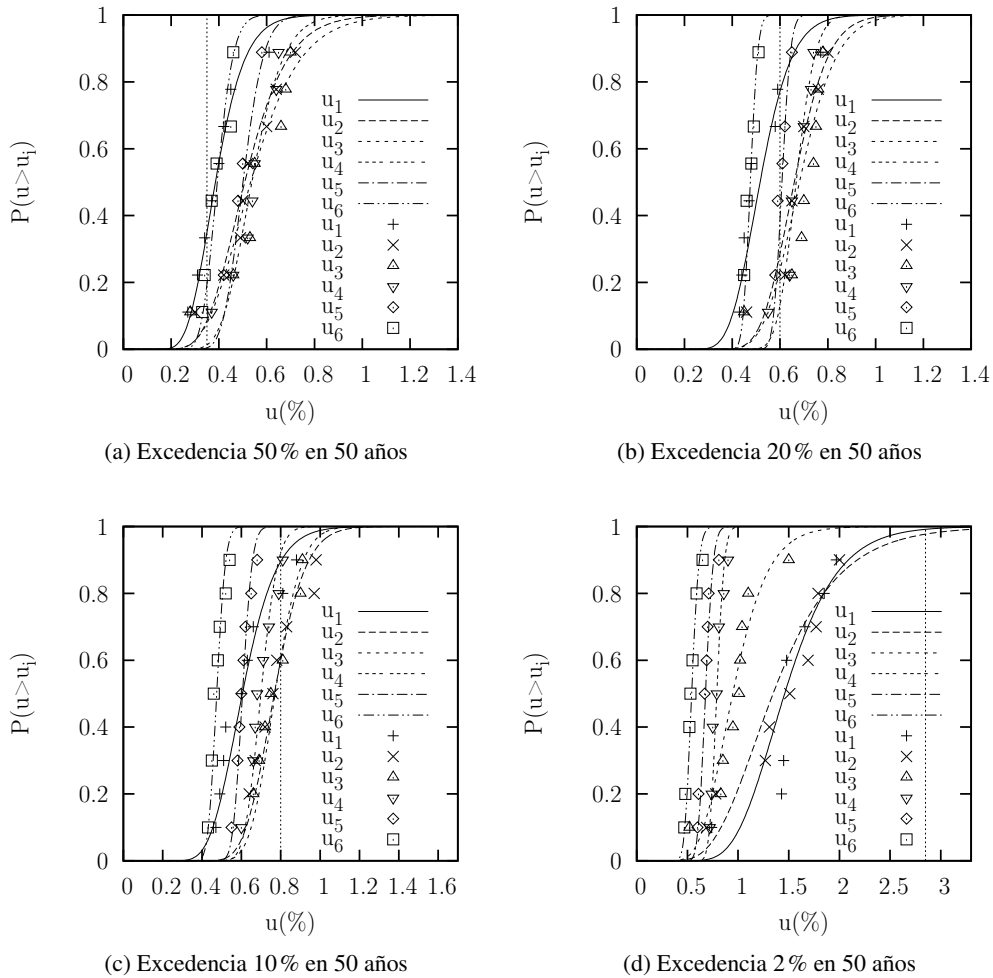


Figura 6.14: Evaluación de desplazamientos u_i

6.2.4.3. Estado de daño de disipadores

En la fig. 6.15 se muestra la distribución de probabilidad acumulada de la energía de deformación inelástica disipada η para las probabilidades de excedencia del 50%, 20%, 10% y 2% en 50 años. Con distintos símbolos se muestran las respuestas de cada una de las plantas en cada uno de los análisis dinámicos realizados. Se observa en estas figuras que las estimaciones de la ecuaciones del apartado 4.6.3 proporcionan una predicción conservadora del daño en los disipadores.

6 Evaluación basada en prestaciones

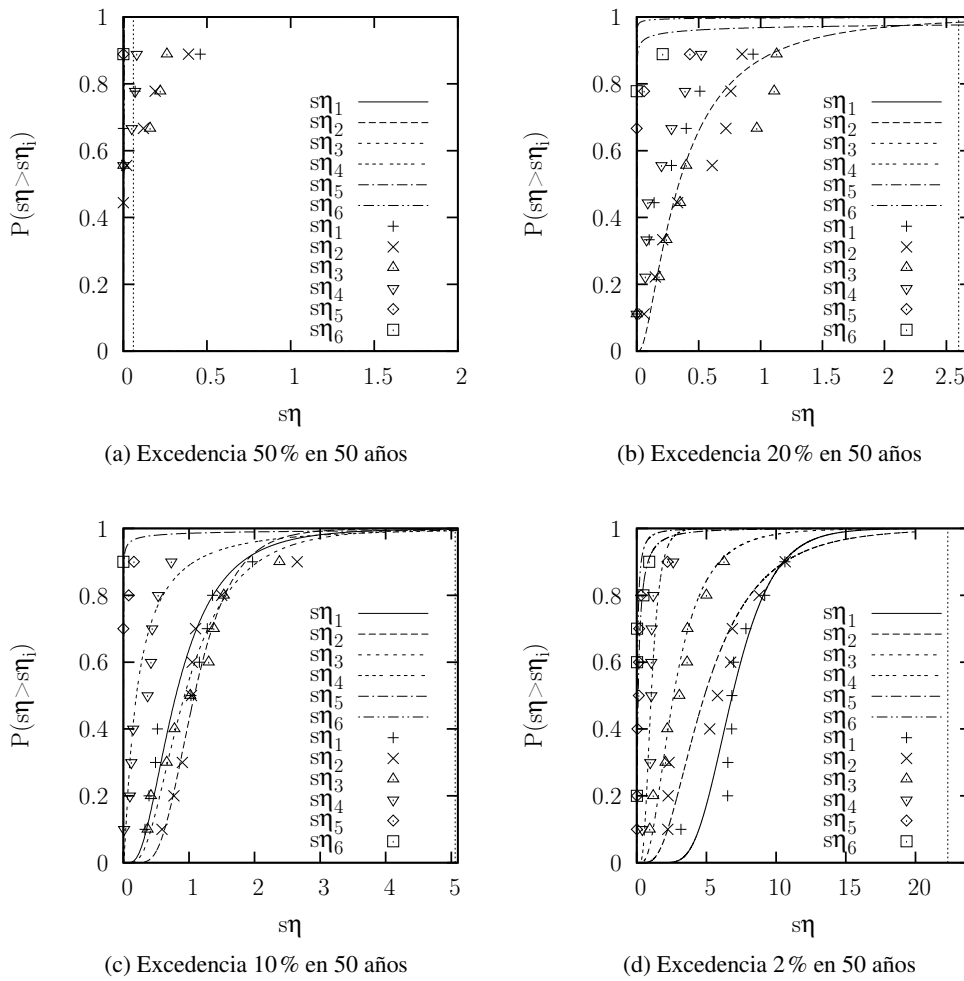


Figura 6.15: Evaluación del daño de los disipadores $s\eta_i$

6.2.4.4. Aceleración absoluta de respuesta en cada planta

La figura 6.16 muestra la probabilidad de excedencia de las aceleraciones de respuesta en todos los casos. Con distintos símbolos se muestran las respuestas de cada una de las plantas en cada uno de los análisis dinámicos realizados. Con una probabilidad superior al 95% no se excederían las aceleraciones máximas de respuesta de 0.8g, 1.2g, 1.3g y 1.7g respectivamente para las probabilidades de excedencia del 50%, 20%, 10% y 2% en 50 años.

6 Evaluación basada en prestaciones

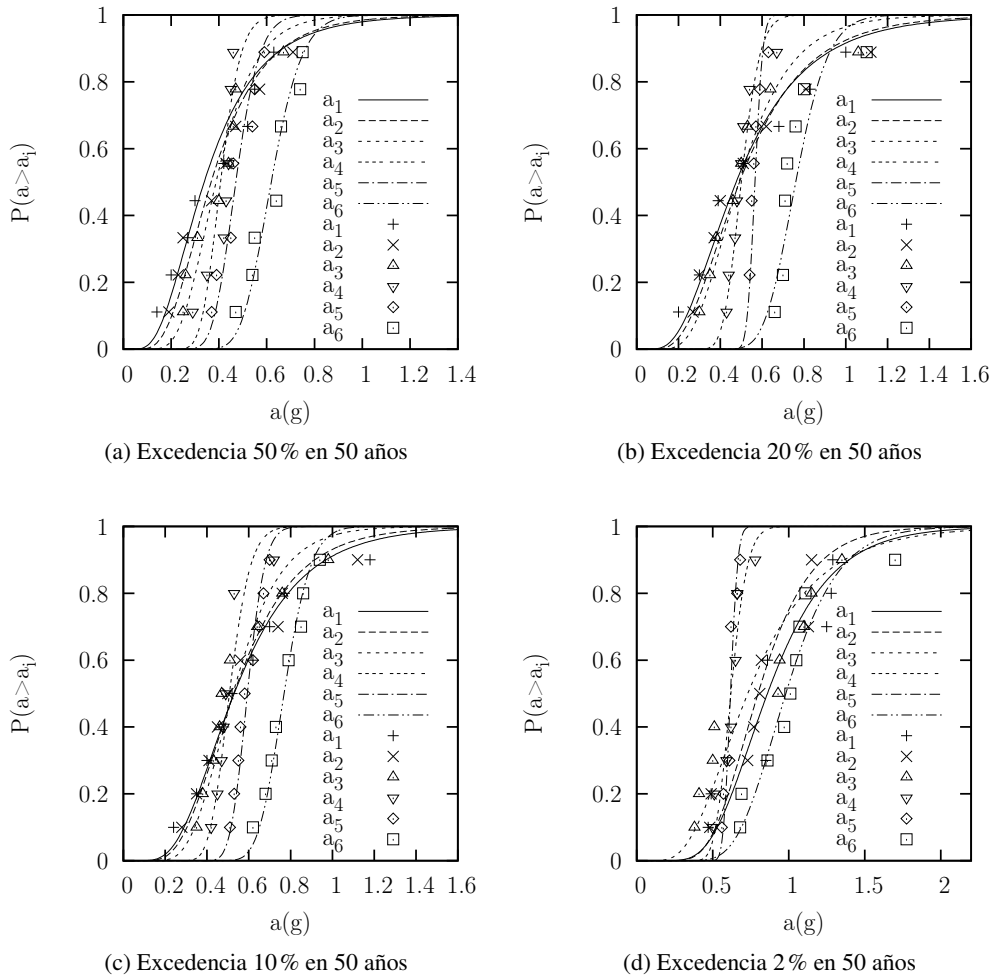


Figura 6.16: Evaluación de la aceleración de respuesta a_i

6.2.4.5. Resumen

Los parámetros de respuesta obtenidos a través de cálculos dinámicos (en negrita en la tabla 6.9) se comparan con referencias de la literatura [27, 34, 38, 81] con el objeto de evaluar las prestaciones del edificio de estudio en el marco del proyecto sismorresistente basado en prestaciones.

Los valores de la deriva entre plantas normalizados respecto a la altura de planta u_i obtenidos en cada uno de los niveles de peligrosidad se ajustan a los valores típicos de deformación de estructuras porticadas propuestos por Elnashai y Di Sarno [34]. Por su parte el daño en el pórtico, estimado con el índice de daño Di de Darwin y Nmai [27] alcanza valores poco significativos en los niveles de peligrosidad $PS1$, $PS2$ y $PS3$. En el nivel de peligrosidad $PS4$ se alcanzan valores superiores de Di_i que implican la plastificación de elementos estructurales del pórtico. El daño en los disipadores se evalúa en términos del ratio η_i , si bien su salud estructural requiere un juicio técnico ya que ésta depende la capacidad límite última de disipación de energía como se discutió en el capítulo 3.

En términos globales, no se esperan daños en los elementos estructurales en los niveles de peli-

6 Evaluación basada en prestaciones

grosidad *PS1* y *PS2* y éstos son moderados en el nivel de peligrosidad correspondiente a una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. Finalmente, en el nivel de peligrosidad *PS4*, pueden producirse daños estructurales que requieran reparaciones. En consecuencia, la estructura permanece totalmente funcional en los niveles de peligrosidad *PS1* y *PS2*. Por su parte en el nivel de peligrosidad *PS3* la estructura queda operativa y en el nivel de peligrosidad correspondiente a sismos muy raros (probabilidad de excedencia del 2% en 50 años) se cumple el objetivo de seguridad.

Los resultados de esta evaluación del prototipo indican que se cumplen las prestaciones prescritas en proyecto en el capítulo 5 y comprueban la metodología propuesta en el capítulo 4.

		Nivel de peligrosidad			
		<i>PS1</i>	<i>PS2</i>	<i>PS3</i>	<i>PS4</i>
Peligrosidad	Prob. Exc.	50% en 50 años	20% en 50 años	10% en 50 años	2% en 50 años
	T_R	72	225	474	2475
Deformación	Deriva (%)	$u_i < 0,75\%$	$u_i < 0,75\%$	$u_i < 1,2\%$	$u_i < 2,5\%$
	Ref (%)	$0,5 < u_i < 1,5\%$	$0,5 < u_i < 1,5\%$	$0,5 < u_i < 1,5\%$	$1,5 < u_i < 3,0\%$
Daño en el pórtico		$D_i < 0,20$	$D_i < 0,30$	$D_i < 0,40$	$D_i < 3$
Tipo de daño		Fisuración	Fisuración	Fisuración	Plastificación
Daño en disipadores		${}_s\eta_i < 0,5$	${}_s\eta_i < 1,5$	${}_s\eta_i < 3$	${}_s\eta_i < 15$
Estado		Sanos	Sanos	Evaluación	Dañados
Evaluación de daños		No estructural	No estructural	Moderados	Severos
Prestaciones		Totalmente funcional	Totalmente funcional	Operativo	Seguridad

Tabla 6.18: Evaluación de prestaciones del prototipo

7 Comprobación experimental

Con el objeto de comprobar experimentalmente las propuestas de esta tesis, se realizó una serie de simulaciones sísmicas sobre una subestructura correspondiente a una estructura porticada equipada con disipadores WPD. El prototipo de ensayo es un edificio de tres plantas con estructura porticada de hormigón armado, forjados nervados y disipadores de energía. Al igual que en apartados anteriores, el pórtico fue dimensionado estrictamente a carga gravitatoria, sin consideraciones de proyecto por capacidad o de jerarquía de resistencias (es decir, no se impuso la formación de mecanismos plásticos de tipo viga débil–columna fuerte bajo cargas laterales). Las cargas gravitatorias consideradas fueron el peso propio de $3,22\text{kN/m}^2$ en las plantas y $2,95\text{kN/m}^2$ en cubierta y sobrecargas de uso de 2kN/m^2 en las plantas y 1kN/m^2 según las prescripciones del Código Técnico de la Edificación [65]. Las columnas de hormigón armado tienen dimensiones de $30\cdot30\text{ cm}$, las vigas de carga (en los pórticos X1 a X4) son de $30\cdot25\text{ cm}$ y las vigas paralelas a la dirección de carga del forjado de $25\cdot25\text{ cm}$. En las fig. 7.1 y 7.2 se muestra la geometría del edificio y armado de los pórticos de carga.

El dimensionado de los disipadores fue realizado siguiendo el procedimiento propuesto por Bena-vent [17] de modo que en el caso de un sismo raro (correspondiente a una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años como se discutió en el capítulo 5) el desplazamiento lateral de la estructura fuese inferior al desplazamiento de fluencia del pórtico.

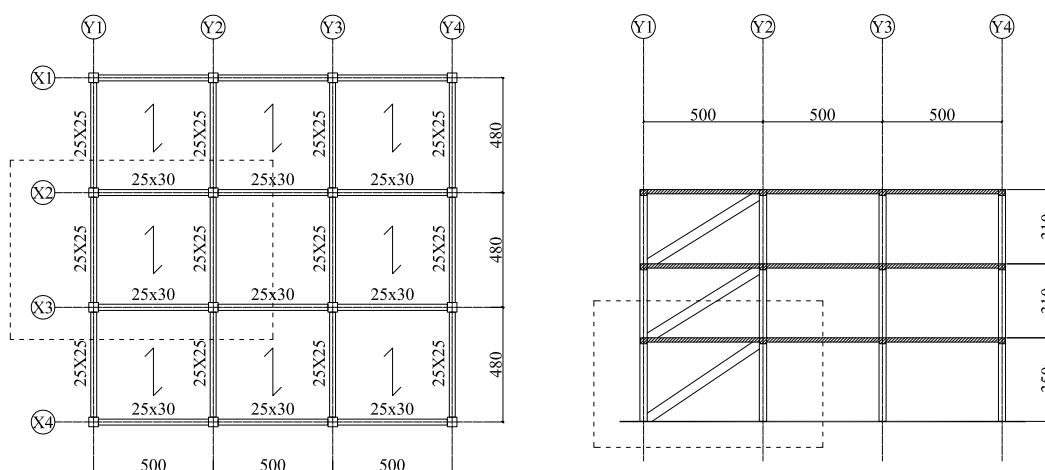
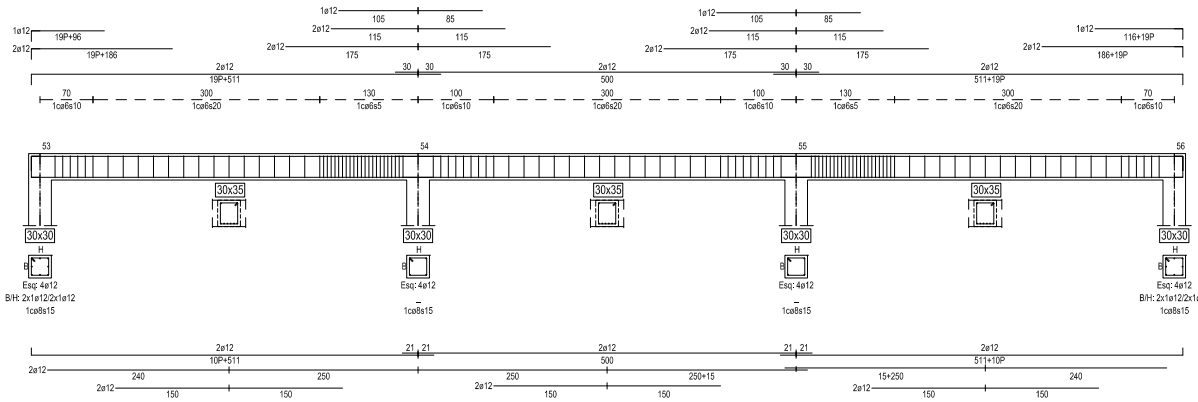


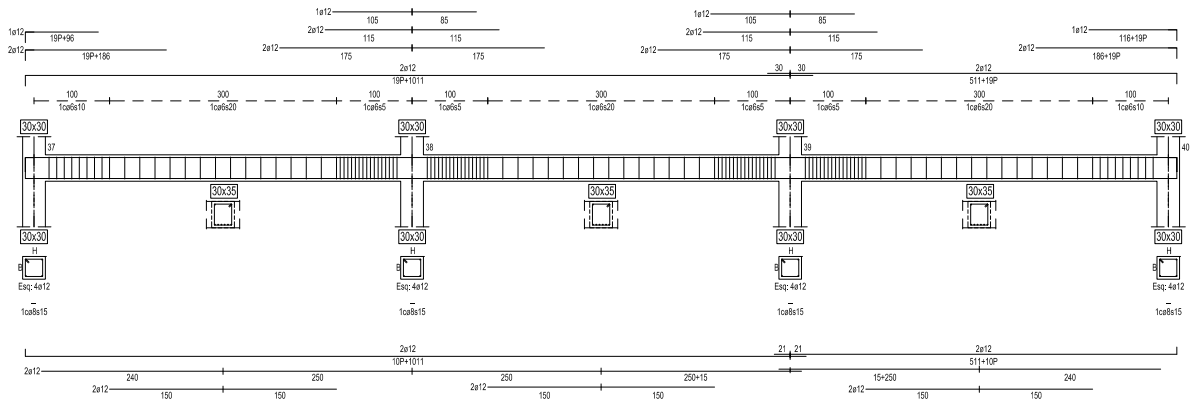
Figura 7.1: Prototipo de estructura

7 Comprobación experimental

PORTICCO: PK2
COTA: 570



PORTICCO: PK2
COTA: 660



PORTICCO: PK2
COTA: 350

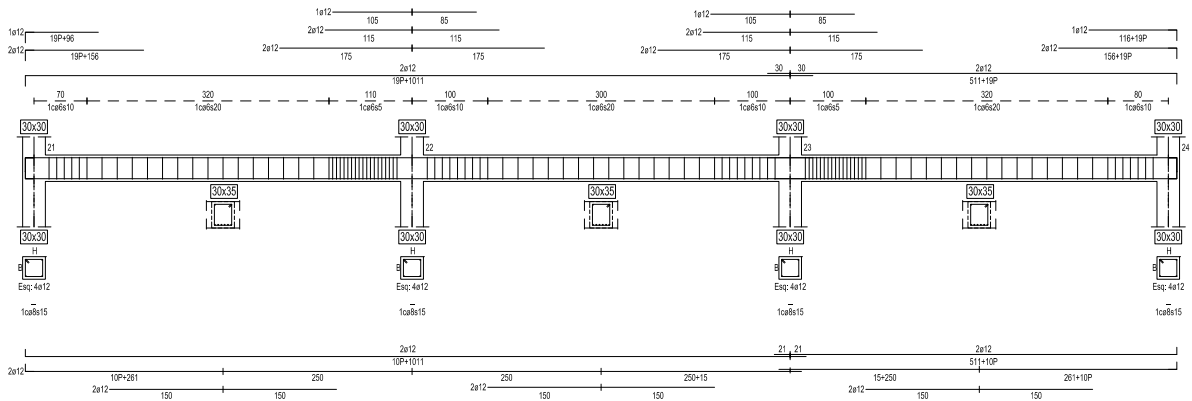


Figura 7.2: Armado de los pórticos X2 y X3

7.1. Descripción del espécimen

El espécimen de ensayo es una subestructura a escala $2/5$ extraída del edificio de tres plantas de la figura 7.1 (parte punteada). Para simular las conexiones con el resto de la estructura se emplean articulaciones a la mitad de la altura de la columna y en el centro de las vigas, en correspondencia con los puntos de inflexión de la ley de momento flector bajo carga lateral. Las cargas gravitatorias se simulan con chapas de acero añadidas. Los factores de escala se mantuvieron unitarios para el módulo de elasticidad y la aceleración mientras que el resto de factores de escala necesarios para satisfacer los requisitos de similitud para cargas dinámicas [44] se muestran en la tabla 7.1. La estructura principal se compone de cuatro pilares y cuatro vigas. Los pilares tienen sección $120 \cdot 120 \text{mm}^2$ y están armados longitudinalmente con $4\phi 6$ y transversalmente como se detalla en la fig. 7.3. El armado de las vigas del pórtico, con sección de 120mm por 100mm de canto y las vigas perpendiculares al pórtico, de sección $100 \cdot 100 \text{mm}^2$ se detalla en las figs. 7.5 y 7.4. En las vigas del pórtico se han dispuesto refuerzos de cortante en los nudos donde se conecta la estructura auxiliar de los disipadores para evitar el fallo local de la estructura. La masa total estimada asociada a cada grado de libertad es de $5,97 \cdot 10^{-2} \text{kNs}^2/\text{cm}$ para la planta superior y $6,48 \cdot 10^{-2} \text{kNs}^2/\text{cm}$ para la planta baja. El forjado nervado del espécimen tiene un espesor nominal de 72mm , con nervios de $72 \cdot 28 \text{mm}^2$ espaciados cada 320mm . Cada uno de estos nervios está armado con $2\phi 6$ con armadura de cortante cada 40mm . La capa de compresión del forjado es de 25mm y está ligeramente armada con $\phi 6$ cada 480mm . Los disipadores se instalan en diagonales con perfiles auxiliares UPN140 reforzados con chapas laterales como se muestra en la fig. 7.8. Se instalaron 10 y 8 segmentos de IPE140 como los descritos en el capítulo 3 en las planta baja y primera respectivamente.

Cantidad física	Ley de escala	Unidades	Factor de escala
Longitud	λ_L	L	$2/5$
Módulo de Young	λ_E	FL^{-2}	1
Aceleración	λ_a	LT^{-2}	1
Tensión	$\lambda_\sigma = \lambda_E$	FL^{-2}	1
Fuerza	$\lambda_F = \lambda_L^2 \lambda_\sigma$	F	0.16
Superficie	$\lambda_S = \lambda_L^2$	L^2	0.16
Volumen	$\lambda_V = \lambda_L^3$	L^3	0.064
Momento	$\lambda_M = \lambda_F \lambda_L$	FL	0.064
Energía	$\lambda_E = \lambda_F \lambda_L$	FL	0.064
Tiempo	$\lambda_T = \lambda_L^{-2} / \lambda_a$	T	0.63
Deformación	λ_ϵ	L/L	1

Tabla 7.1: Factores de escala aplicados al espécimen de ensayo

7 Comprobación experimental

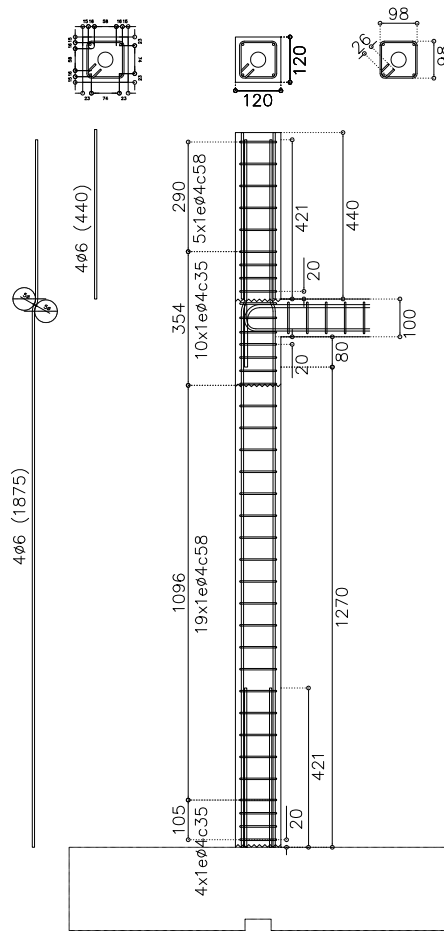


Figura 7.3: Armado de pilares

7 Comprobación experimental

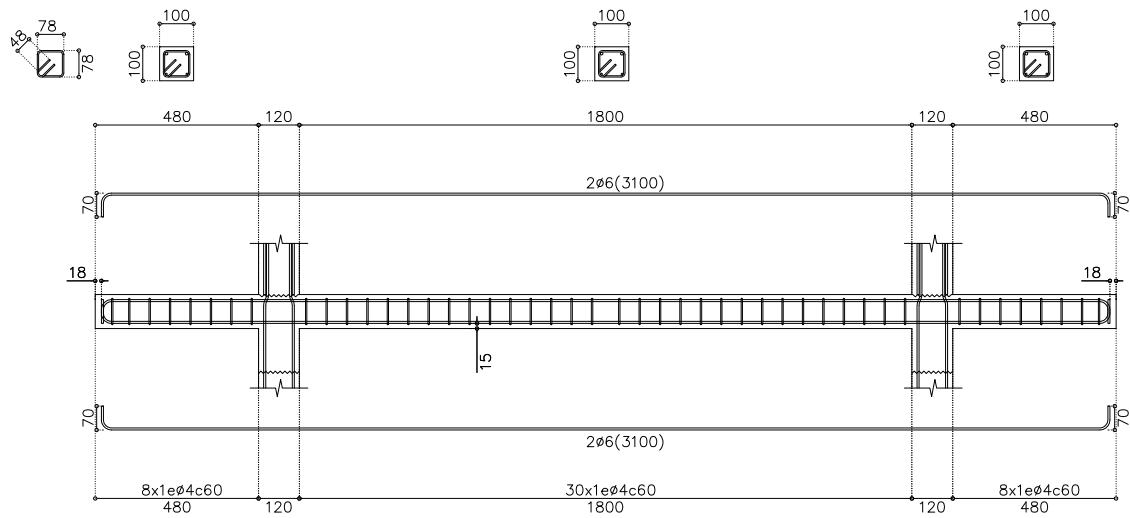


Figura 7.4: Armado de vigas perpendiculares al pórtico

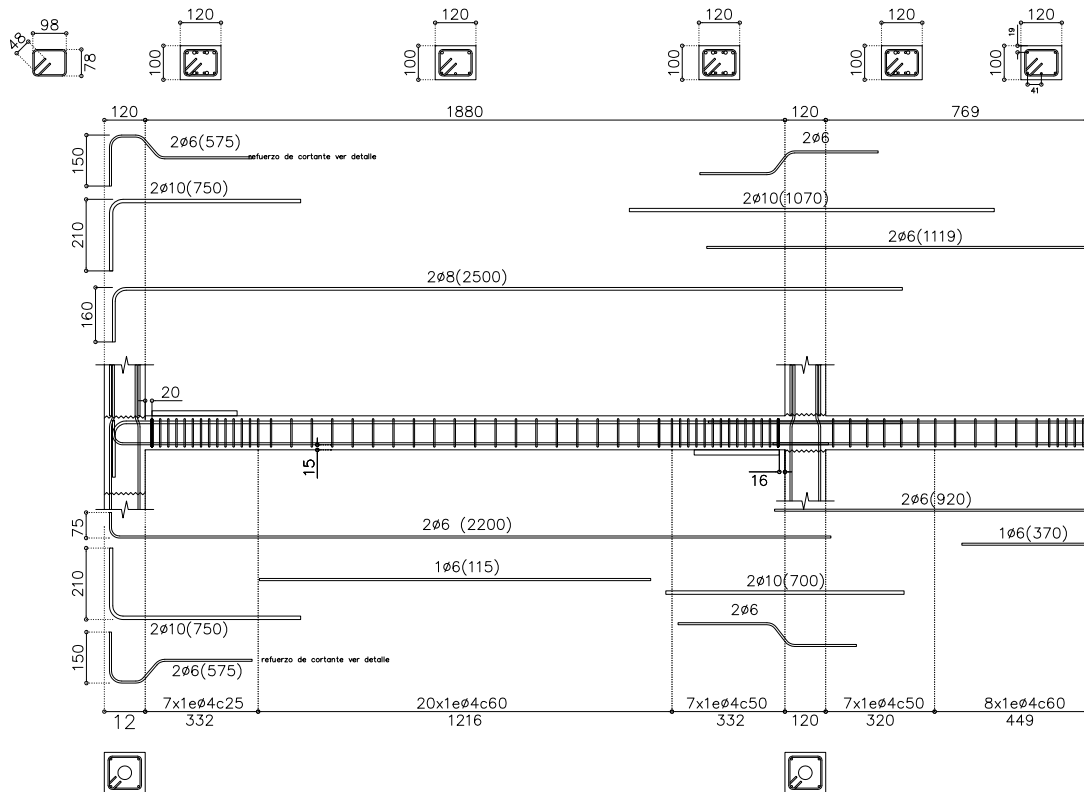


Figura 7.5: Armado de vigas del pórtico

7 Comprobación experimental

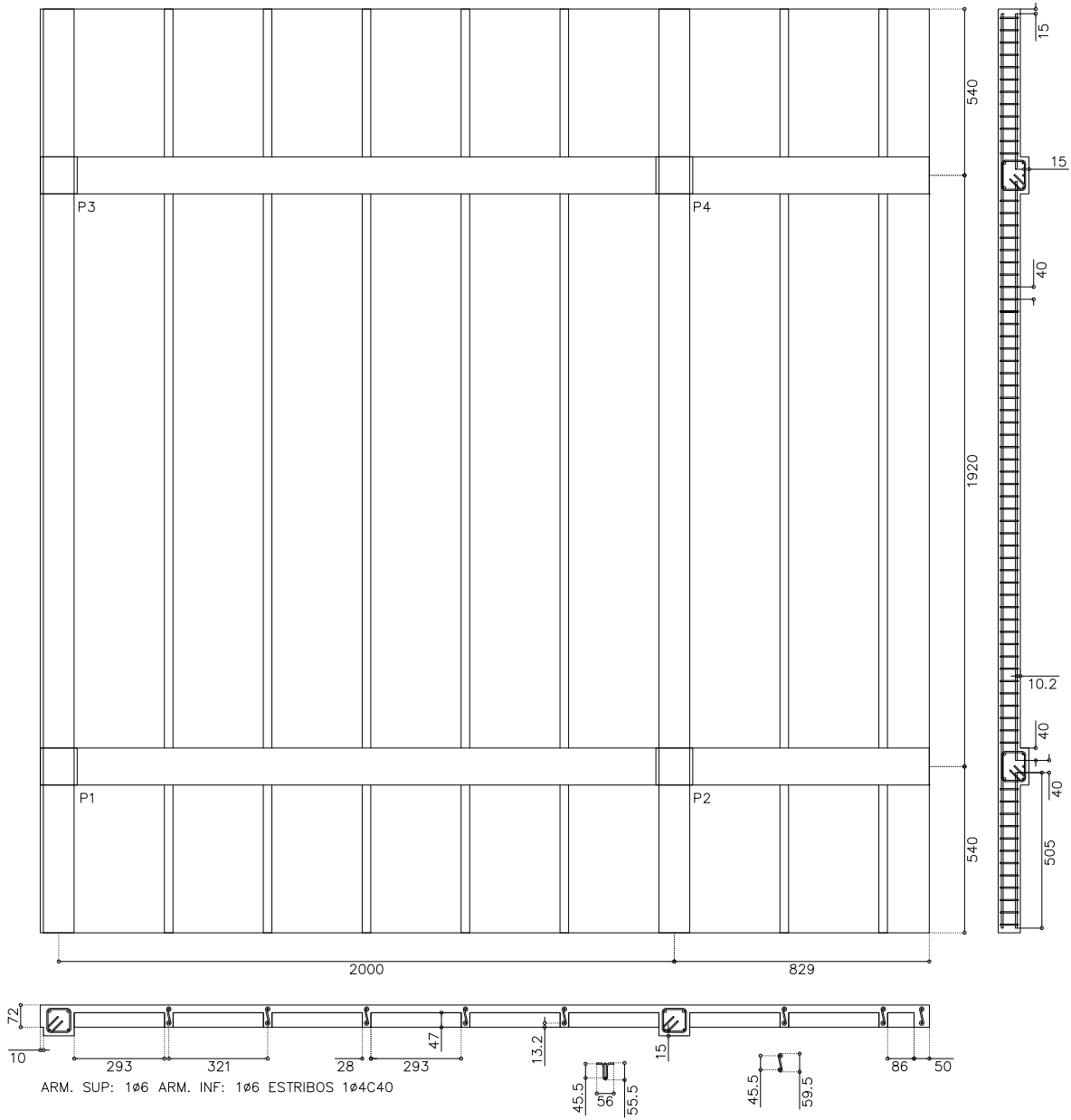


Figura 7.6: Armado inferior forjado

7 Comprobación experimental

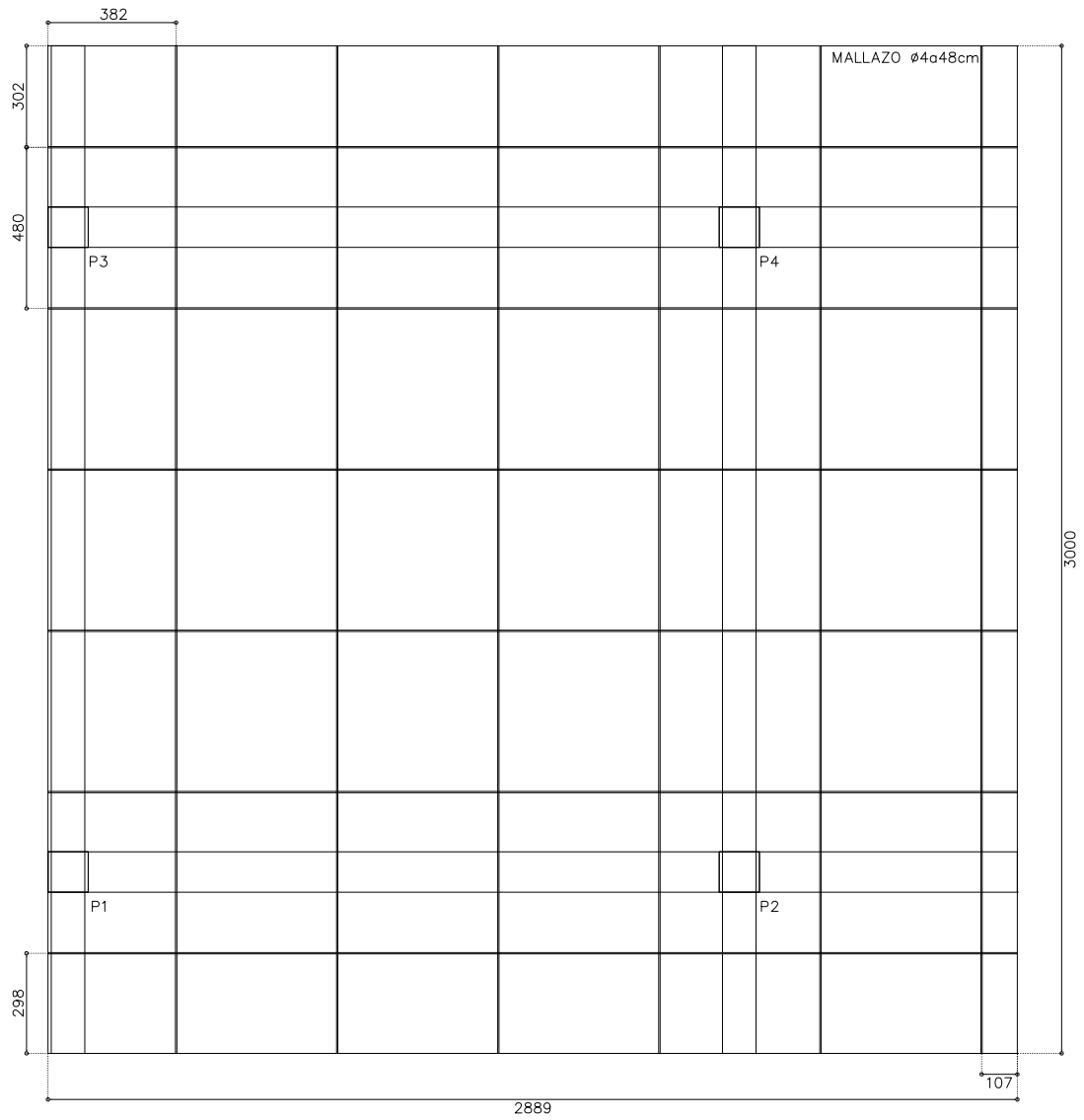


Figura 7.7: Armado superior forjado

7 Comprobación experimental

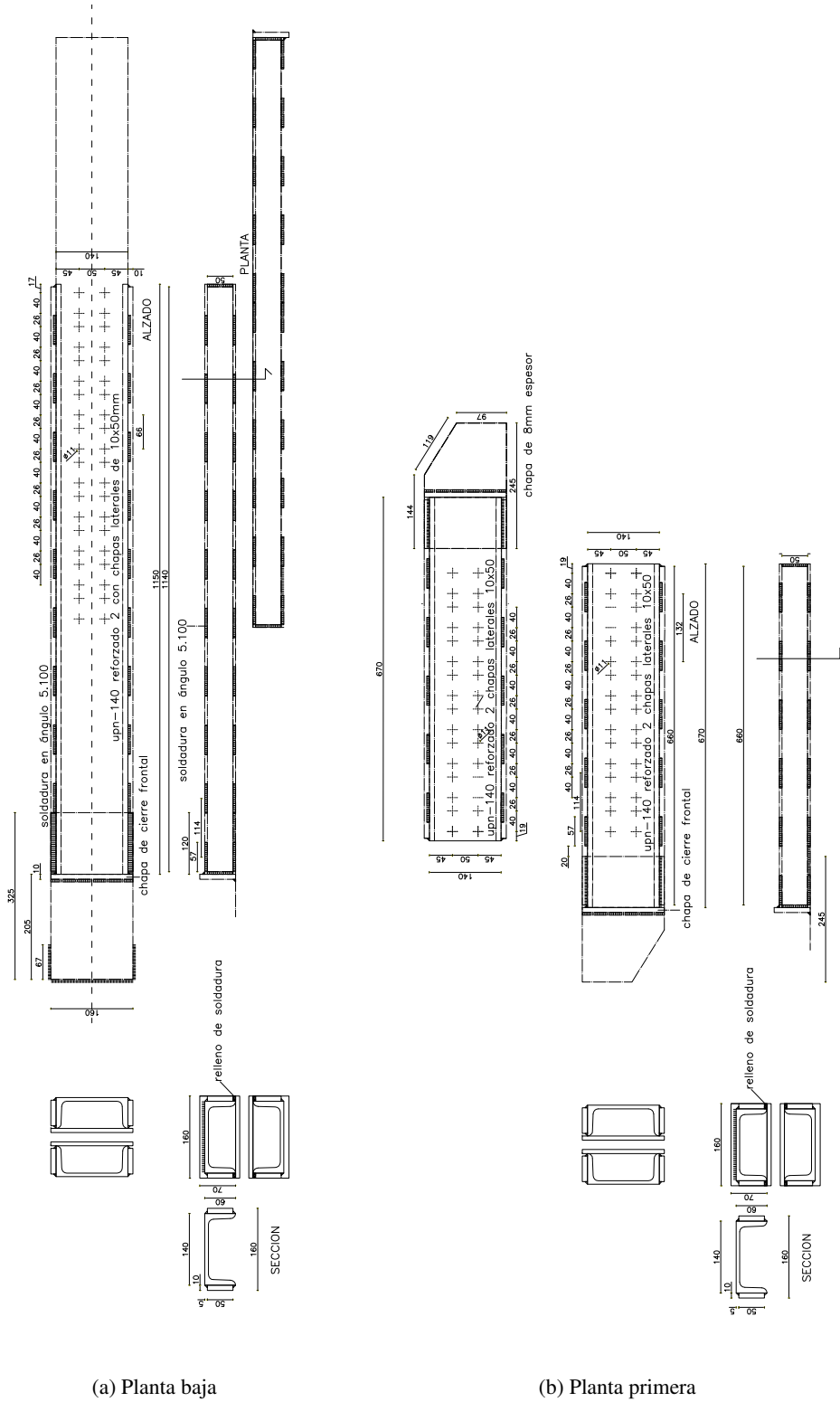


Figura 7.8: Detalles montaje disipadores

7 Comprobación experimental

7.1.1. Materiales

Se realizaron ensayos de los materiales empleados en la construcción del espécimen, cuyas tensiones de fluencia σ se resumen en la tabla 7.2.

Material	σ (MPa)
Hormigón pilares día 28	-34.9
Hormigón forjado día 28	-34.7
Hormigón pilares día del ensayo	-40.9
Hormigón forjado día del ensayo	-39.2
Armadura longitudinal	551.1
Estribos	636.2

Tabla 7.2: Propiedades de los materiales del espécimen

7.2. Configuración del experimento

Las simulaciones sísmicas se realizaron en las premisas del Laboratorio de Dinámica de Estructuras del Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica de la Universidad de Granada.

7.2.1. Montaje

El espécimen sin disipadores se ancló a la mesa vibrante unidireccional MTS de 3.3m² con varillas roscadas. A continuación se colocó la sobrecarga de chapas de acero y se soldaron los disipadores al pórtico. El montaje se muestra en las figuras 7.9 a 7.11.

7.2.2. Instrumentación

La adquisición de datos se realizó con un sistema HBM MGCPlus. Se instrumentaron los armados longitudinales en los extremos de vigas y columnas con galgas extensométricas. Igualmente las barras auxiliares de los disipadores se instrumentaron con extensometría. El movimiento de los forjados y sobrecargas se midió con la ayuda de acelerómetros sísmicos y piezoeléctricos y transductores de desplazamiento en marcos auxiliares. La frecuencia de escaneo en todos los ensayos fue de 200Hz. La aceleración, velocidad y desplazamiento de la mesa sísmica es registrado por su propio sistema de control y transmitido al sistema de adquisición.

7 Comprobación experimental

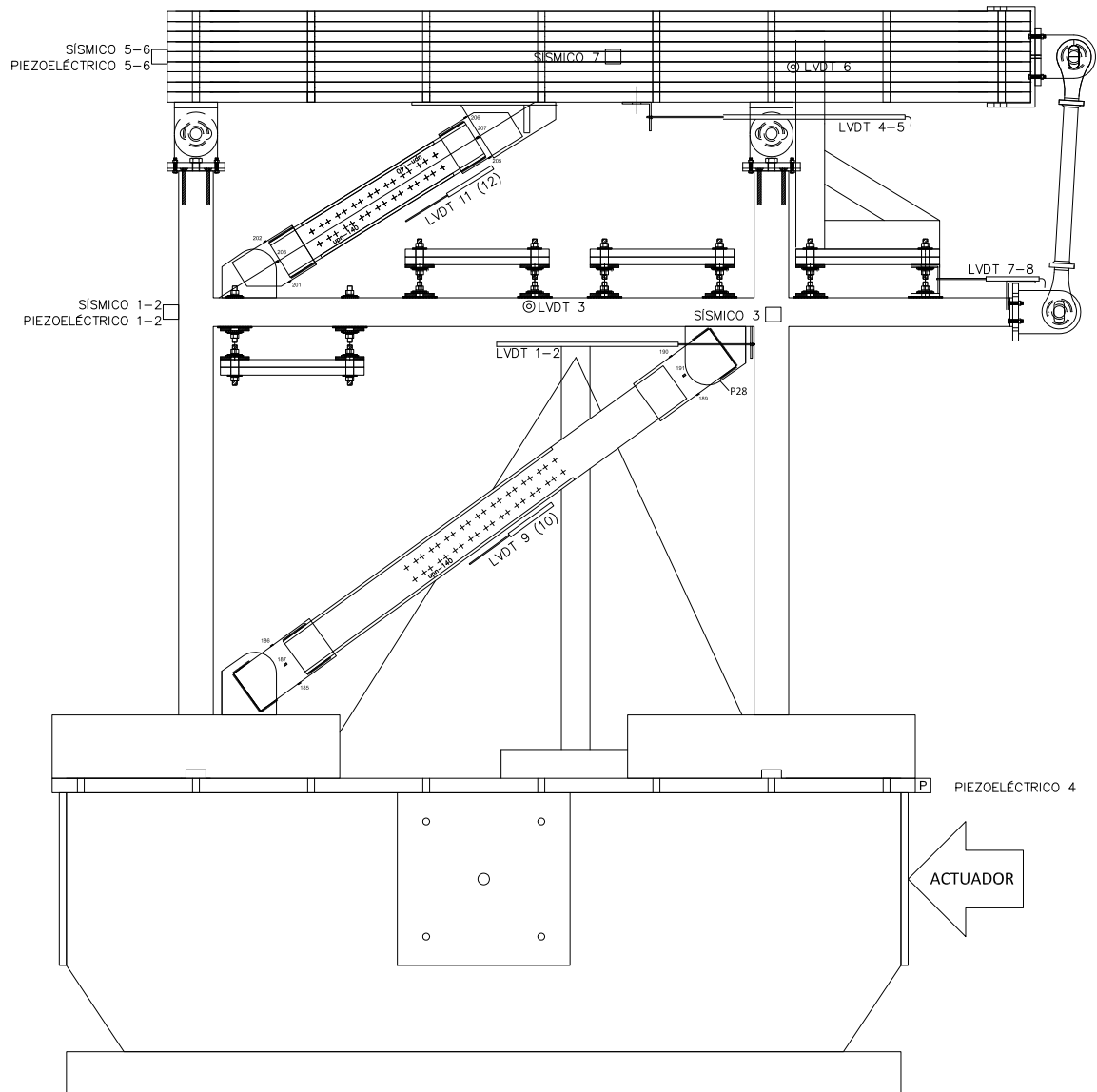


Figura 7.9: Configuración del experimento: vista frontal

7 Comprobación experimental

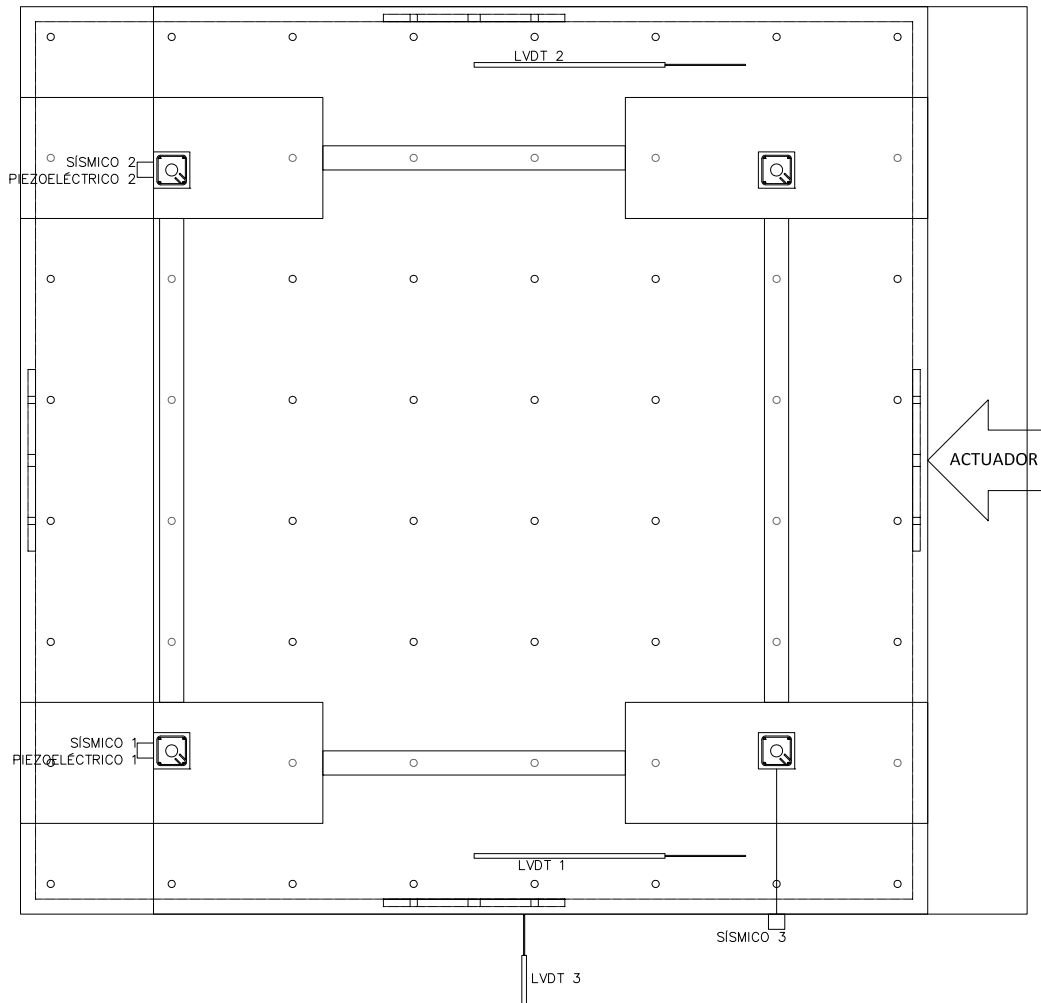


Figura 7.10: Configuración del experimento: planta

7 Comprobación experimental

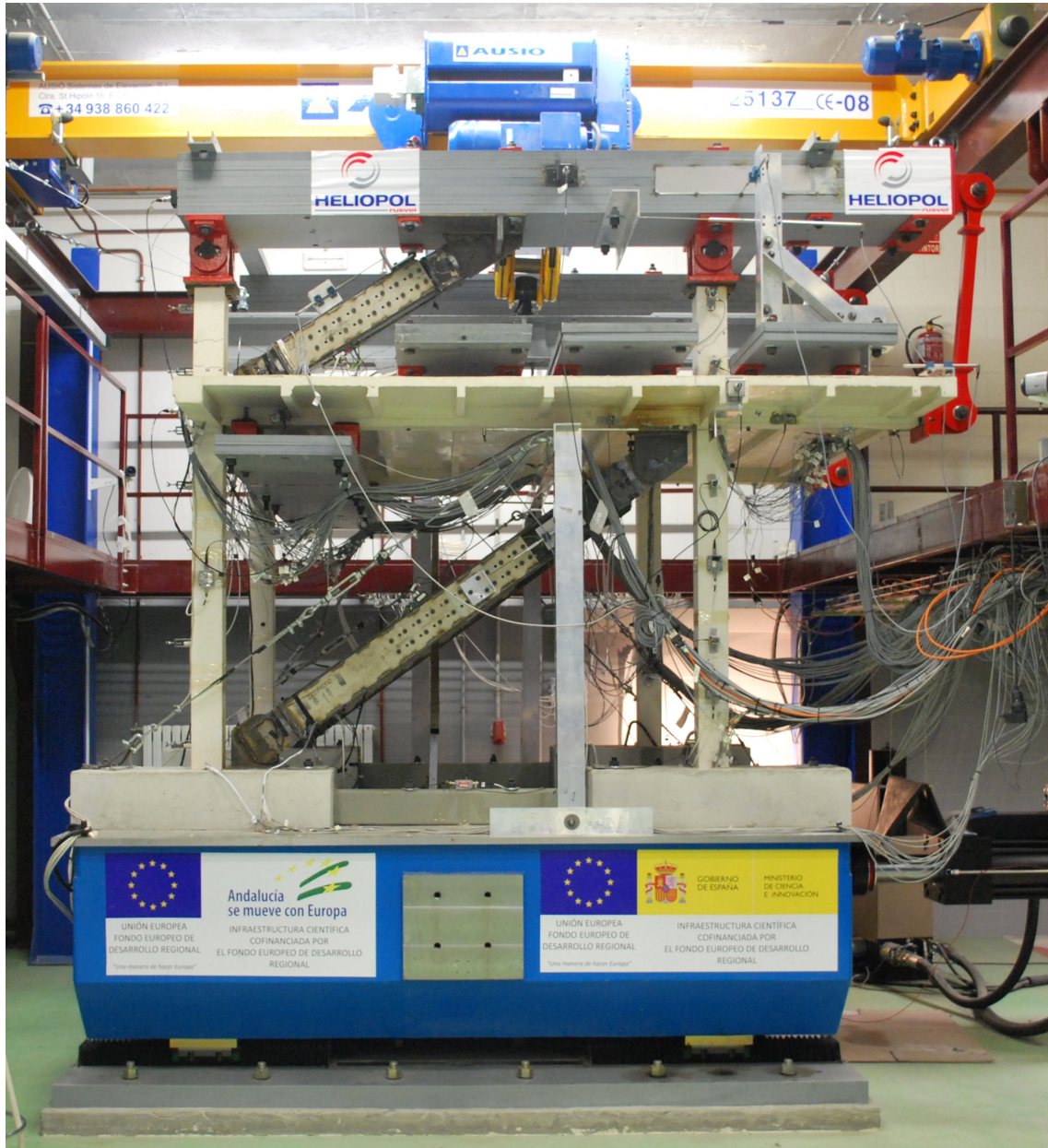


Figura 7.11: Configuración del experimento

7.2.3. Simulaciones sísmicas realizadas

Tras identificar las propiedades dinámicas del espécimen con ruido blanco con una amplitud RMS de 0.03g, se realizaron 5 simulaciones sísmicas con el espécimen en los que escaló la amplitud de la componente NS del terremoto de Campano Lucano (1980), medido desde la estación de Calitri,

7 Comprobación experimental

corregida con el factor de escala de tiempo de la tabla 7.1. En la tabla 7.3 se muestran los valores máximos de la aceleración aplicada a la mesa sísmica (PGA) y el período de retorno aproximado asociado a ésta siguiendo las indicaciones de la NCSP-07 [29]. En adelante nos referiremos a estas simulaciones sísmicas como c50, c100, c200, c300 y c350.

Simulación sísmica	PGA(g)	Período retorno (años)
c50	0.07	15
c100	0.14	75
c200	0.32	550
c300	0.57	2300
c350	0.74	4500

Tabla 7.3: Simulaciones sísmicas realizadas

Antes de cada simulación sísmica se realizaron ensayos de vibraciones libre para determinar el período fundamental y la fracción de amortiguamiento. Los valores obtenidos se muestran en la tabla 7.4.

En las figuras 7.12, 7.13, 7.14, 7.15 y 7.16 se muestran los espectros de ductilidad (μ) constante de aceleración S_{pa} , velocidad S_{pv} , e input de energía en términos de velocidad equivalente V_E (ver ecuación 4.8) e input de energía que contribuye al daño en términos de velocidad equivalente V_D (ver ecuación 4.9). Estos espectros han sido calculados con la aceleración medida en la mesa sísmica.

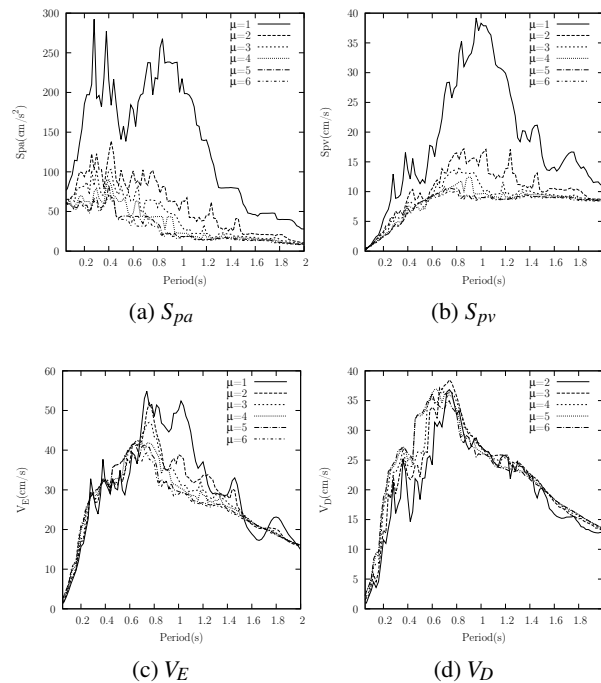


Figura 7.12: Calitri 50: Espectros de respuesta inelástica de ductilidad constante

7 Comprobación experimental

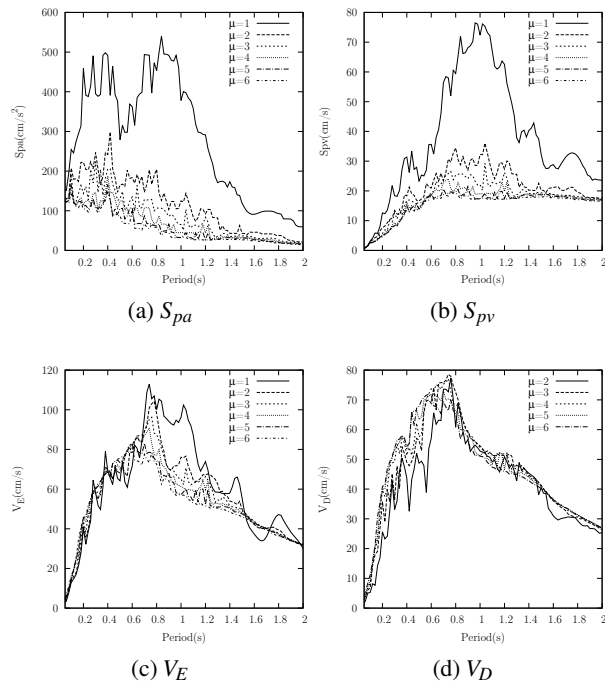


Figura 7.13: Calitri 100: Espectros de respuesta inelástica de ductilidad constante

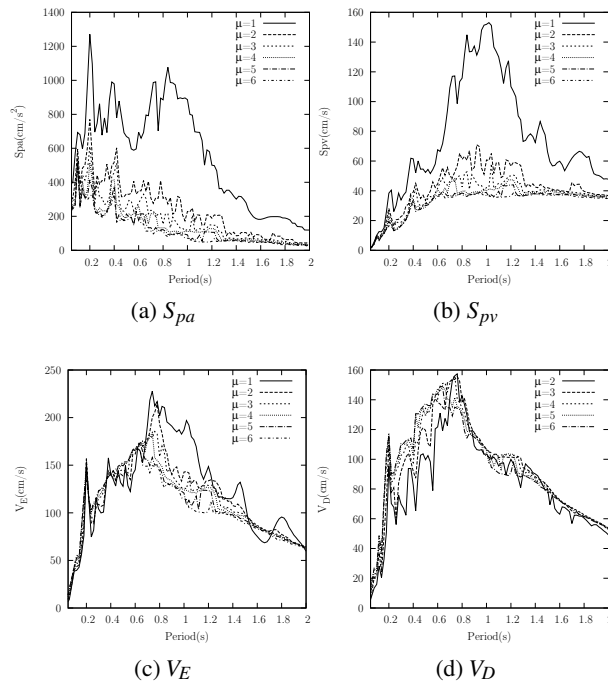


Figura 7.14: Calitri 200: Espectros de respuesta inelástica de ductilidad constante

7 Comprobación experimental

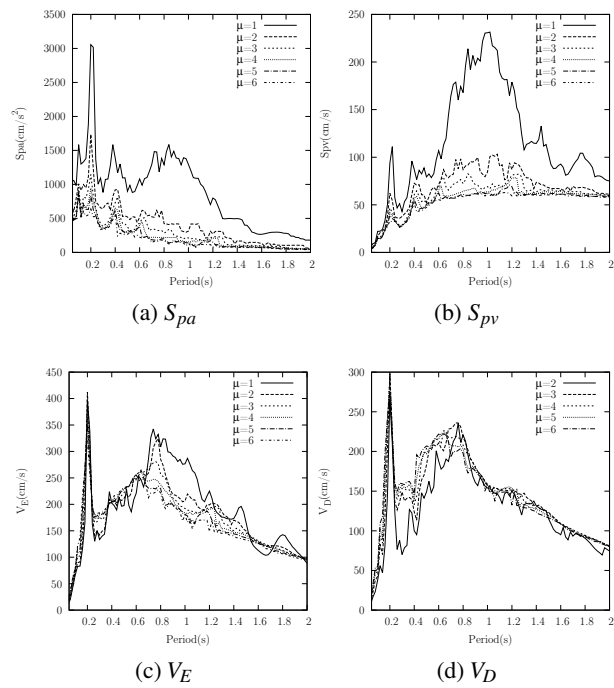


Figura 7.15: Calitri 300: Espectros de respuesta inelástica de ductilidad constante

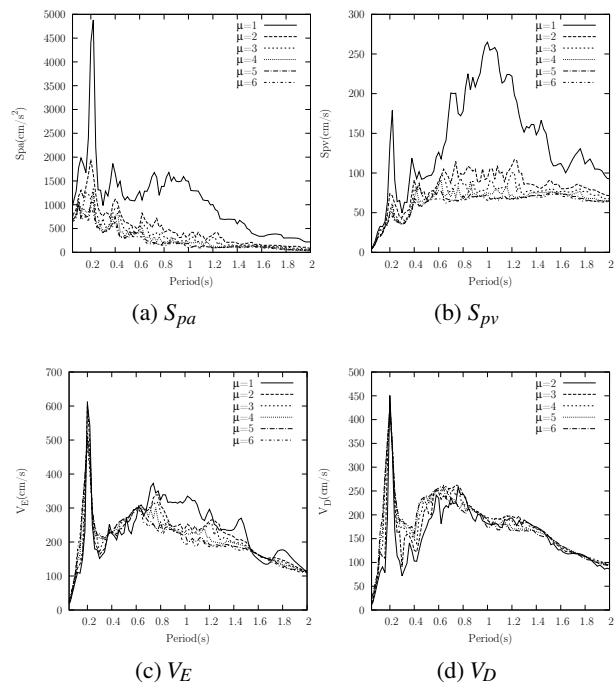


Figura 7.16: Calitri 350: Espectros de respuesta inelástica de ductilidad constante

7.3. Cuantificación y evaluación de la respuesta

En este apartado se exponen los parámetros de respuesta en cada simulación sísmica. Para el análisis de los resultados experimentales el espécimen de ensayo se modeliza como un sistema de dos grados de libertad de traslación con masas concentradas. En la figura 7.17 se muestra una idealización de la estructura con numeración de potenciales rótulas plásticas y de disipadores. Estas subestructuras corresponden a los pórticos X2 y X3 indicados en fig. 7.1.

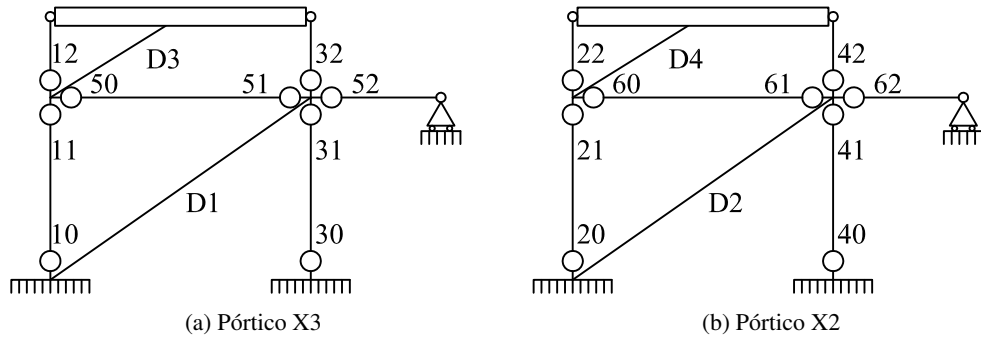


Figura 7.17: Numeración elementos estructurales del espécimen

7.3.1. Parámetros generales de respuesta

El período fundamental de la estructura antes de cada simulación sísmica (en la tabla 7.4) se mantuvo prácticamente constante en virtud de los ensayos de vibración libre, a excepción de una ligera elongación tras la simulación c100. El valor de la fracción de amortiguamiento para el primer modo de vibración fue igual en todos los ensayos. Los valores pico de la aceleración absoluta de respuesta y desplazamiento relativo de cada planta se resumen en la tabla 7.5.

Simulación sísmica	Período fundamental T_1 (s)	Fracción de amortiguamiento ξ (%)
c50	0.197	2.6
c100	0.195	2.6
c200	0.205	2.6
c300	0.205	2.6
c350	0.205	2.6

Tabla 7.4: Caracterización dinámica

7 Comprobación experimental

Simulación sísmica	Planta baja		Planta primera	
	Aceleración (g)	Deriva planta (mm / %)	Aceleración (g)	Deriva planta (mm / %)
c50	0.13	2.05 / 0.14	0.31	0.96 / 0.16
c100	0.27	4.10 / 0.29	0.56	1.97 / 0.33
c200	0.50	8.93 / 0.64	0.83	3.49 / 0.58
c300	0.71	15.10 / 1.07	1.1	5.77 / 0.96
c350	0.81	20.00 / 1.43	1.1	6.62 / 1.1

Tabla 7.5: Parámetros de respuesta

La entrada de energía relativa E en cada simulación sísmica se puede aproximar fácilmente simplificando la estructura como un sistema con dos grados de libertad de translación [19] y expresar en términos de velocidad equivalente V_E (ecuación 4.8). La velocidad equivalente V_D (ecuación 4.9) de la energía que contribuye al daño W_p se ha obtenido evaluando la entrada de energía E y la fracción de energía disipada por amortiguamiento W_ξ al final del terremoto, considerando que la energía de vibración elástica del sistema W_e es nula al final del terremoto en la ecuación 4.7. Para obtener el valor de W_ξ con la ecuación 4.4 se ha partido de la hipótesis de amortiguamiento lineal [57] del 2,6% para los dos primeros modos de vibración del espécimen con amortiguamiento de Rayleigh. Los valores de E , V_E y V_D para cada simulación sísmica se muestran en la tabla 7.6. Los valores de E , V_E y V_D de esta tabla corresponden a cada simulación sísmica por separado, y no acumulan la energía introducida o disipada en simulaciones anteriores.

Simulación sísmica	E (kNmm)	V_E (cm/s)	V_D (cm/s)
c50	197	17.8	1.0
c100	809	36.1	0.8
c200	5577	94.7	61.1
c300	24053	196.6	165.2
c350	41306	257.7	224.7

Tabla 7.6: Inputs de energía en cada simulación sísmica por separado

La deformación remanente máxima fue del 0,1% en la simulación c350. En el resto de simulaciones c50, c100, c200, c300 fue del 0,00, 0,01, 0,03 y 0,07% tal y como se resumen en la tabla 7.7.

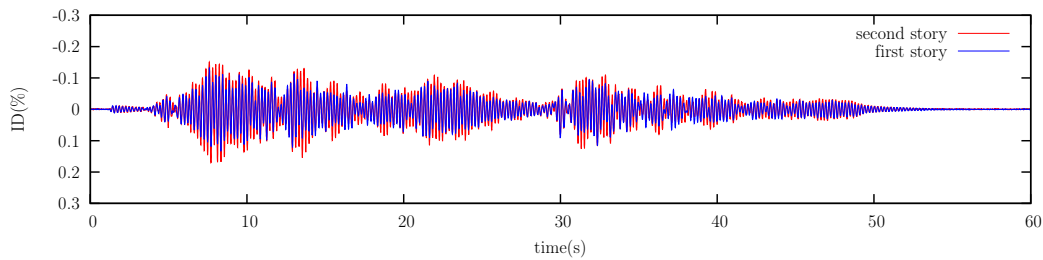
	Deformación remanente(mm)				
	c50	c100	c200	c300	c350
Planta baja	0.00	-0.15	-0.53	-1.00	-1.37
Planta primera	0.00	0.00	0.05	0.54	0.01

Tabla 7.7: Deformaciones remanentes

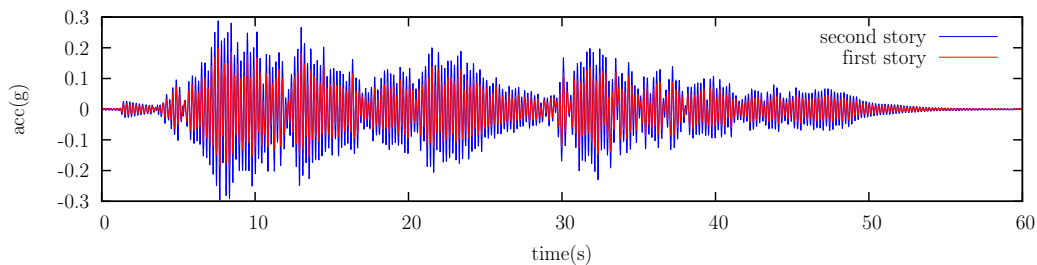
En las figuras 7.18 a 7.22 se muestra para todas las simulaciones sísmicas el desplazamiento entre plantas expresado como porcentaje de la altura de planta y aceleración absoluta de respuesta del

7 Comprobación experimental

forjado de techo de la planta baja (first story) y de las chapas de acero colocadas sobre los extremos de los pilares superiores (second story). En las figuras 7.23 a 7.27 se muestra la historia de input de energía E y la energía disipada por amortiguamiento W_{ξ} obtenida con el procedimiento descrito anteriormente. Los valores de E y W_{ξ} de las figuras 7.23 a 7.27 corresponden a cada simulación sísmica por separado, y no acumulan la energía introducida o disipada en simulaciones anteriores. En la figura 7.28 se representa la historia de E y W_{ξ} acumulada a lo largo de las simulaciones sísmicas. Como se observa en estas figuras y en la tabla 7.6, durante las simulaciones c50 y c100 el daño en la estructura (pórtico y disipadores) es prácticamente nulo, y toda la energía E introducida se disipa mediante el amortiguamiento intrínseco de la estructura. Sin embargo, en las simulaciones c200, c300 y c350 una parte muy importante de la energía introducida E se disipa mediante deformaciones plásticas (de los disipadores de energía, tal y como se discute en apartados siguientes). Es importante también señalar que incluso para la simulación c350, en la que se aplicó a la mesa sísmica una PGA muy elevada (0.74g) y introdujo en la estructura una cantidad de energía importante ($V_E = 257\text{cm/s}$), el desplazamiento máximo entre plantas no llegó al 1.5 %.



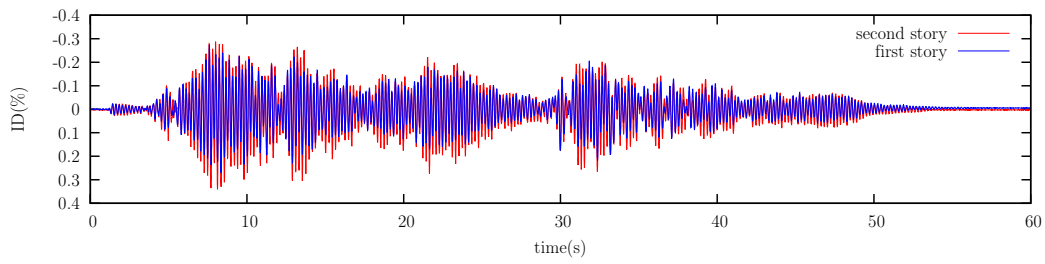
(a) Desplazamiento



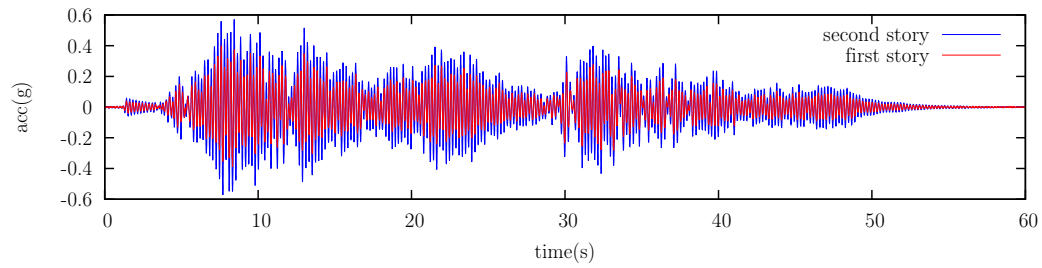
(b) Aceleración

Figura 7.18: Respuesta durante la simulación sísmica c50

7 Comprobación experimental

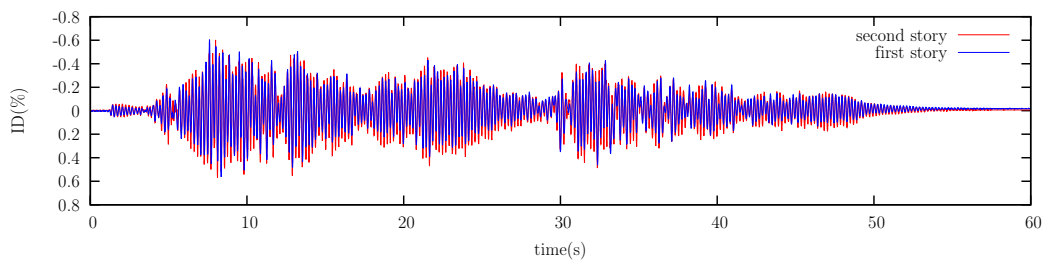


(a) Desplazamiento

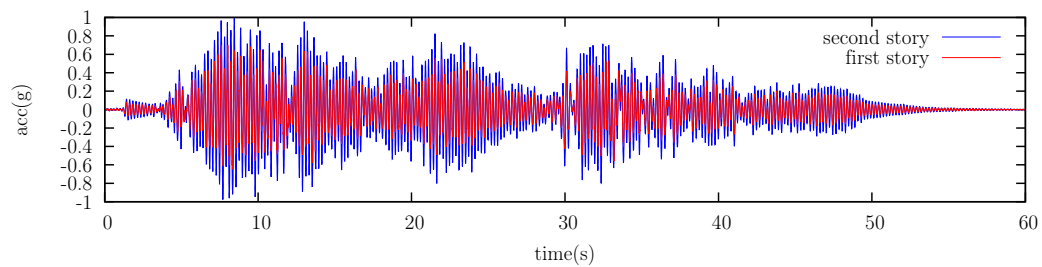


(b) Aceleración

Figura 7.19: Respuesta durante la simulación sísmica c100



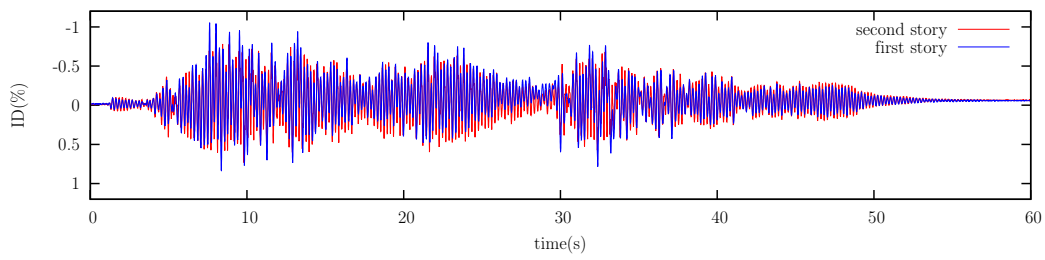
(a) Desplazamiento



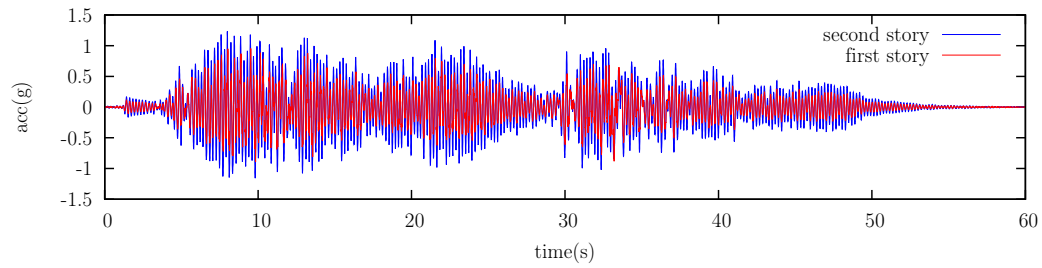
(b) Aceleración

Figura 7.20: Respuesta durante la simulación sísmica c200

7 Comprobación experimental

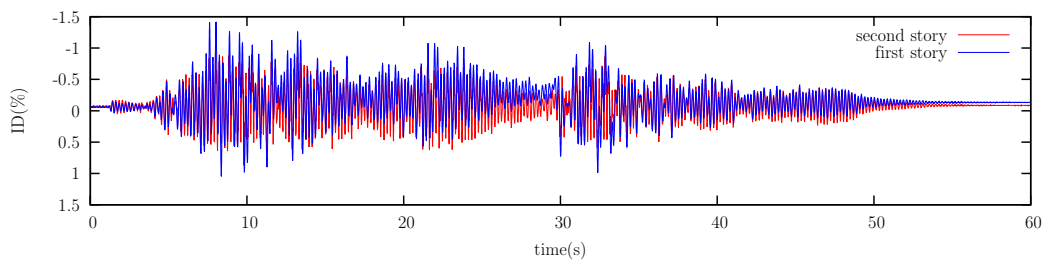


(a) Desplazamiento

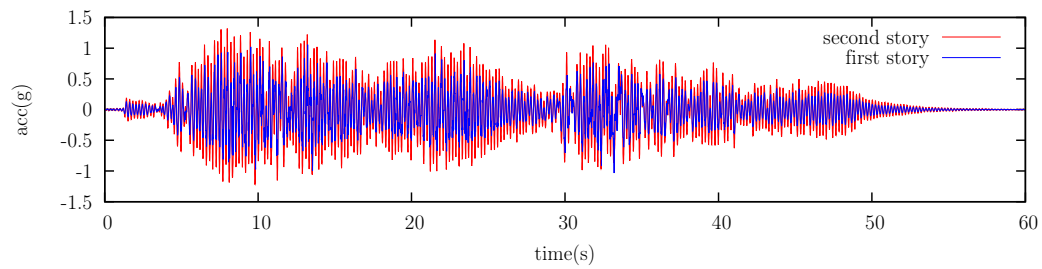


(b) Aceleración

Figura 7.21: Respuesta durante la simulación sísmica c300



(a) Desplazamiento



(b) Aceleración

Figura 7.22: Respuesta durante la simulación sísmica 350

7 Comprobación experimental

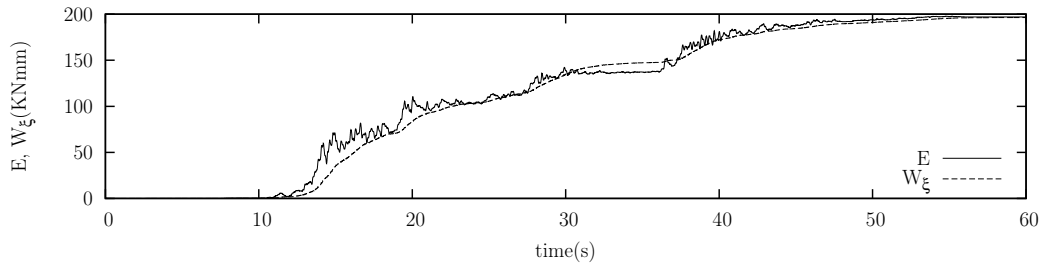


Figura 7.23: Historia de energías durante la simulación sísmica c50 por separado

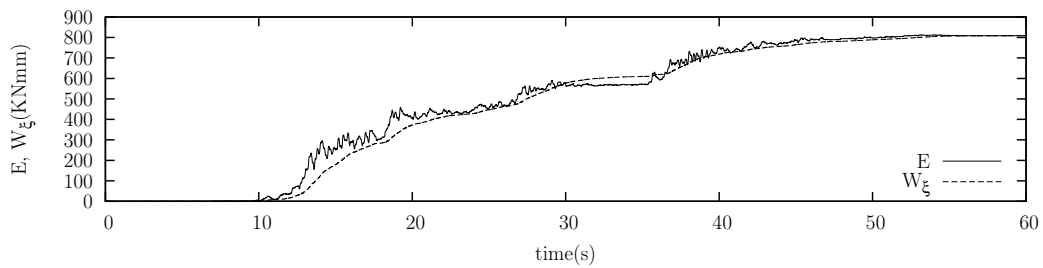


Figura 7.24: Historia de energías durante la simulación sísmica c100 por separado

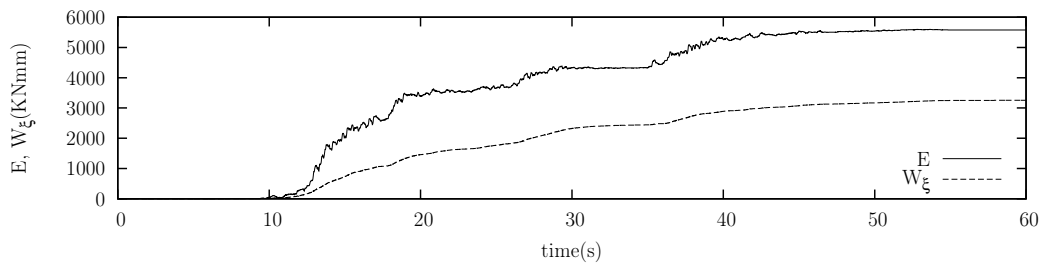


Figura 7.25: Historia de energías durante la simulación sísmica c200 por separado

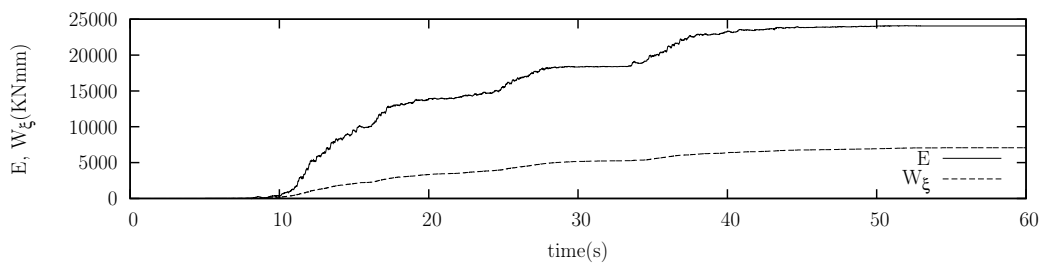


Figura 7.26: Historia de energías durante la simulación sísmica c300 por separado

7 Comprobación experimental

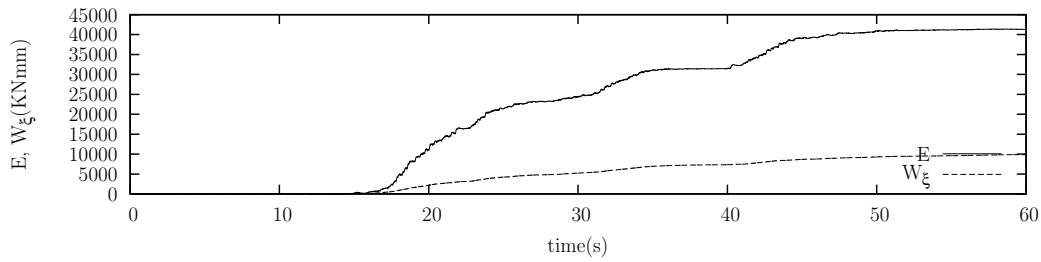


Figura 7.27: Historia de energías durante la simulación sísmica c350 por separado

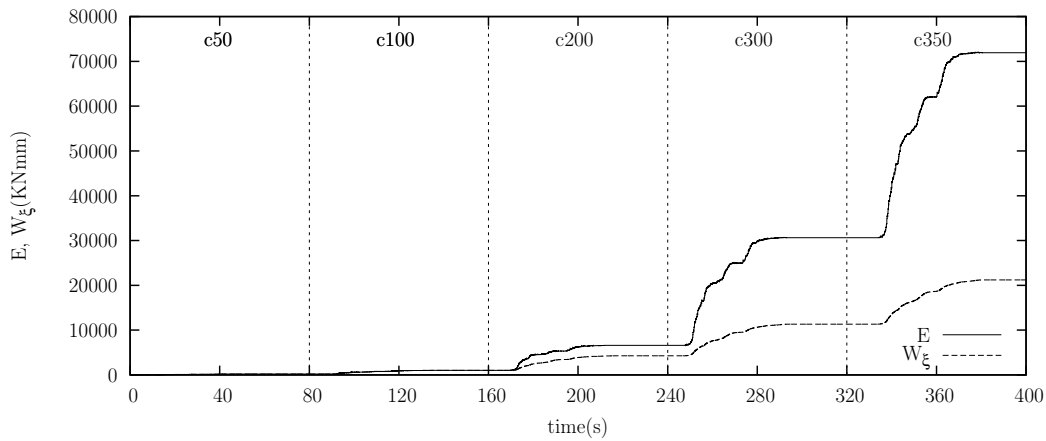


Figura 7.28: Historia de energías acumuladas

7.3.2. Respuesta de los disipadores

En las figuras 7.29 a 7.33 se muestra la relación fuerza desplazamiento en la dirección axial ($Q - d$) de los disipadores en cada simulación sísmica por separado, es decir, sin acumular las respuestas de simulaciones anteriores. Durante las simulaciones c50 y c100 la respuesta de los disipadores fue fundamentalmente elástica. En la simulación sísmica c200 se aprecian las primeras excursiones inelásticas. En las simulaciones c300 y c350 la respuesta fue principalmente no lineal. Podemos observar la estabilidad de la respuesta de los disipadores a lo largo de las simulaciones sísmicas. Estas curvas no muestran efectos de pandeo ni diferencias entre el comportamiento en compresión y tracción del disipador (dominios positivos y negativos de fuerza Q). La numeración de los disipadores viene indicada en la fig. 7.17. Los disipadores 1 y 2 están instalados en la planta baja y los disipadores 3 y 4 en la planta primera.

7 Comprobación experimental

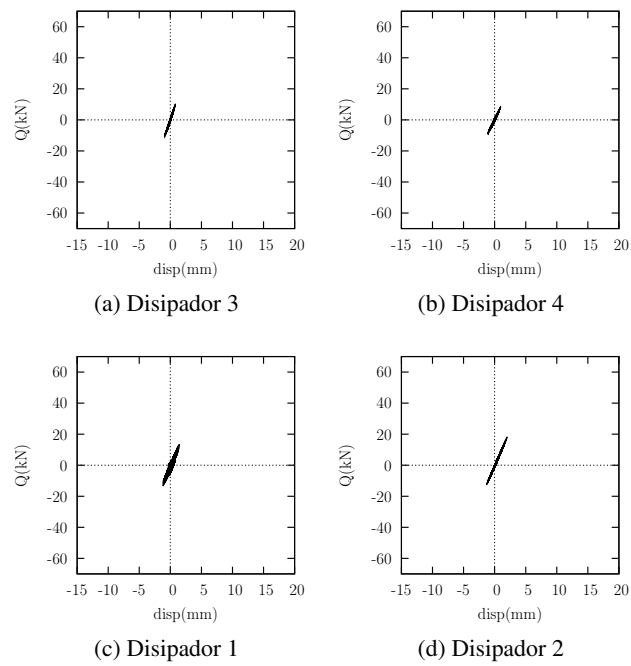


Figura 7.29: Respuesta de los disipadores c50

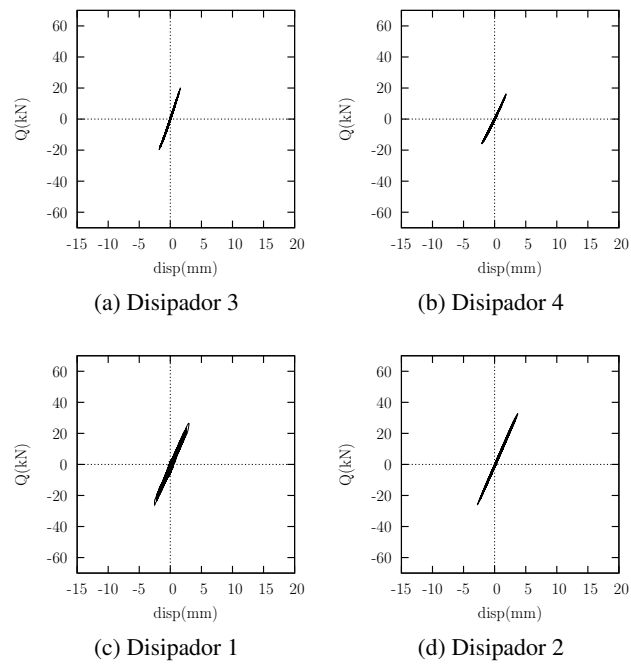


Figura 7.30: Respuesta de los disipadores c100

7 Comprobación experimental

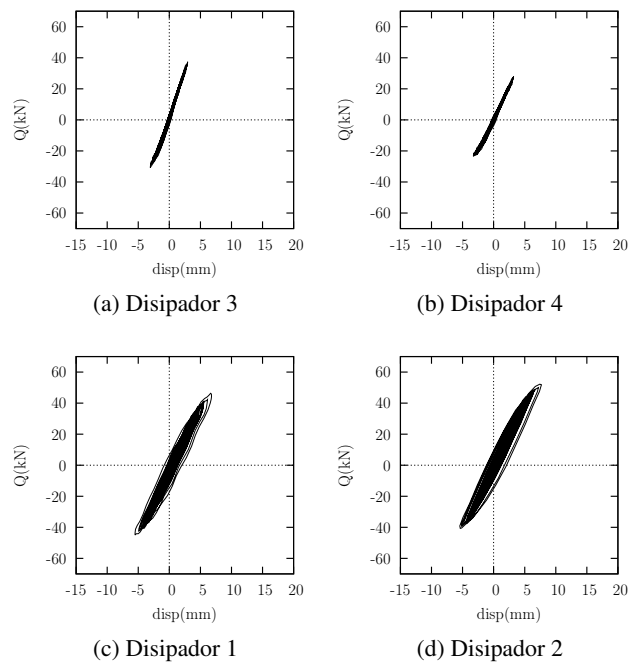


Figura 7.31: Respuesta de los disipadores c200

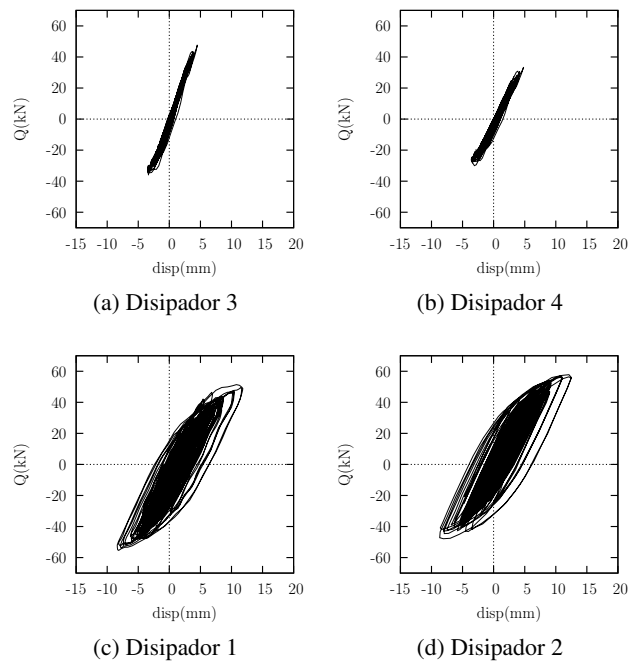


Figura 7.32: Respuesta de los disipadores c300

7 Comprobación experimental

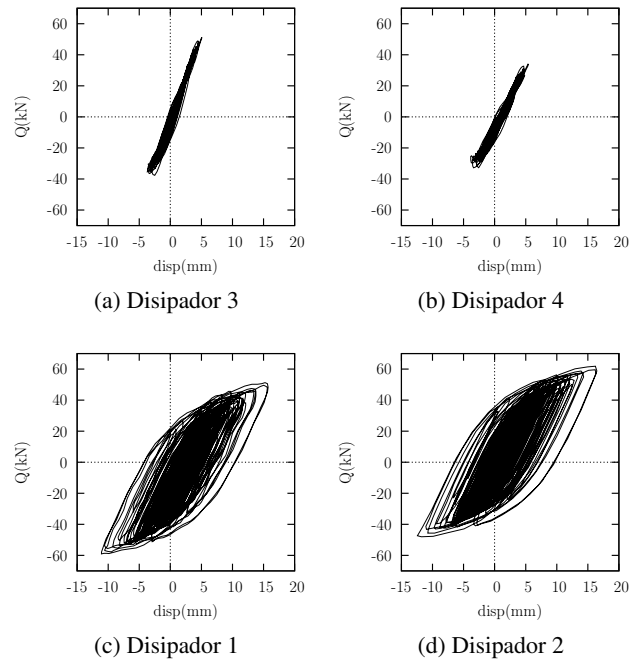


Figura 7.33: Respuesta de los disipadores c350

Las curvas de las figuras 7.29 a 7.33 se descomponen en las partes del esqueleto y Bauschinger obteniendo la energía disipada en cada una de las partes y dominios de carga, tal como se discutió en el capítulo 3 de esta tesis. En las tablas 7.8 a 7.11 se muestra la descomposición de la energía total de deformación plástica de cada disipador en energías en la parte del esqueleto y Bauschinger en cada dominio de carga ${}_sW^+$, ${}_B W^+$, ${}_sW^-$, ${}_B W^-$. Los valores de las energías dados en estas tablas son acumulativos, es decir, en cada simulación se han sumado los valores de las simulaciones previas. A partir de esta descomposición se obtiene el reparto de la energía total acumulada en las simulaciones sísmicas en los dominios de carga positivo W^+ y negativo W^- así como la energía total consumida en las partes del esqueleto ${}_sW$ y Bauschinger ${}_B W$ de las curvas fuerzas desplazamiento, teniendo en cuenta las siguientes relaciones:

$$W^+ = {}_s W^+ + {}_B W^+ \quad (7.1)$$

$$W^- = {}_s W^- + {}_B W^- \quad (7.2)$$

$${}_s W = {}_s W^+ + {}_s W^- \quad (7.3)$$

$${}_B W = {}_B W^+ + {}_B W^- \quad (7.4)$$

A partir de esta descomposición y conocida la resistencia y el desplazamiento de fluencia Q_y y

7 Comprobación experimental

δ_y es posible determinar los ratios de energía disipada en la parte del esqueleto ${}_s\eta$ y total η en cada instante de las simulaciones tal como se describe en el capítulo 3. La capacidad límite de disipación de energía CLUDE η_u se ha obtenido igualmente a partir del estudio del disipador WPD presentado en el capítulo 3. En la figura 7.34 se muestra las rutas de disipación de energía (historiales de consumo de energía total y energía en la parte esqueleto de la curva fuerza-desplazamiento) durante las simulaciones y la capacidad límite de disipación de energía CLUDE hasta la última simulación sísmica c350. La numeración de los disipadores D1, D2, D3 y D4 viene indicada en la fig. 7.17.

	Energía disipada (kNmm)				
	c50	c100	c200	c300	350
${}_sW^+$	10.72	51.01	195.54	411.76	411.76
${}_sW^-$	7.25	45.89	207.96	493.77	764.98
${}_sW$	17.98	96.90	403.5	905.53	1176.7
${}_B W^+$	243.73	760.65	2620.3	7652.7	16323
${}_B W^-$	221.32	715.02	2488.2	8359.5	19684
${}_B W$	465.05	1475.7	5108.4	16012	36007
W^+	254.45	811.67	2815.8	8064.4	16735
W^-	228.57	760.91	2696.1	8853.2	20449
W_p	483.02	1572.6	5511.9	16918	37184

Tabla 7.8: Descomposición de energía acumulada en sucesivas simulaciones en el disipador 1

	Energía disipada (kNmm)				
	c50	c100	c200	c300	350
${}_sW^+$	20.43	92.37	338.35	601.70	994.67
${}_sW^-$	20.81	71.44	263.75	557.72	652.27
${}_sW$	41.23	163.81	602.10	1159.4	1596.9
${}_B W^+$	117.75	360.08	1889.9	8103.8	20376
${}_B W^-$	80.42	251.24	1267.0	5538.9	13779
${}_B W$	198.16	611.32	3156.8	13643	34155
W^+	138.17	452.45	2228.2	8705.5	21320
W^-	101.22	322.68	1530.7	6096.6	14432
W_p	239.39	775.13	3758.9	14802	35752

Tabla 7.9: Descomposición de energía acumulada en sucesivas simulaciones en el disipador 2

7 Comprobación experimental

	Energía disipada (kNmm)				
	c50	c100	c200	c300	350
${}_sW^+$	3.39	19.31	80.82	149.13	186.25
${}_sW^-$	3.26	17.12	49.33	93.77	122.49
${}_sW$	6.65	36.42	130.14	242.90	309.73
${}_BW^+$	30.83	96.23	327.15	509.04	995.03
${}_BW^-$	34.11	105.13	370.54	961.90	1905.3
${}_BW$	64.94	201.36	697.69	1470.9	2860.3
W^+	34.23	115.53	407.96	658.17	1141.3
W^-	37.37	122.25	419.87	1055.7	2027.8
W_p	71.60	237.78	827.83	1713.8	3169.1

Tabla 7.10: Descomposición de energía acumulada en sucesivas simulaciones en el disipador 3

	Energía disipada (kNmm)				
	c50	c100	c200	c300	350
${}_sW^+$	2.69	15.26	55.96	80.51	88.18
${}_sW^-$	2.95	17.48	45.63	96.79	125.20
${}_sW$	5.64	32.74	101.58	117.30	213.38
${}_BW^+$	23.00	72.65	255.65	447.54	829.60
${}_BW^-$	27.07	86.90	325.92	918.43	1970.1
${}_BW$	50.06	159.54	581.57	1396	2800
W^+	25.69	87.90	311.61	558.05	918.08
W^-	30.02	104.37	371.54	1015.2	2095.3
W_p	55.70	192.28	683.15	1573.3	3013.4

Tabla 7.11: Descomposición de energía acumulada en sucesivas simulaciones en el disipador 4

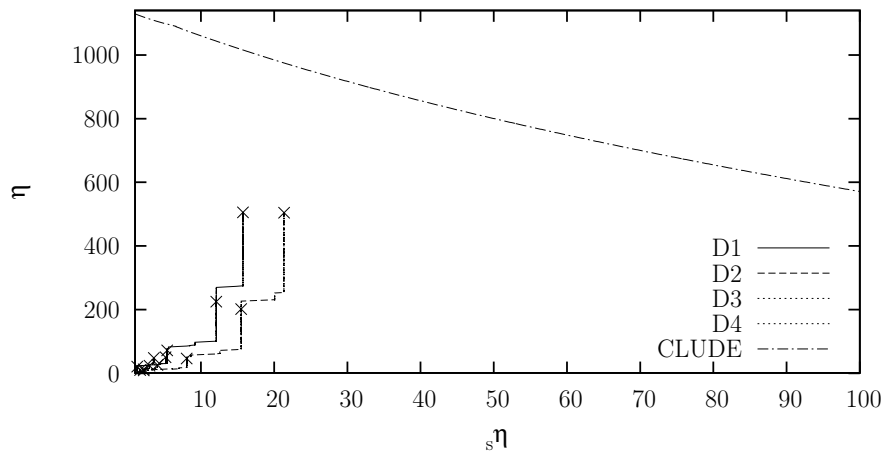


Figura 7.34: Evaluación del daño acumulado en las sucesivas simulaciones en los disipadores

El daño en los disipadores se estima a partir de los índices de daño de Darwin y Nmai D_i [28] y de Benavent–Climent \overline{D}_i [14]. El índice de daño D_i se obtiene a partir de la eq. 7.5 como el ratio entre

7 Comprobación experimental

la energía disipada por medio de deformaciones inelásticas W_p y la energía que es capaz de absorber la estructura por medio de deformaciones elásticas $\frac{1}{2} (Q_y^+ \cdot \delta_y^+ + Q_y^- \cdot \delta_y^-)$, siendo Q_y y δ_y la resistencia y deformación de fluencia en cada dominio de carga positivo y negativo. Los valores de D_i tras cada simulación sísmica se muestran en la tabla 7.12.

$$D_i = \frac{2W_p}{(Q_y^+ \cdot \delta_y^+ + Q_y^- \cdot \delta_y^-)} \quad (7.5)$$

Por su parte el índice de daño \overline{D}_i se define como el ratio entre la energía total disipada normalizada η_i y la capacidad última de disipación de energía η_u , como se observa en la eq. 7.6. La capacidad última de disipación de energía η_u se obtiene para cada estado de daño (${}_s\eta_i, \eta_i$) señalado con una cruz en la figura 7.34 suponiendo que la ruta de disipación de energía seguirá incrementándose siguiendo una línea recta caracterizada por una pendiente m dada para elementos de acero sometidos a flexión por la ecuación empírica 7.7. La pendiente m es función del ratio de carga axial $p = N/f_y A$, donde f_y es la tensión de fluencia del acero, N el axil aplicado y A el área del elemento. En el caso de estudio, los disipadores están principalmente sometidos a flexión y el axil que soportan es prácticamente nulo, por lo que tomamos $p = 0$ con lo que $m = 2,56$. La intersección con la recta de pendiente m que pasa por el estado de daño (${}_s\eta_i, \eta_i$) con la curva de capacidad última de disipación de energía nos proporciona el valor de η_u para cada estado de daño. En la tabla 7.13 se muestran los valores del índice de daño \overline{D}_i tras cada simulación sísmica y para cada disipador D1, D2, D3 y D4.

$$\overline{D}_i = \frac{\eta_i}{\eta_u} \quad (7.6)$$

$$m = \frac{1 + p}{(0,39 + 1,09p)} \quad (7.7)$$

	Índices de daño D_i			
	D1	D2	D3	D4
c50	6.7	2.9	1.2	0.9
c100	14.1	6.0	2.4	2.0
c200	50.9	37.7	8.8	7.3
c300	153.0	154.9	13.5	13.8
c350	281.1	303.0	24.7	24.0

Tabla 7.12: Índices de daño D_i acumulado en las sucesivas simulaciones sísmicas

7 Comprobación experimental

	Índice de daño \overline{ID}			
	D1	D2	D3	D4
c50	0.02	0.01	0.00	0.00
c100	0.05	0.02	0.01	0.01
c200	0.17	0.12	0.03	0.03
c300	0.45	0.42	0.07	0.06
c350	0.77	0.78	0.12	0.12

Tabla 7.13: Índice de daño \overline{ID} acumulado en las sucesivas simulaciones sísmicas

7.3.3. Respuesta del pórtico

7.3.3.1. Máximas deformaciones

En la tabla 7.14 se muestran los valores máximos $\max(\epsilon)$, medios $\bar{\epsilon}$ y la desviación estándar $\sigma(\epsilon)$ de la deformación de la armadura longitudinales del pórticos. Estos valores fueron obtenidos a partir de galgas extensométricas adheridas a la armadura. En negrita se marcan los valores en los que la deformación medida supera la deformación de fluencia del acero, definida a partir de las propiedades de los materiales de la tabla 7.2.

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{551,1\text{MPa}}{210000\text{MPa}} = 2624,3\mu\text{m/m} \quad (7.8)$$

A partir de las deformaciones de las armaduras longitudinales, podemos observar que durante las simulaciones sísmicas c50 y c100 el pórtico se mantuvo en régimen elástico, con deformaciones máximas inferiores a la mitad del límite elástico del material. En la simulación sísmica c200 aparecen los primeros signos de fluencia en la base de los pilares 1, 2 y 3 (ver numeración en fig. 7.17). Durante la simulación sísmica c300 los resultados sugieren que se desarrollaron rótulas plásticas en la base de los pilares, con deformaciones de hasta $9000\mu\text{m/m}$ y se superó la fluencia en algunas cabezas de pilares. De manera similar, en c350 las rótulas en las bases de los pilares experimentan excursiones inelásticas severas de hasta $16750\mu\text{m/m}$ y el límite elástico se rebasa en algunas secciones extremas de pilares superiores. Se aprecia que las armaduras longitudinales en la base de los pilares exteriores experimentan deformaciones triples a los pilares interiores. Los resultados sugieren que no se produce la fluencia de las secciones instrumentadas en las vigas del pórtico.

7.3.3.2. Disipación de energía

La energía disipada por las rótulas plásticas se obtuvo a partir de la historia de deformaciones obtenidas con extensometría. Dado que los elementos de hormigón armado están formados por hormigón y barras de acero, la energía total disipada bajo cargas cíclicas por una rótula plástica puede obtenerse como la suma de la energía disipada por el hormigón W_c y el acero W_s [69], y es igual a la suma de la energía de deformación elástica W_{se} y la energía de deformación plástica W_p a las que se refiere el capítulo 4. Es decir, para una rótula plástica dada tenemos que $W_c + W_s = W_{se} + W_p$.

7 Comprobación experimental

Por un lado, la energía disipada por la armadura longitudinal puede obtenerse integrando las relaciones tensión–deformación $\sigma_{si}(t) - \epsilon_{si}(t)$ de cada una de las i armaduras a partir de un modelo histerético que conserva la energía disipada en cada ciclo y que considera el endurecimiento debido a la fluencia y el efecto Bauschinger como se discutió en el capítulo 3. La energía total disipada será proporcional al área de acero de la barra A_{si} y a la longitud de rótula plástica l_p .

$$W_s(t) = \sum_i W_{si}(t) = l_p A_{si} \int \sigma_{si}(t) d\epsilon_{si}(t) \quad (7.9)$$

Por otra parte, la energía disipada por el hormigón en las rótulas se calcula con el siguiente procedimiento: (a) la sección de hormigón armado de área A_c se divide en N capas, (b) el historial de deformaciones de cada capa j , $\epsilon_{cj}(t)$, se obtiene aplicando la asunción de Euler–Bernouilli que las secciones planas quedan planas tras la deformación, (c) la energía disipada en cada capa se calcula como la integral de la relación tensión deformación de la capas $\sigma_{cj}(t) - \epsilon_{cj}(t)$, (d) la energía total disipada W_c se obtiene como suma de las energías disipadas en todas las j capas. En este estudio el modelo histerético de hormigón empleado es el propuesto por Scott et al. [74].

$$W_c(t) = \sum_{j=1}^N W_{cj}(t) = l_p \frac{A_c}{N} \sum_{j=1}^N \int \sigma_{cj}(t) d\epsilon_{cj}(t) \quad (7.10)$$

La longitud de rótula plástica l_p considerada en este cálculo se toma igual al canto del elemento en el plano de flexión considerado [72]. El historial de energía disipada por las rótulas en cada una de las simulaciones sísmicas por separado se muestra en las figuras 7.35 a 7.39 y los resultados se resumen en la tabla 7.15. Los números de la leyenda hacen referencia a la numeración de rótulas plásticas de la figura 7.17.

En la figura 7.40 se muestran las energías acumuladas durante todas las simulaciones unidas en un único gráfico. En la tabla 7.15 se muestran los valores de energía acumuladas en las simulaciones sísmicas. En estos datos se observa que la mayor parte de la energía de deformación inelástica W_p disipada por el pórtico se concentró en las bases de los pilares (rótulas 10, 20, 30 y 40) mientras que en el resto de rótulas se alcanzan valores poco significativos.

7 Comprobación experimental

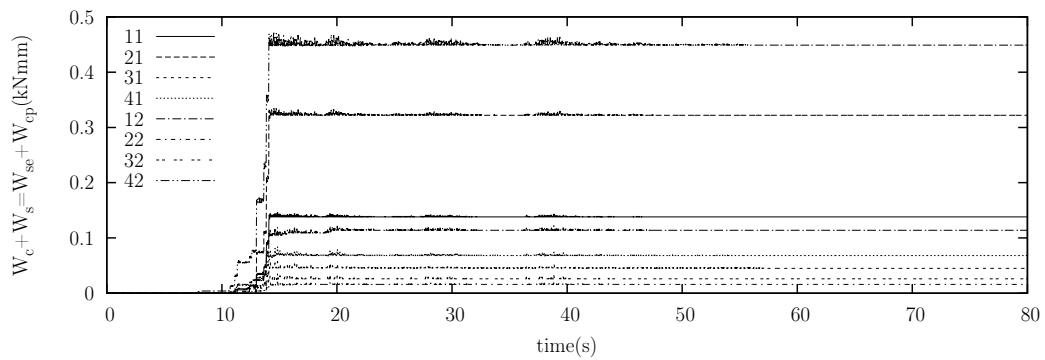
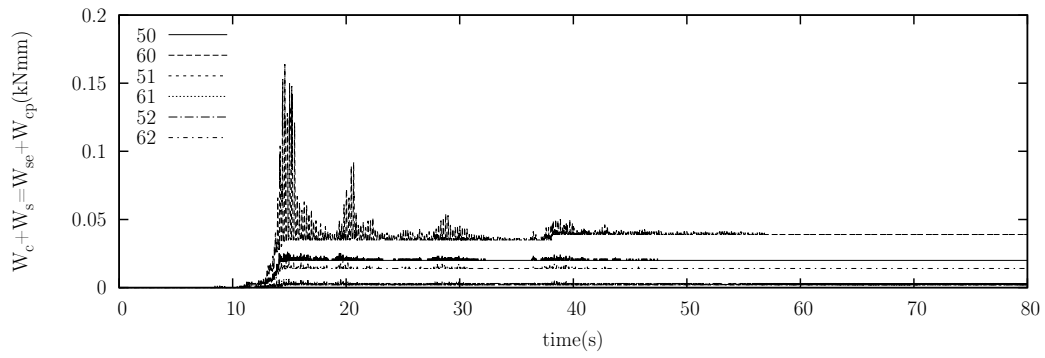
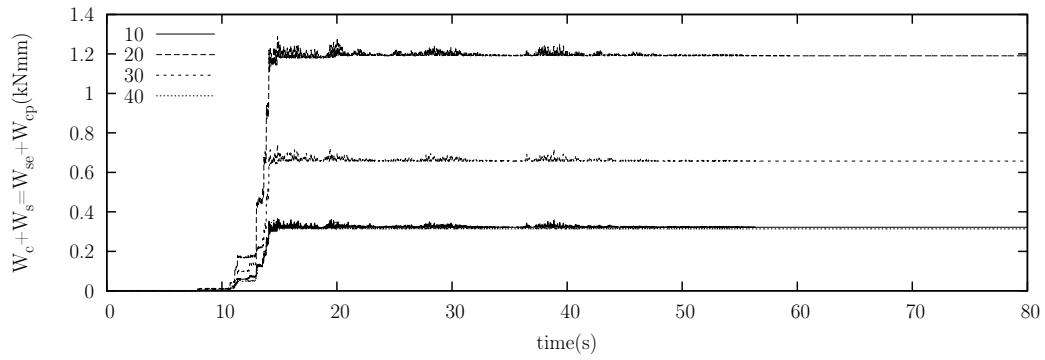


Figura 7.35: Distribución de energía en rótulas para simulación c50, sin acumular energías previas

7 Comprobación experimental

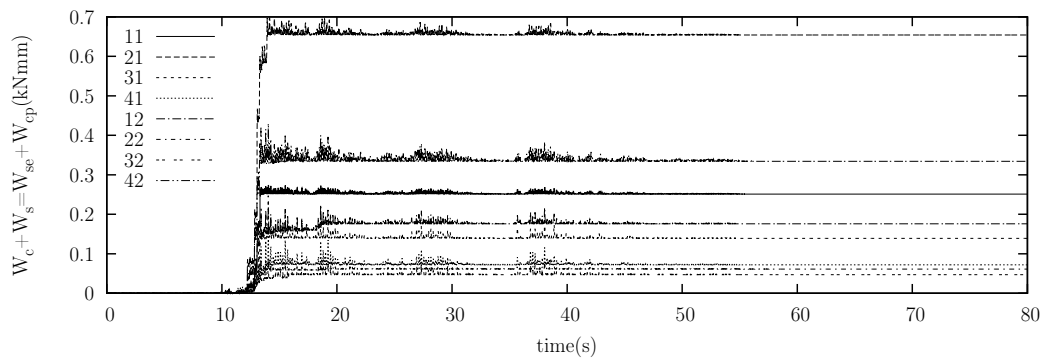
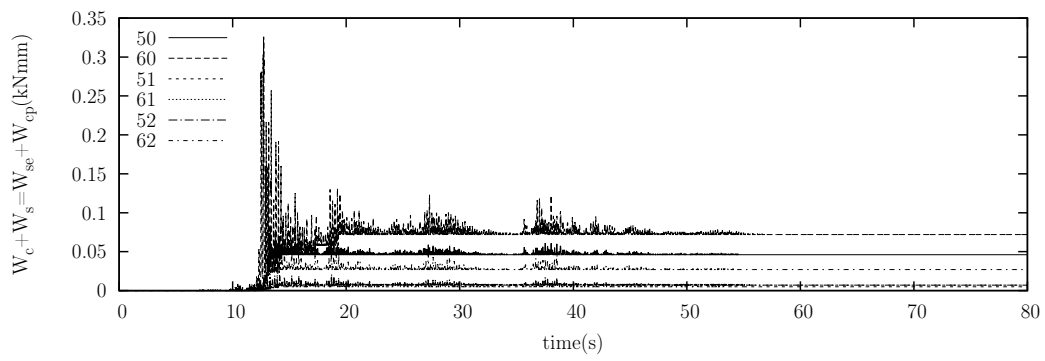
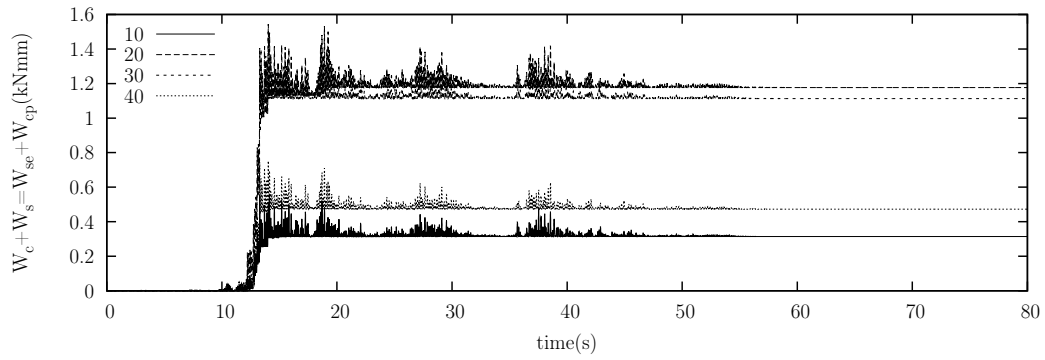
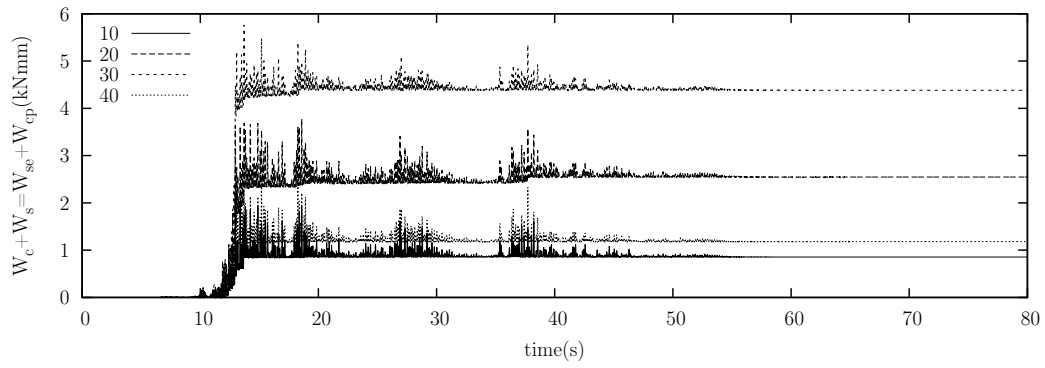
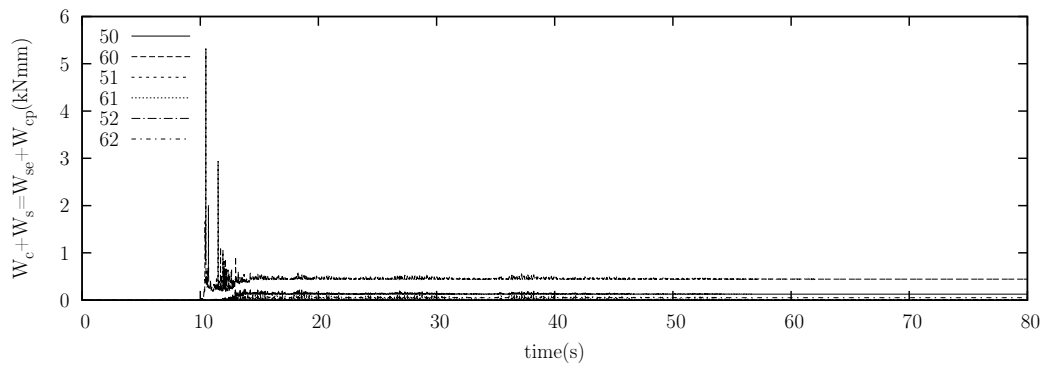


Figura 7.36: Distribución de energía en rótulas para simulación c100, sin acumular energías previas

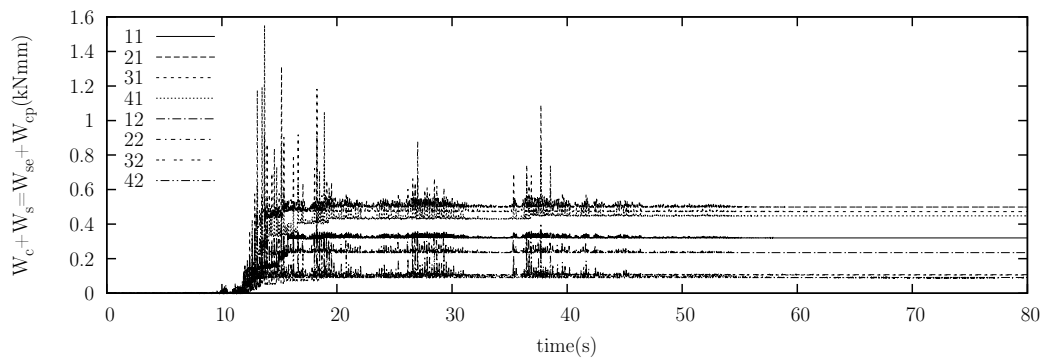
7 Comprobación experimental



(a) Rótulas en base de pilares



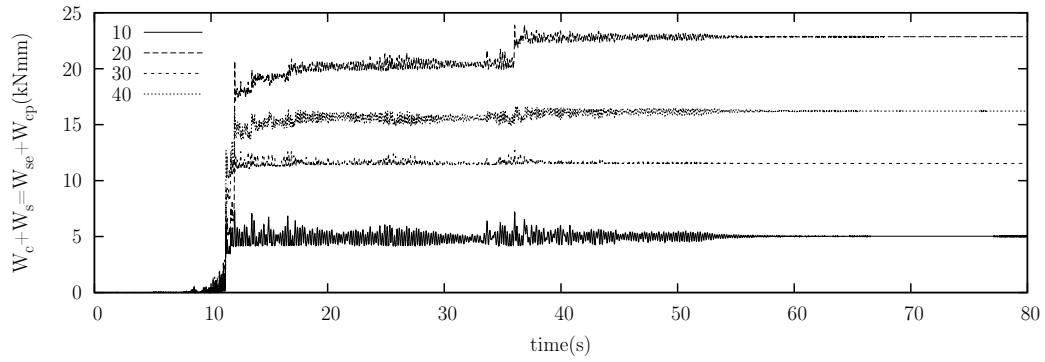
(b) Rótulas en vigas



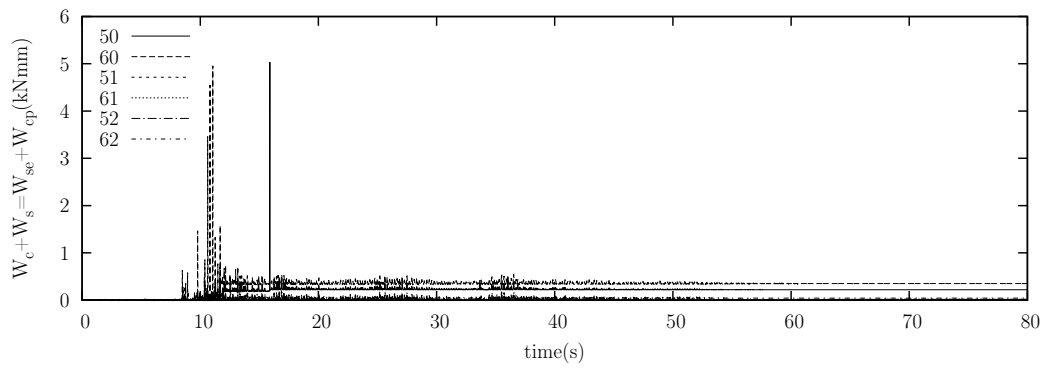
(c) Resto de rótulas

Figura 7.37: Distribución de energía en rótulas para simulación c200, sin acumular energías previas

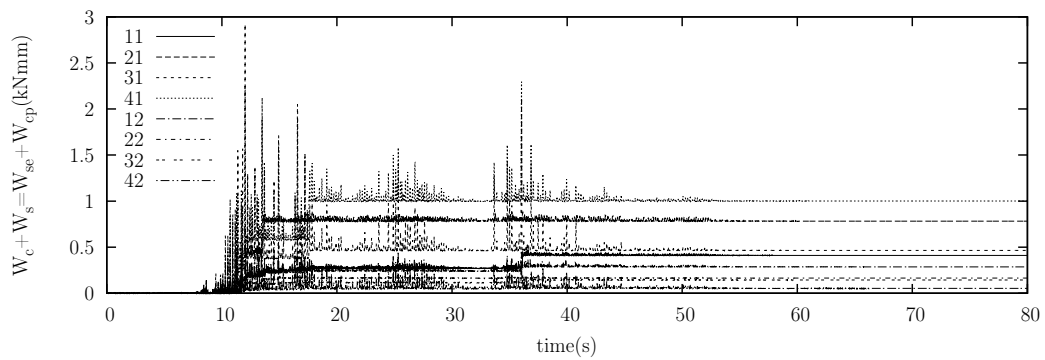
7 Comprobación experimental



(a) Rótulas en base de pilares



(b) Rótulas en vigas



(c) Resto de rótulas

Figura 7.38: Distribución de energía en rótulas para simulación c300, sin acumular energías previas

7 Comprobación experimental

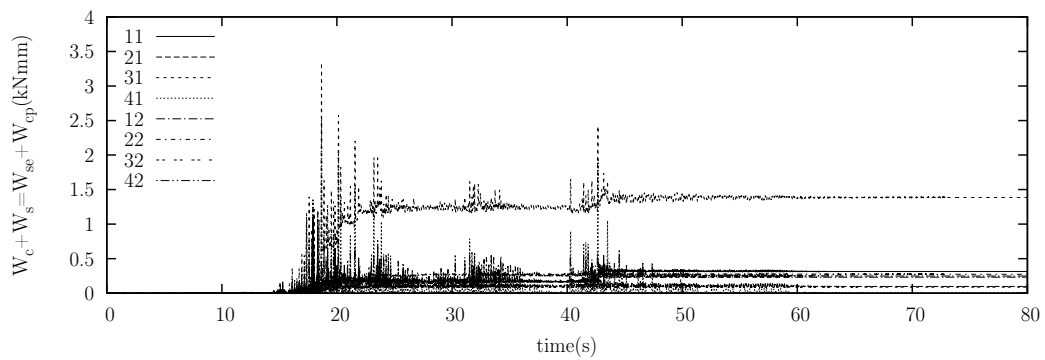
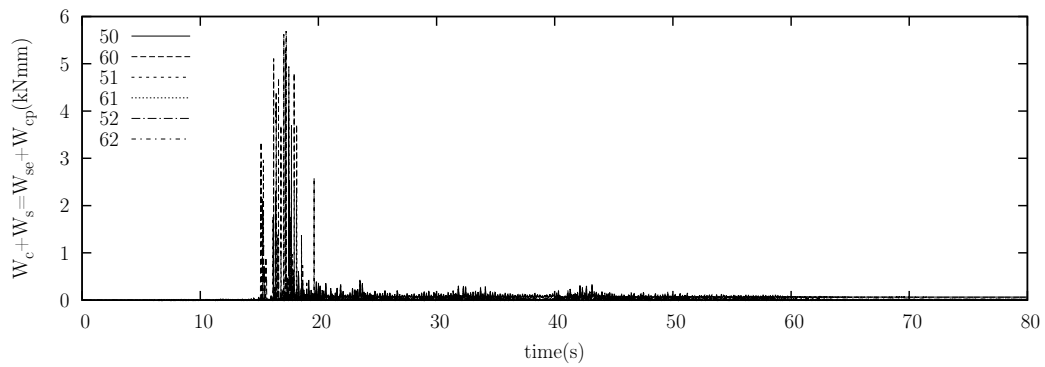
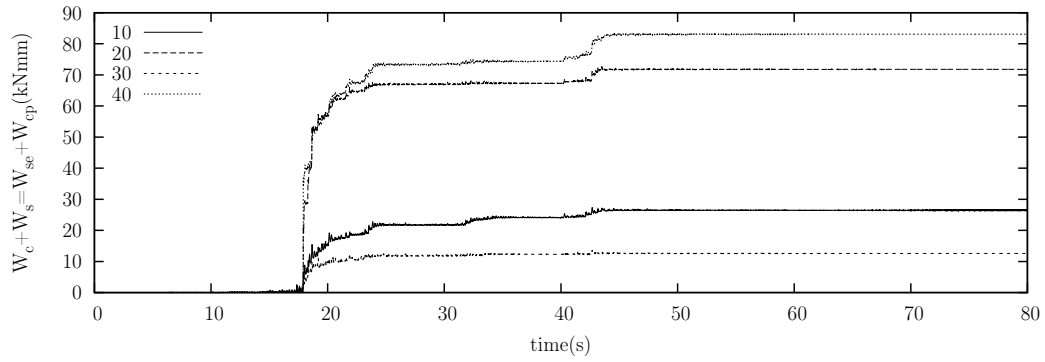


Figura 7.39: Distribución de energía en rótulas para simulación c350, sin acumular energías previas

7 Comprobación experimental

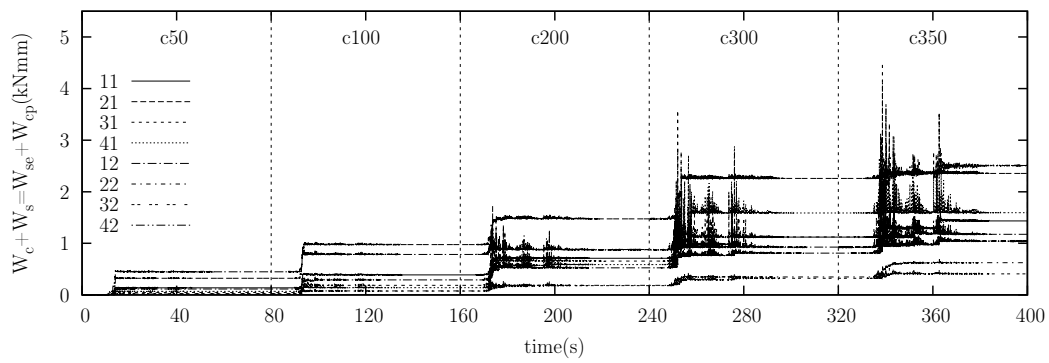
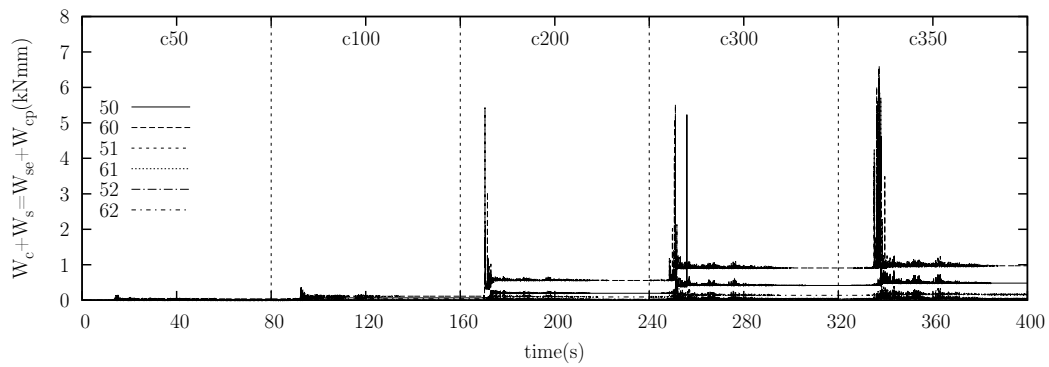
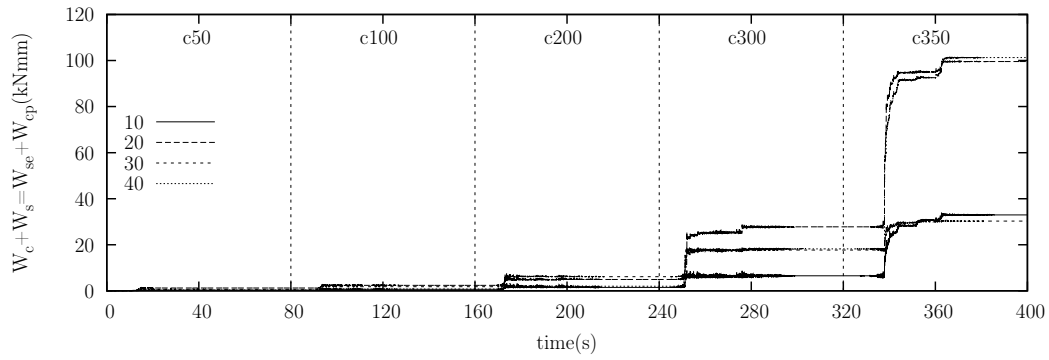


Figura 7.40: Distribución de energías acumuladas en rótulas

7 Comprobación experimental

Rótula	Energía disipada (kNmm)				
	c50	c100	c200	c300	c350
10	0.322	0.636	1.491	6.517	31.976
20	1.191	2.368	4.914	27.776	99.554
30	0.657	1.77	6.154	17.689	30.248
40	0.314	0.787	1.968	18.182	101.28
11	0.138	0.389	0.709	1.12	1.435
21	0.322	0.976	1.475	2.258	2.355
31	0.045	0.184	0.657	1.122	2.508
41	0.068	0.14	0.588	1.589	1.595
12	0.114	0.29	0.525	0.811	1.043
22	0.016	0.077	0.184	0.348	0.623
32	0.026	0.073	0.179	0.322	0.409
42	0.449	0.783	0.874	0.926	1.176
50	0.02	0.066	0.195	0.416	0.481
60	0.039	0.111	0.557	0.908	0.97
51	0.002	0.007	0.018	0.025	0.031
61	0.003	0.01	0.025	0.032	0.04
52	0.02	0.009	0.024	0.035	0.043
62	0.014	0.041	0.093	0.137	0.16

Tabla 7.15: Energías disipadas acumuladas en las rótulas plásticas del pórtico

7.3.3.3. Evaluación del daño en el pórtico

A partir de las energías disipadas y de la envolvente momento-giro $M - \theta$ de cada rótula calculada según las indicaciones del Eurocódigo 8 [12] se puede obtener el valor del índice de daño Di con la expresión 7.11 conociendo la cantidad de energía disipada por cada rótula k , $W_{p,k}$, y los momentos y giros de fluencia en los dominios de carga positivos y negativos M_y^+ , θ_y^+ , M_y^- y θ_y^- . Los valores de Di para cada rótula se muestran en la tabla 7.16. La numeración de rótulas hace referencia a la figura 7.17 en la página 187.

$$Di = \frac{2W_{p,k}}{(M_y^+ \cdot \theta_y^+ + |M_y^-| \cdot |\theta_y^-|)} \quad (7.11)$$

Estos resultados sugieren que únicamente se produce daño en las rótulas situadas en la base de los pilares (10, 20, 30, 40) mientras el resto de las rótulas apenas registran valores de Di significativos en ninguna de las simulaciones sísmicas. Durante las simulaciones c50, c100, c200 los valores de este índice de daño fueron prácticamente nulos en todas las rótulas, apareciendo los primeros valores significativos en la simulación c300. En la simulación sísmica c350 las rótulas 20 y 40 en la base de los pilares del pórtico X2 disipan una cantidad de energía tres veces superior a sus simétricos 10 y 30 en el pórtico X3. La disipación de energía del pórtico se concentra en las rótulas de la base de los pilares, que disipan el 95 % de la energía introducida en el pórtico.

7 Comprobación experimental

Rótula	Índice de daño D_i				
	c50	c100	c200	c300	c350
10	0.01	0.02	0.05	0.22	1.10
20	0.04	0.08	0.17	0.95	3.41
30	0.02	0.06	0.21	0.61	1.04
40	0.01	0.03	0.07	0.62	3.47
11	0.00	0.01	0.02	0.04	0.05
21	0.01	0.03	0.05	0.08	0.08
31	0.00	0.01	0.02	0.04	0.09
41	0.00	0.00	0.02	0.05	0.05
12	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04
22	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02
32	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01
42	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04
50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 7.16: Índice de daño D_i de las rótulas

También se ha calculado el índice de daño de Park y Ang [70] D_{PA} con la siguiente expresión, siendo θ_u^+ y θ_u^- las rotaciones últimas de las secciones, θ_m^+ y θ_m^- las demandas de rotación en las rótulas, θ_y^+ y θ_y^- las rotaciones de fluencia de las secciones, M_y^+ y M_y^- los momentos de fluencia en cada dominio de carga. El parámetro β toma el valor de $\beta = 0,1$.

$$D_{PA} = 0,5 \left[\frac{\theta_m^+ - \theta_y^+}{\theta_u^+ - \theta_y^+} + \frac{|\theta_m^-| - |\theta_y^-|}{|\theta_u^-| - |\theta_y^-|} \right] + \beta \frac{W_{p,k}}{0,5 (M_y^+ \cdot \theta_u^+ + |M_y^-| \cdot |\theta_u^-|)} \quad (7.12)$$

En la tabla 7.17 se muestran los valores de D_{PA} en cada rótula para cada una de las simulaciones sísmicas. Estos resultados muestran que no se produjo daño en ninguna de las secciones de hormigón armado del pórtico durante las simulaciones c50, c100 y c200. En la simulación c300 aparecen los primeros valores de D_{PA} no nulos pero no se alcanzan valores significativos (máximo 0.12 en la simulación c200) hasta la simulación c350 en la base de los pilares. En el resto de rótulas en vigas y pilares D_{PA} no toma valores superiores a cero. Los valores máximos del índice de daño tras la serie de simulaciones son de $D_{PA} = 0,43$ en las rótulas 20 y 40.

7 Comprobación experimental

Rótula	Índice de daño D_{PA}				
	c50	c100	c200	c300	c350
10	0.00	0.00	0.00	0.05	0.19
20	0.00	0.00	0.00	0.12	0.43
30	0.00	0.00	0.00	0.09	0.19
40	0.00	0.00	0.00	0.09	0.43
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 7.17: Índice de daño de Park y Ang de las rótulas

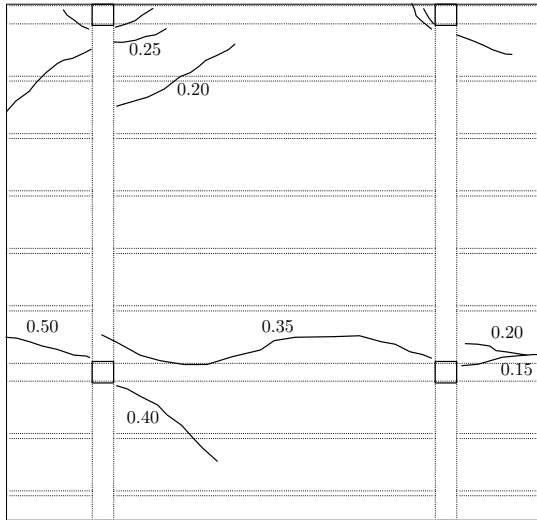
7.3.3.4. Evaluación de la fisuración del pórtico

Las figuras 7.41 y 7.42 muestran la fisuración de las caras superiores e inferiores del forjado del espécimen tras las simulaciones c100, c200, c300 y c350. Durante las simulaciones c100 y c200 aparecen fisuras de espesor entre 0.10 y 0.50 mm en los elementos secundarios, destacando la fisura longitudinal paralela a la viga que une los pilares 2 y 4. La fisuración del forjado durante las simulaciones c300 y c350 está caracterizada por familias de fisuras menores a mitad del vano en la cara inferior y una distribución radial alrededor de los pilares en la cara superior. El espesor de las fisuras del forjado no superó los 0.50mm en ningún caso y no se produjeron desprendimientos de recubrimientos ni aplastamiento del hormigón.

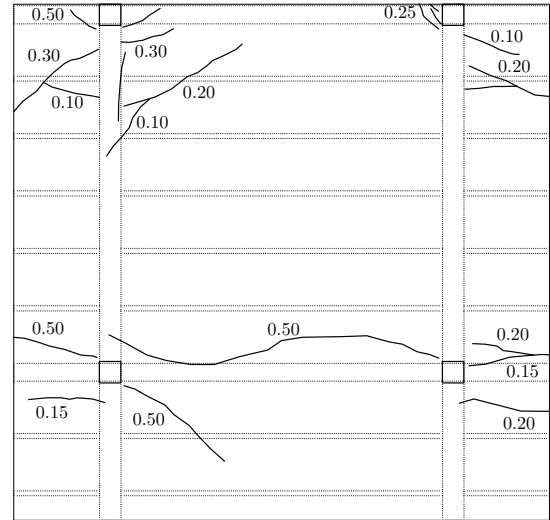
Las figuras 7.43 a 7.46 muestran la evolución de la fisuración de los pilares y vigas del espécimen tras las simulaciones sísmicas. Se observan fisuras menores horizontales en todos los pilares, especialmente en las uniones y en la planta superior. Las fisuras que rodean el pilar 3 en planta primera con tendencia a seguir líneas de 45° sugieren la presencia de esfuerzos de torsión en el elemento. El espesor máximo de las fisuras observadas en pilares es de 0.20mm.

A tenor de la fisuración observada y los valores de referencia para pórticos de hormigón armado del FEMA 356 [40] las prestaciones estructurales del pórtico permitirían su ocupación inmediata en todos los casos.

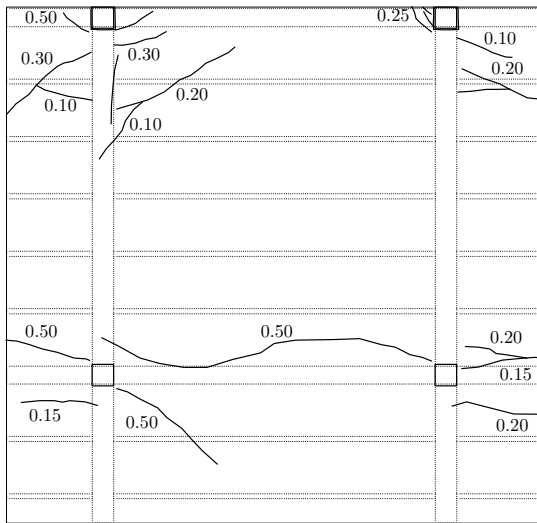
7 Comprobación experimental



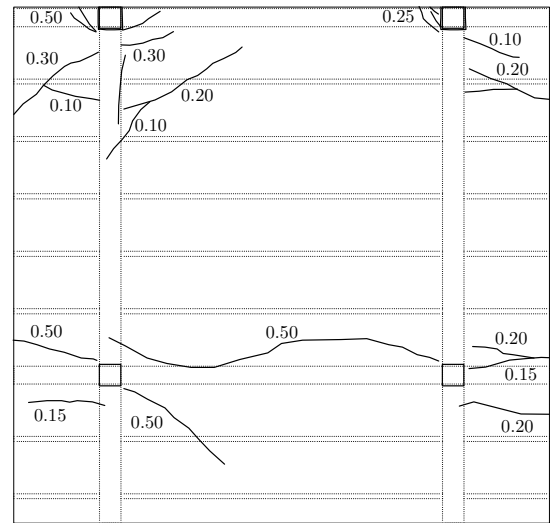
(a) C100



(b) C200



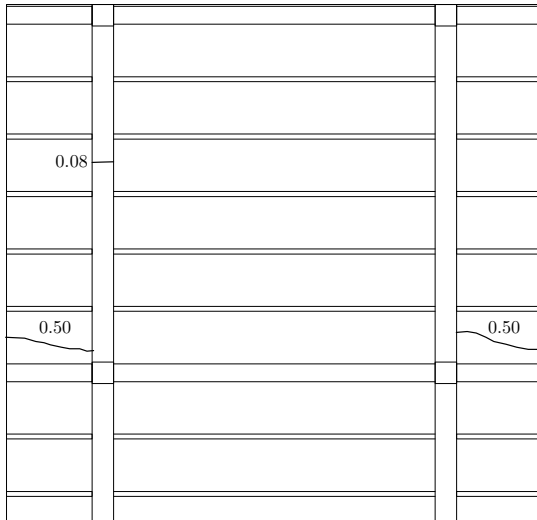
(c) C300



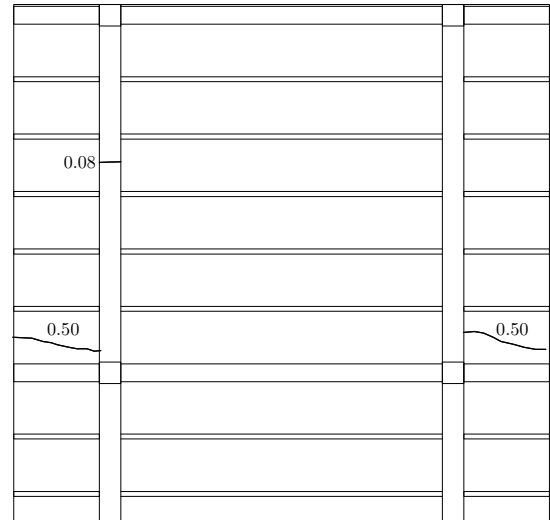
(d) C350

Figura 7.41: Fisuración cara superior forjado (ancho de fisura en mm)

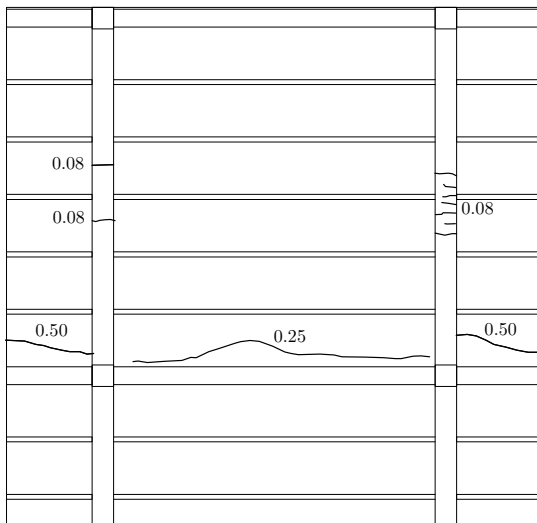
7 Comprobación experimental



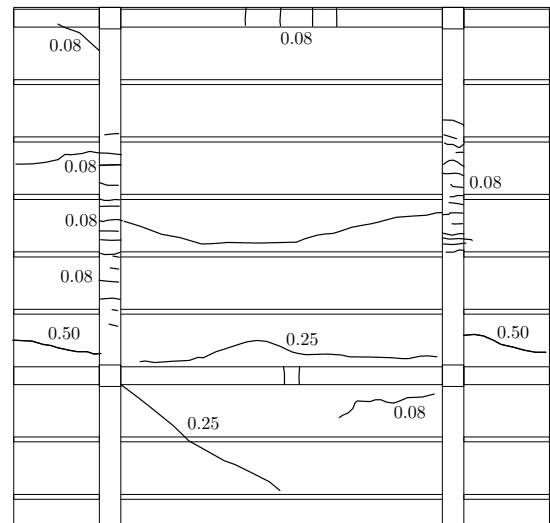
(a) C100



(b) C200



(c) C300



(d) C350

Figura 7.42: Fisuración cara inferior forjado (ancho de fisura en mm)

7 Comprobación experimental

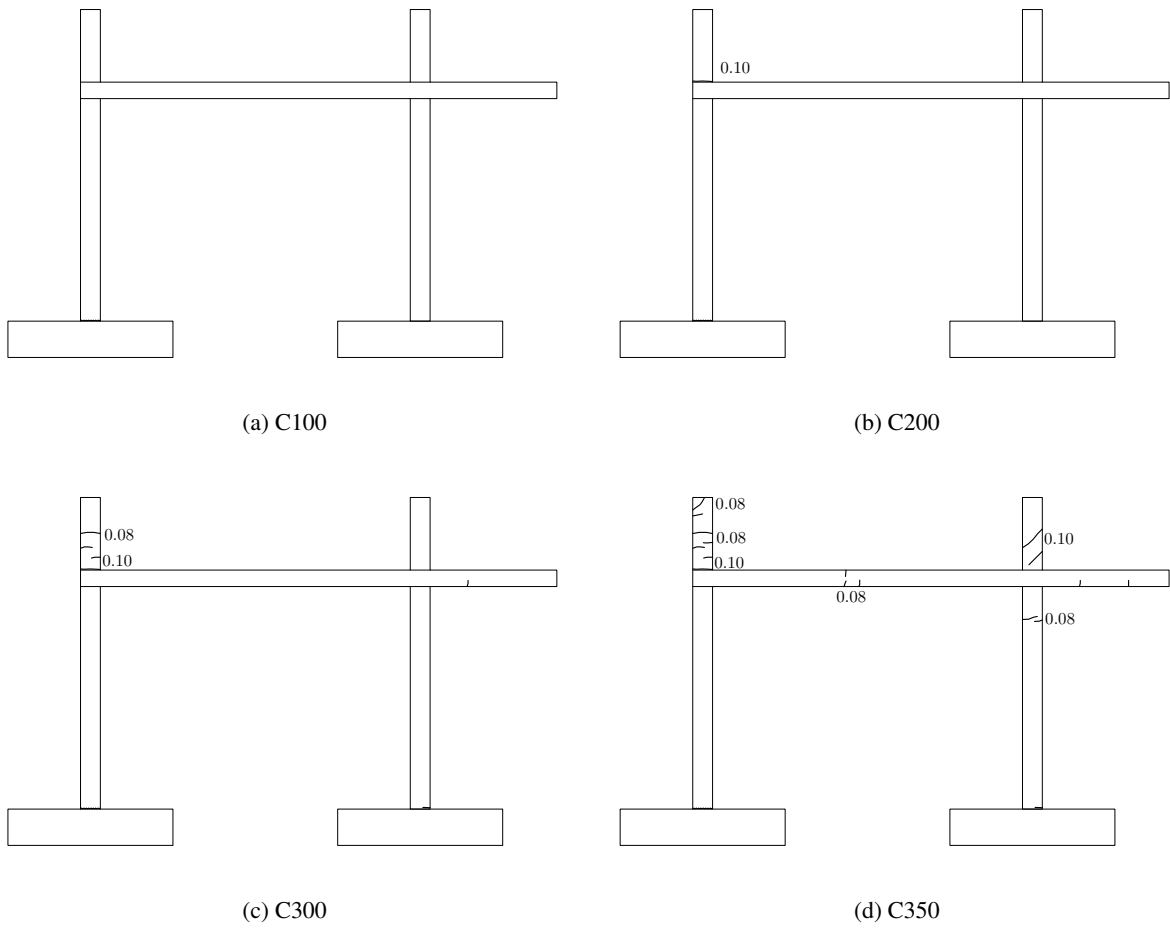


Figura 7.43: Fisuración pilares 1 y 3 (ancho de fisura en mm)

7 Comprobación experimental

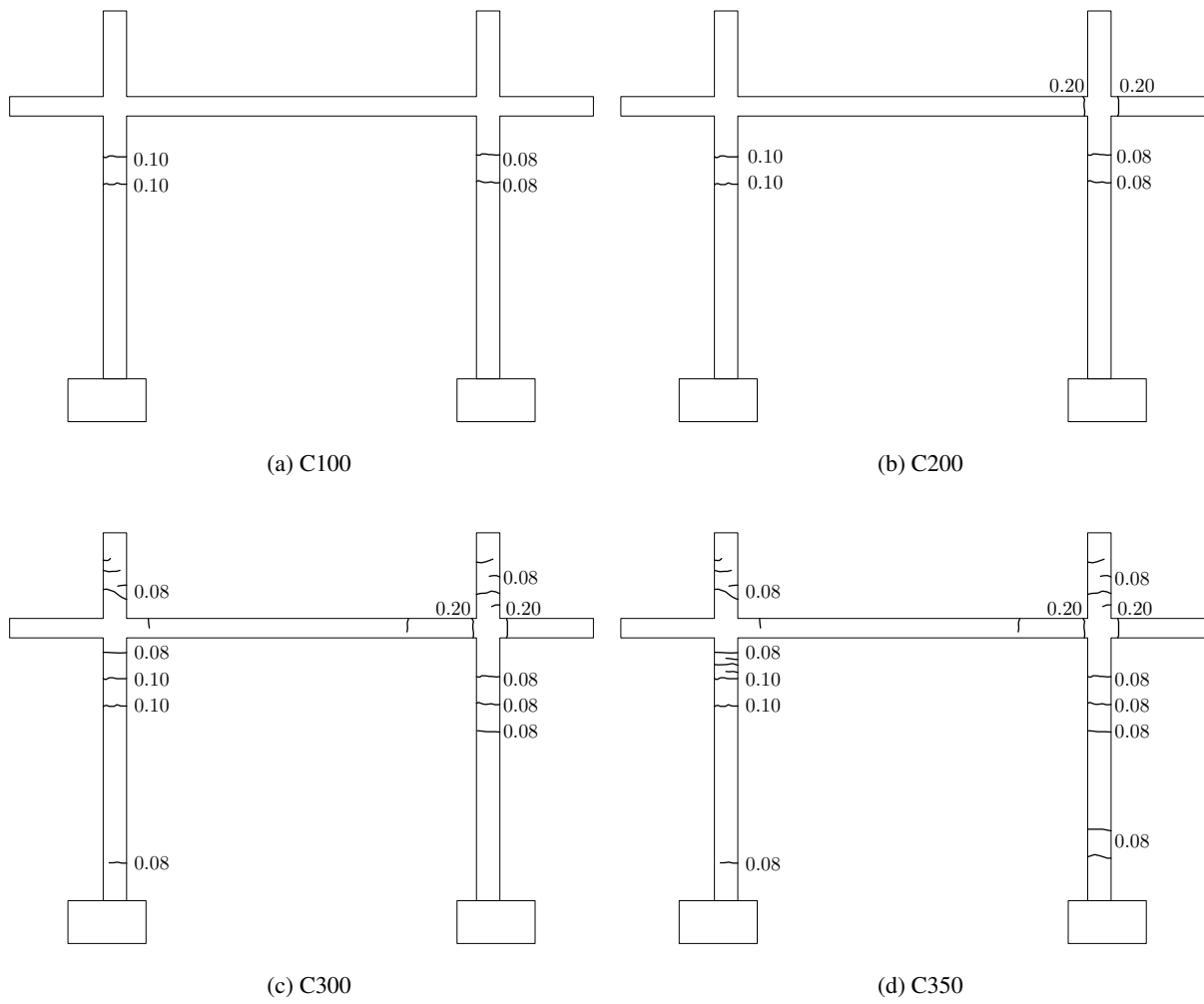


Figura 7.44: Fisuración pilares 1 y 2 (ancho de fisura en mm)

7 Comprobación experimental

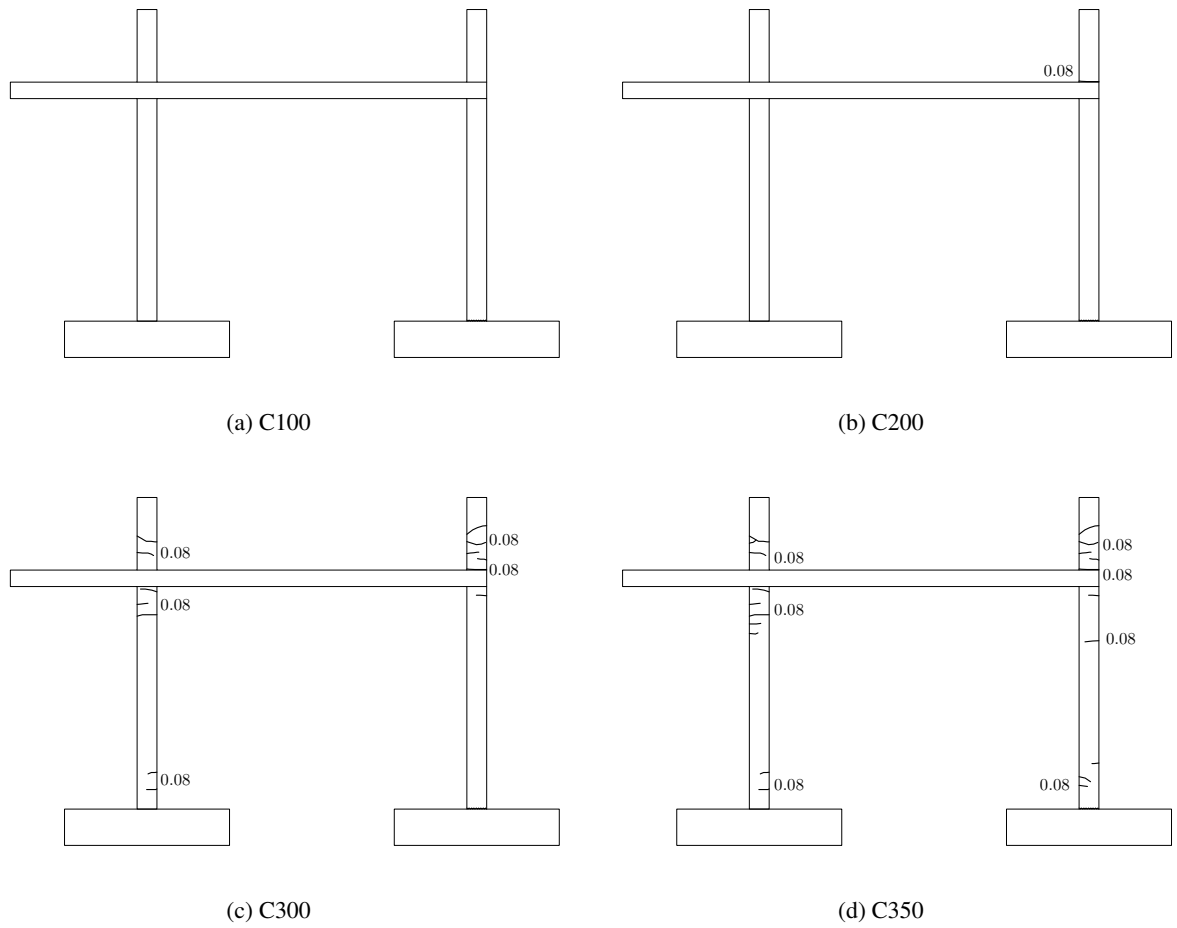


Figura 7.45: Fisuración pilares 4 y 2 (ancho de fisura en mm)

7 Comprobación experimental

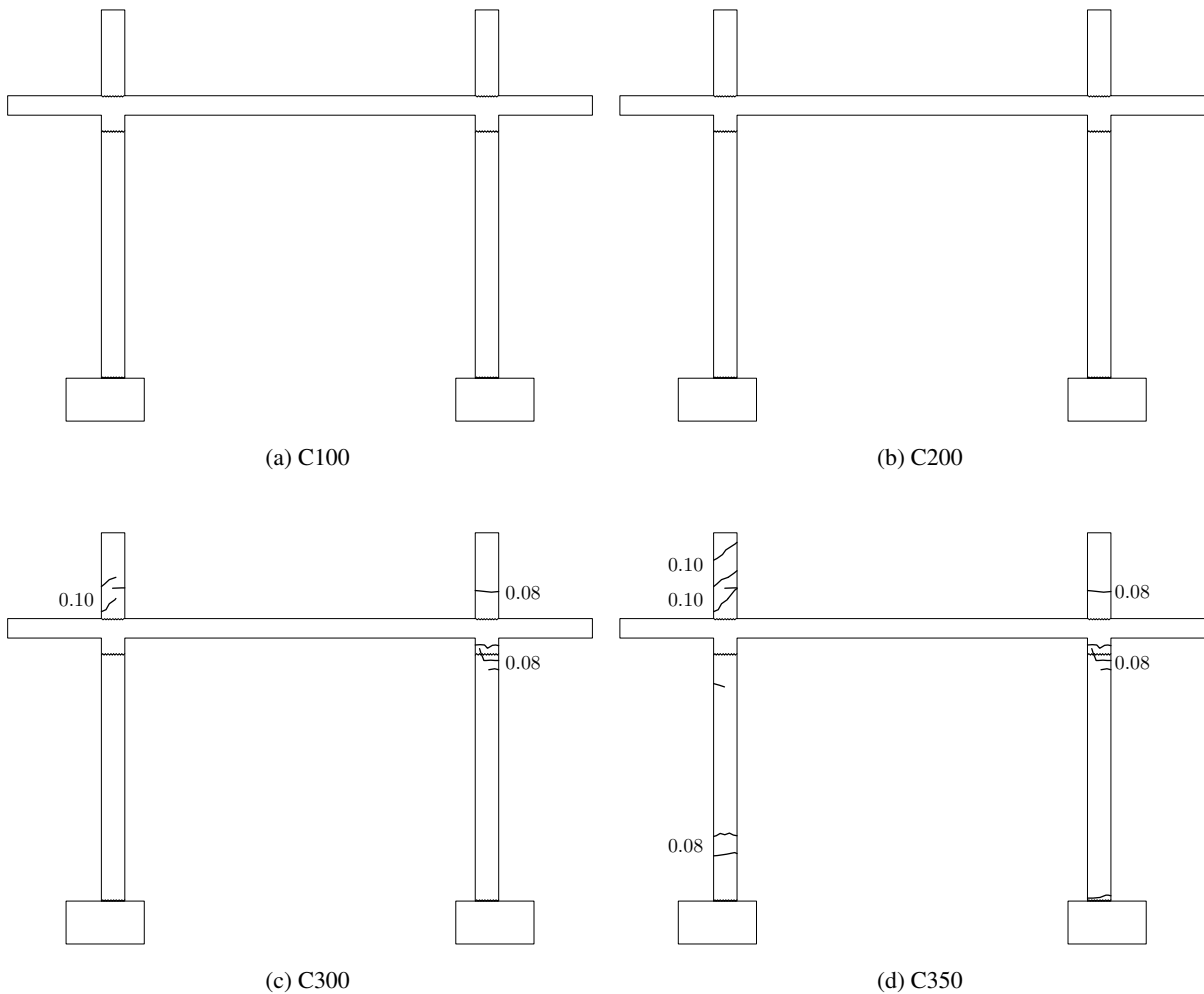


Figura 7.46: Fisuración pilares 3 y 4 (ancho de fisura en mm)

7.4. Comprobación del método propuesto

En este apartado se pretende predecir la respuesta del espécimen siguiendo la formulación del método propuesto en el capítulo 4 para diversos niveles de intensidad sísmica. Inicialmente se lleva a cabo una estimación de las propiedades mecánicas basada en modelos numéricos y la geometría de la estructura. A continuación se predice la relación entre la máxima deformación lateral experimentada y la energía disipada a partir de las expresiones del número de ciclos equivalentes n_{eq} propuestas en el capítulo 3. Con todo ello se predicen los máximos desplazamientos y ratios de energías disipadas que se comparan con los resultados experimentales expuestos más arriba.

7.4.1. Estimación de las propiedades mecánicas

Con el objeto de determinar la capacidad lateral del pórtico sin disipadores y sus propiedades dinámicas, se realiza un análisis con el método del empuje incremental con control de fuerza con el programa IDARC 7.0 [71] de la mitad de la estructura (uno de los pórticos). Como resultado se obtuvo el período fundamental $fT_1 = 0,564s$ y los cortantes y desplazamientos de fluencia de cada planta fQ'_y y $f\delta_y$ del pórtico a partir de una idealización bilineal elástica–perfectamente plástica (a trazos) de las curvas presentadas en la figura 7.47. En esta idealización se considera que la fluencia se produce cuando se ocurre la primera plastificación de los pilares de la planta y se no se considera el endurecimiento por deformación. La masa m_i de cada una de las i plantas se estimó en el apartado 7.1. A partir de la masa de cada planta y el cortante de fluencia de cada planta $fQ_{y,i}$ (que será el doble del de un pórtico $fQ'_{y,i}$) podemos obtener el coeficiente cortante de cada planta, $f\alpha_i$ dada su definición en la ecuación 4.22 en la página 114. Estos valores se resumen en la tabla 7.18.

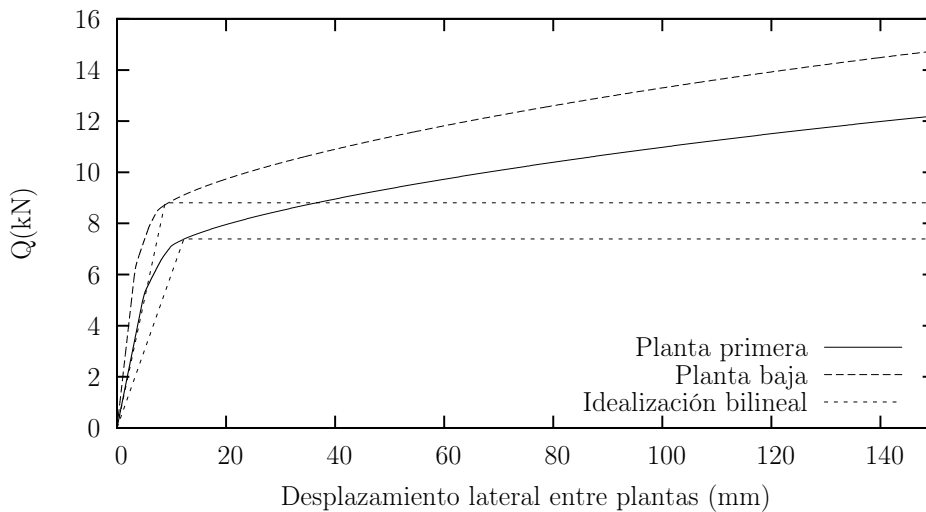


Figura 7.47: Relación fuerza–desplazamiento entre plantas obtenida de un análisis estático no lineal con el método del empuje incremental de uno de los pórticos

Planta	$m_i(\text{kNs}^2/\text{cm})$	$fQ_{y,i}(\text{kN})$	$f\alpha_i$	$f\delta_{y,i}(\text{mm})$
$i = 2$	$5,97 \cdot 10^{-2}$	15.32	0.241	12.70
$i = 1$	$6,48 \cdot 10^{-2}$	17.64	0.144	8.82

Tabla 7.18: Propiedades mecánicas del pórtico

Asimismo, a partir de las características de cada elemento IPE en el disipador WPD estudiadas en el capítulo 3 y el ángulo que forma el disipador con la horizontal, podemos obtener la fuerza y desplazamiento de fluencia del conjunto de disipadores en cada planta, $sQ_{y,i}$ y $s\delta_{y,i}$, el coeficiente cortante en cada planta del conjunto de disipadores $s\alpha_i$ y la relación de rigideces laterales K_i entre los disipadores y el pórtico. La fracción de amortiguamiento considerada es $\xi = 2,6\%$, obtenida a partir

7 Comprobación experimental

de ensayos de vibración libre en la tabla 7.4. Estos datos se resumen en la tabla 7.19.

Planta	${}_s Q_{y,i}$ (kN)	${}_s \alpha_i$	${}_s \delta_{y,i}$ (mm)	K_i
$i = 2$	52.2	0.820	2.29	18.88
$i = 1$	35.28	0.534	2.29	14.23

Tabla 7.19: Propiedades mecánicas de los disipadores

7.4.2. Estimación del número de ciclos equivalentes

Para estimar el número de ciclos equivalente n_{eq} siguiendo el procedimiento descrito en el apartado 3.5 es necesario conocer los valores del parámetro sismológico I_D (ecuación 3.34), el ratio $\tau = T/T_G$ entre el período fundamental del edificio T y el período inicial del rango de períodos medios del espectro de aceleraciones del sismo T_G , y el factor de reducción de fuerzas sísmicas R (ecuación 3.33). En la tabla 7.20 se muestra los valores del input de energía V_E , el input de energía acumulado V_E^* , el parámetro I_D , el período T_G , y el factor R para cada simulación sísmica. La estimación del número de ciclos equivalentes se realiza con los valores del apartado 3.5.5 para sistemas asimilables a un grado de libertad. Se aplican los coeficientes propuestos en las tablas 3.15 y 3.5 para sismos de campo lejano a la expresión 7.13. El número de ciclos equivalentes predichos con este procedimiento vienen dados en la tabla 7.21. Los valores de n_{eq} son altos en comparación a los obtenidos en capítulos anteriores ya que los valores del parámetro I_D (obtenidos a partir de la aceleración medida en la mesa sísmica) son igualmente elevados en comparación a los valores de este parámetro en los acelerogramas históricos analizados.

	Simulación				
	c50	c100	c200	c300	c350
V_E (cm/s)	17.8	36.1	94.7	196.6	257.7
V_E^* (cm/s)	17.8	53.9	148.6	345.2	602.9
I_D	16.6	22.5	23.5	32.8	50.6
T_G (s)	0.75	0.75	0.75	0.85	0.85
R	0.27	0.84	2.32	5.40	9.46

Tabla 7.20: Parámetros de la acción sísmica

$$n_{eq} = 1 + C \cdot \tau^\lambda \cdot (R - 1)^\phi \cdot I_D^K \quad (7.13)$$

	Simulación sísmica				
	c50	c100	c200	c300	c350
n_{eq}	15.42	8.29	33.04	92.99	210.92

Tabla 7.21: Estimación del número de ciclos equivalentes

7.4.3. Predicción de la deformación lateral entre plantas

Con la finalidad de estimar el máximo desplazamiento experimentado por la estructura durante cada simulación sísmica, partimos de las ecuaciones de predicción del apartado 4.6.3. Los parámetros $f\alpha_1$, K , $s\alpha_1$, $f\delta_{y,i}$ y $s\delta_{y,i}$ han sido definidos anteriormente en la sección 7.4.1 de este capítulo. Los parámetros α_e , χ_1 y γ_1 se obtienen con la ayuda de las ecuaciones 4.54, 4.23 y 4.42. Por su parte los parámetros a y b , definidos en las ecuaciones 4.43 y 4.44, se obtienen a partir de la predicción de n_{eq} y las relaciones empíricas de la tabla 3.13 para sismos de campo lejano, resultando $a = n_{eq}/2$ y $b = a^{0,35}/4$. En el caso de que el pórtico no plastifique $b = 0$. La tabla 7.22 resume los valores adoptados de estos parámetros. Los desplazamientos máximos entre plantas para la planta baja predichos siguiendo la metodología del capítulo 4 se muestran en la tabla 7.23 en milímetros y como porcentaje de la altura de planta para cada una de las simulaciones sísmicas.

	c50	c100	c200	c300	c350
a	7.7	4.1	16.5	46.5	105.5
b	0.0	0.0	1.4	4.1	9.2
α_e	0.20	0.61	1.69	3.92	6.85
γ_1	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
χ_1	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30

Tabla 7.22: Parámetros para predicción de desplazamientos

	c50	c100	c200	c300	c350
$\delta_{predic}(\text{mm})$	2.53	5.61	8.79	14.68	18.92
$\delta_{predic}(\%)$	0.18	0.40	0.63	1.05	1.35

Tabla 7.23: Predicción de desplazamientos laterales máximos en planta baja

7.4.4. Predicción de la energía disipada

La energía disipada por los disipadores de la planta baja se obtiene en términos de energía disipada normalizada $s\eta_1$ a partir de la ecuación 4.80. Todos los parámetros han sido definidos anteriormente con excepción de la energía disipada por el pórtico en planta baja $f\eta_1$. En caso de que el desplazamiento lateral no alcance la fluencia del pórtico, $f\delta_{y,i} > \delta_{predic,i}$ asumimos que $f\eta = 0$. En caso contrario, obtenemos la energía disipada del pórtico a partir de las relaciones empíricas de η/μ al final del sismo que relacionan $f\eta_1(t_0)$ con $s\eta_1(t_0)$ en las ecuaciones 4.47.

	Simulación sísmica				
	c50	c100	c200	c300	c350
$s\eta_1$	0.53	4.88	37.1	194.7	589.1
$f\eta_1$	0.0	0.0	0.0	20.82	81.35

Tabla 7.24: Estimación de la disipación de energía del pórtico

7.4.5. Comparación de valores obtenidos en las simulaciones sísmicas y predicción

La figura 7.48 presenta la comparación entre las derivas de planta baja medidas en las simulaciones sísmicas y la predicción realizada con la metodología del capítulo 4. En general, puede comprobarse que el ajuste entre predicción y respuesta experimental es satisfactorio. En las simulaciones sísmicas c50 y c100, la predicción sobrestima el desplazamiento lateral, mientras que lo subestima ligeramente en las simulaciones c300 y c350, pero en porcentajes pequeños. En el caso de estudio la predicción del desplazamiento está de acuerdo con las mediciones experimentales con una desviación inferior al 10%.

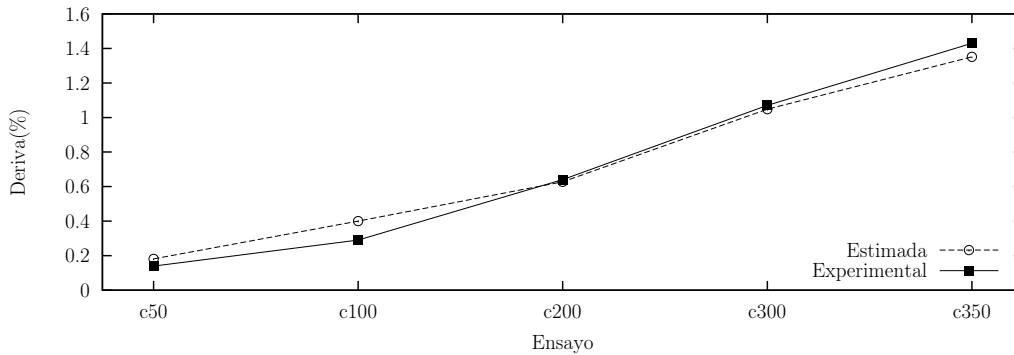


Figura 7.48: Comparación de la predicción de desplazamientos laterales

La figura 7.49 muestra la comparación entre la predicción de $s\eta_1$ y el valor obtenido a partir de las simulaciones sísmicas. La estimación de $s\eta_1$ es aproximadamente un 10% inferior a los resultados experimentales en todos los casos excepto en la simulación c350; en este caso la predicción supera en un 20% al valor experimental. En general, se puede afirmar que el ajuste entre predicción y resultado experimental es altamente satisfactorio.

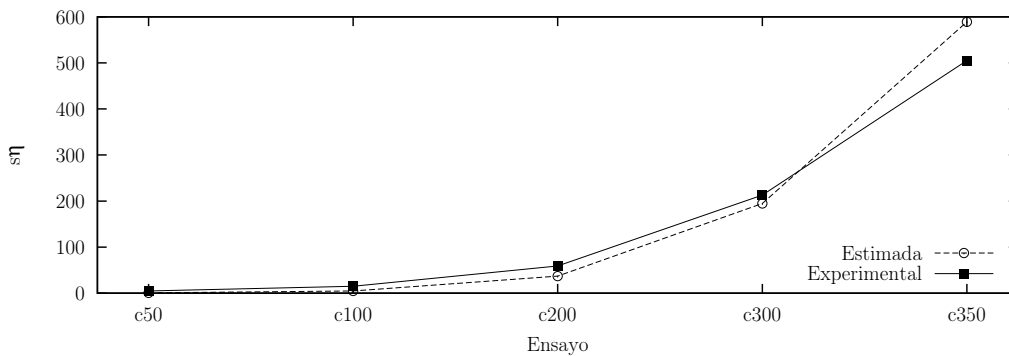


Figura 7.49: Comparación de la predicción de $s\eta_1$

7.5. Evaluación de las prestaciones

En este apartado se evalúa la respuesta del espécimen de ensayo en relación a las predicciones planteadas en el capítulo 4 y a las referencias de la literatura para este tipo de estructuras. La tabla 7.25 muestra los parámetros de respuesta de las simulaciones sísmicas (en negrita en la tabla) y su comparación con los valores de referencia [38, 40, 81]. A partir de esta comparación se establecen las prestaciones de la estructura para cada nivel de intensidad de las simulaciones sísmicas. A cada simulación sísmica corresponde un período de retorno en el sitio, T_R , que se puede asociar a sismos muy frecuentes (c50), frecuentes (c100), raros (c200), muy raros (c300) y extremos (c350).

La deformación lateral de la estructura en cada simulación sísmica se compara con los valores típicos de deformación de estructuras porticadas propuestos por Elnashai y Di Sarno [34]. En el caso de sismos muy frecuentes y frecuentes, los valores de la deriva entre plantas u están en el rango del 0.20 a 0.50% de la altura de planta h , por lo que los tipos de daño esperados en el edificio son no estructurales. En el caso de los sismos raros, muy raros y extremos, los valores máximos de la deriva entre plantas están en el rango del 0.50 al 1.50% de la altura de planta. Los típicos daños asociados a estas deformaciones laterales son moderados en elementos estructurales, y particularmente bajos en el caso de estructuras porticadas proyectadas únicamente para cargas gravitatorias, que son más flexibles lateralmente que los pórticos convencionales proyectados para soportar simultáneamente cargas gravitatorias y sísmicas. La observación de las elongaciones de las armaduras longitudinales concuerda con estos tipos de daño. En el caso de sismos muy frecuentes y frecuentes, no se alcanzó la fluencia en ninguna de las secciones instrumentadas. Ésta se produjo en el transcurso del sismo raro, con valores máximos de deformación de $3160.2\mu\text{m}/\text{m}$. En los sismos muy raros y extremos la deformación de las armaduras fue un 345% y un 640% superior a la de fluencia.

La evaluación del daño en las rótulas del pórtico según el índice de daño D_i [27] ofrece valores casi nulos en los casos de sismos muy frecuentes, frecuentes y raros, alcanzando los primeros valores significativos en los sismos muy raros y extremos, llegando a alcanzar el valor de $D_i = 1,15$ en las rótulas de la base de los pilares. Por su parte el índice de Park y Ang [70] muestra que no se produjo daño en ninguna de las secciones de hormigón armado del pórtico durante las simulaciones c50, c100 y c200. En la simulación c300 aparecen los primeros valores de D_{PA} no nulos (máximo 0.12 en la rótula c200) pero no se alcanzan valores significativos hasta la simulación c350. Durante esta simulación el índice D_{PA} toma valores de hasta 0.43 en las rótulas 20 y 40 en la base de los pilares. Estos datos sugieren que no se produjeron daños en las secciones de hormigón armado del pórtico hasta la simulación 350, en la que aparecen daños moderados y concentrados en las bases de los pilares. Atendiendo a la fisuración del pórtico de hormigón armado en relación a los niveles de daño descritos en el FEMA 356 [40], las fisuras observadas nunca superan el espesor de 1.58mm ($1/16''$), por lo que el estado del pórtico permite su ocupación inmediata en todos los casos.

El daño estructural en los disipadores se evalúa en términos del índice de daño $\bar{I}D$ [14] que tiene en cuenta la energía disipada y el historial de carga en la determinación de la capacidad límite última de disipación de energía de los disipadores. En los sismos muy frecuentes y frecuentes, el índice $\bar{I}D$

7 Comprobación experimental

toma valores bajos (0.02 y 0.05 sobre 1) por lo que se puede admitir que el daño es nulo. Tras los sismos raros y muy raros, aparecen daños ligeros y moderados en el disipador, pero no es necesario reemplazarlos tomando como criterio de proyecto que la sustitución sea necesaria cuando el índice $\bar{I}D$ alcance el valor de 0.50. Finalmente tras el sismo extremo, el daño en algún disipador es severo $\bar{I}D = 0,78$ y es necesaria su sustitución a pesar de que su rigidez y resistencia no se hayan visto disminuidas en los datos experimentales obtenidos.

A partir de estos resultados, las prestaciones globales de la estructura son (i) totalmente funcional en los casos de sismos frecuentes y muy frecuentes (ii) operativo en el caso de sismos raros, ya que pueden aparecer daños moderados en elementos no estructurales debido al desplazamiento entre plantas (iii) seguridad vital en el caso de sismos muy raros, ya que tanto los disipadores como el pórtico y los elementos no estructurales requerirán reparaciones pero no se compromete la resistencia lateral de la estructura y (iv) prevención de colapso en el caso de sismos extremos, ya que se han producido daños severos en los disipadores pero el pórtico principal conserva su capacidad portante y los daños en el mismo son reducidos (como se discutió anteriormente) permitiendo incluso su ocupación tras el terremoto. Es importante enfatizar que, centrándonos en el daño en el pórtico, estos niveles de comportamiento son claramente superiores a los de una estructura porticada convencional de hormigón armado sin disipadores dimensionada para resistir cargas gravitatorias y sísmicas. La bondad de la solución de estructuras con disipadores investigadas en esta tesis es incluso mayor, si se tiene en cuenta que el pórtico se dimensionó únicamente para cargas gravitatorias, y tiene por lo tanto unas dimensiones y armado muy inferior al de una estructura porticada convencional.

7 Comprobación experimental

		Simulaciones				
		c50	c100	c200	c300	c350
Peligrosidad	T_R	15	75	550	2300	4500
	Tipo	Muy frecuente	Frecuente	Raro	Muy raro	Extremo
Deformación	Deriva entre plantas (%)	0.14	0.29	0.64	1.07	1.43
	Referencia [34] (%)	$u/h < 0,2\%$	$0,2 < u/h < 0,5\%$	$0,5 < u/h < 1,5\%$	$0,5 < u/h < 1,5\%$	$0,5 < u/h < 1,5\%$
	Tipo de daño [34]	No estructural	No estructural	Moderado en estructura	Moderado en estructura	Moderado en estructura
Máximo daño en el elementos pórtico [27]	Armaduras ($\mu\text{m}/\text{m}$)	578.8	1380.9	3160.2	9001.3	16782.6
		$Di = 0,04$	$Di = 0,08$	$Di = 0,21$	$Di = 0,95$	$Di = 3,47$
Máximo daño en el elementos pórtico [70]		$D_{PA} = 0,00$	$D_{PA} = 0,00$	$D_{PA} = 0,00$	$D_{PA} = 0,12$	$D_{PA} = 0,43$
Fisuración del pórtico		$< 1,58\text{mm}$	$< 1,58\text{mm}$	$< 1,58\text{mm}$	$< 1,58\text{mm}$	$< 1,58\text{mm}$
Prestaciones pórtico [40]		Ocupación inmediata	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata
Daño en disipadores		$ID = 0,02$	$ID = 0,05$	$ID = 0,17$	$ID = 0,45$	$ID = 0,78$
Tipo de daño en disipadores		Nulo	Nulo	Ligero	Moderado	Severo
Prestaciones globales		Totalmente funcional	Totalmente funcional	Operativo	Seguridad	Prevención colapso

Tabla 7.25: Evaluación de prestaciones

8 Conclusiones

Esta tesis profundiza en la investigación sobre estructuras sismorresistentes innovativas con sistemas de control pasivo y propone una metodología basada en prestaciones y en las ecuaciones de balance de energías de Housner-Akiyama para proyectar estructuras porticadas de hormigón armado equipadas con dispositivos de disipación de energía del tipo *Web Plastifying Damper* WPD. La metodología se puede extender a otros disipadores de energía de tipo histerético.

Los disipadores WPD son unos dispositivos cuya disipación de energía se basa en la flexión fuera de plano del alma de segmentos cortos de perfiles comerciales doble T. Por su sencillez y bajo coste, estos disipadores podrían ser empleados masivamente en países con un nivel de demanda sísmica baja o moderada, como en el caso de España. El capítulo 3 se ocupa del estudio del comportamiento de estos disipadores a través de una ley de comportamiento histerético sencilla y una estimación de la capacidad límite de disipación de energía.

Estudios anteriores han puesto de manifiesto que las curvas fuerzas–desplazamiento del disipador pueden descomponerse en dos partes: la parte de esqueleto y la parte de Bauschinger en función de si se ha superado o no, en un determinado dominio de carga (positivo o negativo) la fuerza máxima aplicada en ese mismo dominio en los ciclos anteriores. La parte del esqueleto coincide con la relación fuerza-desplazamiento ante cargas monótonas y se aproxima con una envolvente trilineal en este trabajo. Por su lado, para la parte de Bauschinger se propone una aproximación bilineal cuyo primer tramo tiene la pendiente elástica y conserva la energía histerética disipada en los ciclos de carga. En cuanto a la capacidad última de disipación de energía, se parte de la base de que la energía total disipada es la suma de la energía disipada en las partes del esqueleto y de Bauschinger. Investigaciones previas han demostrado también que estas energías pueden predecirse a partir de la deformación plástica acumulada en el esqueleto de la curva y de los parámetros de la ley de comportamiento histerético. En esta tesis, sendos modelos numéricos (el que aproxima la parte del esqueleto y el que aproxima la parte de Bauschinger) fueron calibrados a partir de los resultados de ensayos cuasi–estáticos de componentes del disipador y fueron comprobados posteriormente con ensayos dinámicos con mesa sísmica de un espécimen a escala $1/2$ de una estructura porticada equipada con disipadores WPD. En estos ensayos se pudo comprobar que los dispositivos son una fuente estable y predecible de energía histerética.

Con el objeto de investigar la eficacia de los disipadores instalados en estructuras porticadas y los parámetros estructurales y sismológicos que la afectan, se realizaron cálculos dinámicos directos no lineales con 22 sismos de campo lejano y otros 22 cercanos a falla de 12 prototipos representativos de las estructuras del tipo investigado en esta tesis (estructuras porticadas de hormigón armado). La

8 Conclusiones

cuantificación de esta eficacia se da en términos del ratio entre la energía histerética disipada y la máxima deformación experimentada η/μ , siendo este ratio igual al concepto de número equivalente n_{eq} de ciclos plásticos de amplitud máxima que la estructura debe desarrollar para disipar una cierta energía histerética, propuesto por otros autores en la literatura. Se concluye de estos cálculos que la eficacia de los disipadores WPD instalados en pórticos es altamente dependiente de diversos parámetros estructurales y sismológicos que se discuten en esta tesis. Concretamente se adopta el criterio de que el número de ciclos equivalentes siga una regresión exponencial con coeficientes C , χ , φ y κ en función del factor de reducción de fuerzas sísmicas R , del ratio $\tau = T/T_G$ entre el período fundamental de la estructura T y el período predominante del sismo T_G y del parámetro sismológico I_d que es representativo de la cercanía a falla y la impulsividad del terremoto. La relación entre n_{eq} y estos parámetros se puede expresar como sigue:

$$n_{eq}(\tau, R, I_d) = 1 + C \cdot (\tau)^\chi \cdot (R - 1)^\varphi \cdot I_d^\kappa$$

En el desarrollo de esta tesis, se proponen valores de estos coeficientes para predecir la eficacia de los disipadores a través del parámetro n_{eq} y con ello el ratio entre la energía histerética disipada y la máxima deformación experimentada μ en estructuras de varias plantas teniendo en cuenta la cercanía a la falla, y el comportamiento elástico o inelástico del pórtico, tanto al final del sismo como en el instante de máxima deformación de la estructura. Se estudiaron pórticos proyectados para que el mecanismo de plastificación fuese del tipo viga débil columna fuerte, y otros en los que el patrón de formación de rótulas plásticas en el pórtico era arbitrario. Se observó que no habían diferencias significativas en cuanto a los valores de estos coeficientes. Esto significa que en estructuras con disipadores de energía la imposición de que plastifiquen antes las vigas que los pilares no incrementa la eficacia de los disipadores en términos del ratio η/μ y por lo tanto no es necesario imponer esta condición de jerarquía de resistencias propia del proyecto por capacidad.

El método sismorresistente basado en prestaciones y en las ecuaciones de balance de energías de Housner-Akiyama para proyectar estructuras porticadas de hormigón armado equipadas con dispositivos de disipación de energía del tipo *Web Plastifying Damper* WPD del capítulo 4 parte de la hipótesis contrastada por Housner, Akiyama, Bertero y otros investigadores de que la energía que entra en una estructura debido a la acción sísmica es una cantidad estable y que principalmente depende de su masa y período fundamental. La estructura se idealizada mediante modelos de masas concentradas, en los que en cada planta se combinan dos partes, idealizadas mediante sendos muelles horizontales conectados en paralelo. Un muelle representa al pórtico principal y el otro representa los disipadores instalados en cada planta. Cada muelle está caracterizado por su resistencia y rigidez lateral, y un comportamiento histerético elástico perfectamente plástico. Los disipadores instalados en cada planta se proyectan para que tenga una rigidez lateral mucho mayor que la del pórtico y un desplazamiento de fluencia menor. Por esta razón, al pórtico principal se le denomina parte flexible y a los disipadores parte rígida.

Usando una distribución de resistencias laterales entre plantas que propicia que el ratio de energía acumulada η (que se puede interpretar como el daño estructural) sea aproximadamente igual en todas

8 Conclusiones

las plantas, se puede estimar la energía introducida en cada planta. Teniendo en cuenta las relaciones empíricas propuestas en esta tesis entre la energía disipada y la máxima deformación del pórtico y de los disipadores, es posible predecir la distribución de energías entre los elementos resistentes y sus máximos desplazamientos. Siguiendo el paradigma del proyecto basado en prestaciones, la metodología de proyecto fija en primera lugar una serie de niveles o escenarios de peligrosidad sísmica. Para cada escenario de peligrosidad sísmica, los datos de partida vienen dados por una caracterización de la sismicidad del sitio en términos de energía total introducida por el terremoto en la estructura. En segundo lugar, para cada nivel de peligrosidad sísmica se establecen unos niveles de comportamiento o prestaciones en términos de desplazamiento lateral y daño máximo permitido en el pórtico. El pórtico se dimensiona inicialmente para que soporte únicamente las cargas gravitatorias. La rigidez y resistencia lateral requerida a los disipadores de cada planta se determina siguiendo los pasos expuestos en el capítulo 4. En cada uno de los escenarios o niveles de peligrosidad sísmica se obtiene un dimensionado candidato, y la respuesta de la estructura con cada dimensionado candidato de disipadores se evalúa en todos los otros escenarios de peligrosidad. Finalmente, se seleccionan los dimensionados que satisfacen las prestaciones requeridas en todos los escenarios de peligrosidad sísmica, y entre ellos se elige aquel que mejor se ajuste a otras consideraciones de proyecto, como cuestiones constructivas, de uniformizar disipadores, minimizar costes, etc. En el caso de que no se encuentre ningún dimensionado que satisfaga las prestaciones planteadas, corresponde al proyectista el replantearlas o alterar el dimensionado del pórtico para modificar su rigidez y/o resistencia lateral. En resumen, el método propuesto tiene como objeto obtener un dimensionado de disipadores capaz de controlar los desplazamientos máximos y daño en el pórtico en varios niveles de peligrosidad sísmica y sigue los siguientes pasos:

1. Proyectar una estructura porticada considerando como única acción las cargas gravitatorias. El pórtico ha de tener un detallado adecuado para permitir que éste alcance las derivas esperadas sin comprometer su resistencia a cargas verticales. Idealizar el pórtico como un modelo dinámico de masas concentradas. A partir de este modelo, obtener sus principales parámetros dinámicos y estructurales y las relaciones no lineales fuerza–deformación en cada planta bajo carga monótona.
2. Determinar los parámetros que gobiernan la demanda sísmica en la estructura para cada nivel de peligrosidad sísmica considerado para el proyecto sismorresistente basado en prestaciones. A estos efectos, la acción sísmica viene dada por los espectros de energía introducida por el sismo y un parámetro sismológico I_D que caracteriza la proximidad a falla.
3. Determinar las prestaciones objetivo para cada nivel de peligrosidad en términos de deformación lateral máxima y de cantidad máxima de energía histerética absorbida por el pórtico (daño en el pórtico).
4. Realizar un proceso iterativo con valores crecientes del ratio entre la rigidez lateral del pórtico en cada planta y de los disipadores instalados en la misma resolviendo las ecuaciones de ba-

8 Conclusiones

lance de energía en los momentos de máxima deformación lateral y al final del sismo. En este paso se obtiene un dimensionado de disipadores válido para cada nivel de peligrosidad considerado. La aptitud de estos dimensionados debe después comprobarse en los otros escenarios de peligrosidad sísmica.

5. Evaluar las prestaciones de estos dimensionados de los disipadores en todos los niveles de peligrosidad a partir de las relaciones empíricas η/μ propuestas en esta tesis (parámetro n_{eq}).
6. Analizar las prestaciones de los dimensionados y decidir el más adecuado técnica y económicamente, o redimensionar el pórtico principal y volver al paso 1.

En el capítulo 5 se aplica esta metodología a dos prototipos de estructuras de tres y seis plantas equipadas con disipadores dimensionados para escenarios de sismicidad lejana a falla y de campo cercano respectivamente. Para juzgar la bondad de la metodología en diferentes escenarios, la estructura de 3 plantas se ha proyectado para sismos de campo lejano, y la de seis plantas para sismos de campo cercano. Para el proyecto de estos prototipos se han seleccionado cuatro niveles de peligrosidad (correspondientes a sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros) representativos de un emplazamiento de sismicidad moderada. La energía introducida en términos de velocidad equivalente V_E en la estructura en estos niveles de peligrosidad fue de 53.9, 83.3, 112.7 y 215.6 cm/s. Las prestaciones requeridas en términos de desplazamientos máximos consideran los estados de daño de los elementos no estructurales. En el prototipo de tres plantas, los máximos desplazamientos laterales están limitados al 0.30, 0.50, 0.80, 2.10 % de la altura de planta para cada nivel de intensidad sísmica. En el prototipo de seis plantas, los desplazamientos están limitados al 0.30 % de la altura de planta y al 80 %, 100 % y 400 % del desplazamiento de fluencia de planta. En cuanto a las prestaciones del pórtico, en los tres primeros niveles de peligrosidad sísmica, éste ha de permanecer sin daños, mientras en el caso de sismos muy raros se pueden admitir daños moderados.

A continuación en el capítulo 6 se evalúan las prestaciones de estos prototipos por medio de cálculos dinámicos no lineales que emplean modelos numéricos comprobados. Para estudiar la respuesta dinámica de los edificios idealizados, se seleccionaron grupos de acelerogramas históricos que representan la peligrosidad sísmica en las ubicaciones de los edificios. Se han seleccionado cuatro niveles de peligrosidad (correspondientes al 50 %, 20 %, 10 % y 2 % de excedencia en 50 años) representativos de la sismicidad de los sitios. Para cada uno de estos niveles de peligrosidad se seleccionaron entre ocho y nueve acelerogramas representativos. Los valores pico de los parámetros de demanda fueron identificados y empleados en la evaluación de los prototipos. Suponiendo una distribución lognormal de estos valores máximos de respuesta para una intensidad dada, se lleva a cabo una evaluación de las prestaciones de los prototipos. Los resultados de la evaluación probabilística de las respuestas indican que las prestaciones prescritas en el método se satisfacen. Se comprueba que las estructuras con disipadores proyectadas son capaces de mantener el desplazamiento por debajo de los límites impuestos en más del 80 % de las simulaciones en el prototipo de tres plantas. Por su parte, el método propuesto subestima el desplazamiento lateral del prototipo de seis plantas para el 50 % de excedencia en 50 años pero ofrece una estimación conservadora para intensidades superiores.

8 Conclusiones

Finalmente se comprueban experimentalmente en el capítulo 7 las propuestas de esta tesis por medio de una serie de ensayos dinámicos con mesa sísmica de una subestructura a escala $2/5$ correspondiente a un prototipo de edificio porticado de hormigón armado equipado con disipadores WPD. El espécimen es sometido a una serie de simulaciones sísmicas con la mesa vibrante del Laboratorio de Dinámica de Estructuras de la Universidad de Granada, que representan terremotos asociados a períodos de retorno de 15, 75, 550, 2300 y 4500 años en el sitio. Los resultados de los ensayos indican que las estructuras porticadas de hormigón armado equipadas con disipadores WPD proyectadas con la metodología propuesta se comportan adecuadamente, dando satisfacción a los requisitos de proyecto establecidos para cada nivel de peligrosidad sísmica en el marco del paradigma del proyecto basado en prestaciones. Se comprueba que el método propuesto es capaz de predecir de manera fiable el comportamiento no lineal de estas estructuras con suficiente exactitud.

El método sismorresistente basado en prestaciones y en las ecuaciones de balance de energías de Housner-Akiyama para proyectar estructuras porticadas de hormigón armado equipadas con dispositivos de control pasivo presentado en esta tesis provee las herramientas necesarias para obtener un dimensionado de disipadores capaz de concentrar y mitigar el daño sísmico y controlar los desplazamientos laterales de este tipo de estructuras de manera eficaz para distintos niveles discretos de peligrosidad sísmica.

Líneas futuras de investigación

Esta tesis está enfocada a investigar la eficacia de disipadores histeréticos instalados en estructuras porticadas en regiones de sismicidad moderada, desarrollar un método de proyecto sismorresistente basado en prestaciones utilizando métodos energéticos aplicado a pórticos con sistemas de control pasivo y a evaluar las prestaciones de las estructuras proyectadas con este método. Aunque esta tesis ha cumplido con el objetivo de estudiar estos temas, existen diversas cuestiones que deben seguir siendo investigadas. En trabajos futuros deberían abordarse los siguientes temas: (i) profundizar en el método de cálculo basado en la energía, optimizando la distribución de resistencia lateral y refinando el ratio de la energía disipada al desplazamiento máximo en estructuras de varias plantas con distribuciones de resistencia distintas, (ii) profundizar en la estimación del ratio entre energía histerética y energía total introducida en las estructuras en diversos niveles de peligrosidad sísmica, introduciendo nuevos parámetros sismológicos y del pórtico principal, (iii) incorporar un enfoque probabilista en el método de proyecto capaz de preservar las incertidumbres de la acción sísmica y la variabilidad del ratio de energía disipada entre desplazamiento máximo, (iv) optimizar los resultados del método con el objeto de encontrar un mínimo global que satisfaga los requisitos de proyecto, y (v) realizar un análisis de pérdidas en términos técnicos y económicos que se traduzca en variables de decisión que puedan ser usadas por propietarios e inversores.

Conclusions

My original contribution of knowledge is a performance based earthquake resistant design method based on Housner-Akiyama energy balance equations applied to frames equipped with Web Plastifying Dampers WPD.

Web Plastifying Dampers WPD are devices whose energy dissipating capacity is based on out-of-plane bending of the web of wide-flange steel sections. Due to their simplicity and low cost, these devices are suitable for widespread use in low to medium seismicity countries. Chapter 3 investigates the behaviour of these dampers with a simple hysteretic rule and an estimate of their ultimate energy dissipating capacity.

Previous research has shown that strength–displacement curves of the damper in two parts: the skeleton part and the Bauschinger part, depending on whether the maximum force in previous cycles of loading is exceeded or not in a certain domain of loading (positive or negative). The skeleton part coincides with the strength–displacement relation under monotonic loading, which is approximated by a trilinear envelope in this work. The Bauschinger part is approximated by a bilinear envelope whose first slope coincides with the elastic stiffness and conserves the amount of dissipated hysteretic energy among loading cycles. In modelling the ultimate energy dissipating capacity of the dampers, it is considered that total dissipated energy is the sum of the energy dissipated by the skeleton and Bauschinger parts of the curves. These energies can be predicted as a function of the accumulated inelastic deformation and the parameters of the hysteretic rule. These numerical models were calibrated by means of quasi–static tests and later checked with dynamic shake-table tests of a 1/2 scale specimen of a framed structure equipped with WPDs. During these experiments the dampers proved to be a reliable and predictable source of hysteretic energy.

In order to investigate the effectiveness of dampers installed in framed structures and the structural and seismological parameters that influence their seismic performance, nonlinear time history analysis were performed on 12 representative prototypes of these structures with 22 far-field and 22 near-fault strong motion records. Effectiveness is quantified in terms of the ratio of dissipated hysteretic energy to the maximum displacement η/μ , with this ratio being equal to the number of equivalent cycles n_{eq} (proposed by other authors) of maximum amplitude that the structure needs to undergo so as to dissipate a certain amount of energy. It is concluded that the effectiveness of these devices highly depends on several structural and seismological parameters that are discussed in this thesis. A regression model is adopted whose independent variables are the seismic forces reduction factor R , the ratio $\tau = T/T_G$ between fundamental period and predominant period of the quake, and the seismological parameter I_d that is indicative of the proximity to the source. The coefficients that

8 Conclusiones

provide the best fitting of n_{eq} are C , χ , ϕ and κ . The relation between n_{eq} and these parameters can be expressed as follows:

$$n_{eq}(\tau, R, I_d) = 1 + C \cdot (\tau)^\chi \cdot (R - 1)^\phi \cdot I_d^\kappa$$

In this chapter, values of these coefficients are proposed that allow the prediction of the number of equivalent cycles n_{eq} in multi-story structures taking into account (i) the proximity to the seismic source (ii) the elastic or inelastic behaviour of the frame and (iii) the effectiveness of the dampers at the moment of maximum deformation and after the earthquake. Among the 12 specimens studied, six of them had a strong column - weak beam failure mechanism while the other six presented a random pattern of plastic hinges. It was observed that there were no significant differences in these coefficients. This means that the collapse pattern of the frame has barely any influence on the effectiveness of the dampers in terms of the ratio η/μ , and thus it is not necessary to follow this capacity design criteria.

The performance based earthquake resistant design method based on Housner-Akiyama energy balance equations applied to frames with Web Plastifying Dampers WPD presented in chapter 4 takes the hypothesis supported by Housner, Akiyama, Bertero and other researchers that seismic energy input on a structure is a stable amount that chiefly depends on its mass and fundamental period. The structural system is idealized by lumped masses on each floor with two combined horizontal springs in parallel. One of the springs represents the main frame and the other one the dampers installed at each floor. Each spring is characterized by its lateral strength and stiffness and a elastic-perfectly plastic behaviour. Dampers on each floor are designed to have a higher lateral stiffness and a smaller yield displacement than the frame. This is the reason why the dampers and frame are referred to as stiff and flexible elements.

By using a distribution of lateral strengths proposed in literature which better allows the ratio of accumulated energy to be even among stories, the amount of energy dissipated η in each structural element can be predicted. Taking into account the proposed empirical relations between dissipated energy and maximum deformation, it is possible to predict the distribution of hysteretic energy and the peak displacements of the structure during seismic action. Following the paradigm of performance based design the proposed methodology characterizes each scenario of seismic hazard in terms of energy input and the required performance is expressed in terms of lateral displacement and maximum damage in the main frame. The main frame is design to withstand only gravity loads. The lateral strength and stiffness of the dampers required at each storey level is determined by following the steps presented in chapter 4. As a result, a likely design is obtained for each level of seismic action. The performance of all the candidate designs is then evaluated in all the other selected hazard scenarios. The outcome of this method is a design whose performance is acceptable in all of these scenarios. In the case that several of the candidate designs are suitable, the decision as to which is the best design will be dependent upon technical and economical issues as well as engineering judgement. On the contrary, if none of the designs prove to be valid, the required performance of the structure must be rethought. In conclusion, the aim of the proposed method is to obtain a damper

8 Conclusiones

design able to control maximum displacements and structural damage considering several discrete hazard levels. Needed steps are:

1. Design a moment resisting frame structure for gravity loads only. Good detailing of the frame is required to ensure that it can deform laterally without losing gravity load carrying capacity. Idealize it as a lumped masses system. Perform a nonlinear static pushover in order to obtain its structural and dynamic properties.
2. Determine the values of the parameters that govern the seismic demand on the structure at each level of seismic hazard by means of the input energy spectra and a seismological parameter I_D that characterizes the proximity to the fault.
3. Determine the required performance criteria at each level of seismic hazard in terms of maximum interstorey drifts and maximum hysteretic energy that the frame may absorb (structural damage in the frame).
4. Perform an iterative process by increasing the value of the ratio of the damper's stiffness to the frame's stiffness. This process involves solving the Housner-Akiyama energy balance equations at the moments of maximum deformation and after seismic action. After this process, a likely damper design is obtained for each level of seismic hazard. These likely designs must then be checked at all the levels of seismic hazard considered.
5. Assess the performance of these designs at all hazard levels helped by the empirical relations η/μ proposed in this thesis (parameter n_{eq}).
6. Analyse the performance of the design and decide on the most adequate in technical and economic terms or redesign the frame and repeat from step 1.

In chapter 5 two prototypes of framed structures with dampers are designed accordingly to the presented procedure considering two scenarios of near-fault and far-field seismicity. A 3-storey framed structure has been designed considering far field seismicity while a 6-storey framed structure has been designed for near-fault seismicity. Four levels of hazard have been considered (frequent, occasional, rare and very rare strong motions) in order to represent the seismic action at a moderate-seismicity building site. Input energy in the structure is expressed in terms of equivalent velocity V_E with values of 53.9, 83.3, 112.7 and 215.6 cm/s . On the one hand, required performance is given in terms of lateral displacement limits that take into account the damaged states of nonstructural components. In the case of the 3-storey prototype, lateral displacements are limited to 0.30, 0.50, 0.80 and 2.10% of the storey height. In the case of the 6-storey prototype, lateral displacements are limited to 0.30% of the storey height, 80%, 100% and 400% of the storey yield displacement. On the other hand, it is stated that the frame must remain healthy if subjected to the first three levels of seismic action while some moderate damage is allowed in the case of very rare earthquakes.

Chapter 6 presents a performance-based evaluation by means of nonlinear time history analysis that uses the checked models shown in this thesis. In order to investigate the seismic response of the

8 Conclusiones

idealized structures, several groups of accelerograms that represent the seismicity at the building site were selected and scaled to match the input energy prescribed by an energy-based seismic hazard analysis. Four levels of hazard were selected (corresponding to probabilities of exceedance of 50%, 20%, 10% and 2% in 50 years) and represented by eight or nine strong motion records. Peak values of the engineering demand parameters were identified and used to assess the performance of the prototypes. Assuming a lognormal distribution of the peak demand parameters at a given level of hazard, a probabilistic evaluation of the performance is proposed. The outcomes of these probabilistic assessment show that the seismic response of these prototypes matches the required performance correctly. Structures designed with these method seemed to be able to maintain lateral deformation and structural damage within the prescribed limits in more than 80% of the simulations in the case of the 3-storey structure. In the case of the 6-storey prototype, the method underestimates lateral displacement in frequent quakes while yields more conservative estimates at higher levels of seismic hazard.

Chapter 7 presents an experimental check of the proposals of this thesis by means of shake-table dynamic analysis of a $2/5$ scaled substructure of a reinforced concrete frame equipped with hysteretic dampers of the WPD type. This specimen is subjected to a series of earthquake simulations using the shake table in the premises of the Structural Dynamics Laboratory at the University of Granada. These seismic actions correspond to return periods of 15, 75, 550, 200 and 4500 years at the building site. Observed behaviour during the tests show that reinforced concrete frames equipped with WPD are a valid answer to performance-based seismic design and that the proposed method can predict with a degree of accuracy the seismic behaviour of these structures.

In conclusion, the performance based earthquake resistant design method based on Housner-Akiyama energy balance equations applied to reinforced concrete frames with WPDs presented in this thesis is able to concentrate and mitigate seismic damage and to control the lateral displacements of these structures when subjected to several levels of seismic hazard.

Further areas of scholarship

The focus of this thesis is to investigate the effectiveness of hysteretic dampers installed in framed structures, to developing a performance based earthquake resistant design method based on Housner-Akiyama energy balance equations applied to frames with passive control technologies, and on the performance-based assessment of the structures designed by this method. While the thesis has been successful in its objectives to study these issues, several research questions can be improved. Further areas of scholarship are (i) to deepen the knowledge of energy-based methods by optimizing the distribution of lateral strengths in height and by refining the ratio of dissipated energy to maximum displacement in multi-storey structures with different lateral strength distributions, (ii) to investigate the ratio of hysteretic energy to total input energy at several hazard levels, (iii) to incorporate a probabilistic approach into the design method that preserves the uncertainties of the seismic action and the variability of the dissipated energy to maximum displacement ratio, (iv) to optimize the outco-

8 Conclusiones

mes of the method in order to find a global minimum design that satisfies the required performance criteria, and (v) to perform a loss analysis in technical and economic terms that could be translated into decision variables to be used by owners and shareholders.

9 Bibliografía

- [1] SEAOC 1995. *Vision 2000: Performance based seismic engineering of buildings*, 1995.
- [2] ATC 40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *Applied Technology Council*, 1996.
- [3] Ian D. Aiken, Douglas K. Nims, Andrew S. Whittaker, and James M. Kelly. Testing of passive energy dissipation systems. *Earthquake Spectra*, 9(3):335–370, 1993.
- [4] H. Akiyama. *Earthquake Resistant Limit-State Design for Buildings*. 1985.
- [5] H Akiyama. Prediction for seismic responses of flexible-stiff mixed structures with energy concentration in the first story. *J. of Structural and Construction Engineering, AIJ*, 1989.
- [6] H. Akiyama. *Metodologia del proyecto sismorresistente de edificios basada en el balance energetico*. Editorial Reverte, 1999.
- [7] H. Akiyama, M. Takahashi, and Z. Shi. Ultimate energy absorption capacity of round-s.steel rods subjected to bending. *Trans. of A.I.J.*, 475, 1995.
- [8] H Akiyama and S Yamada. Full scale shaking table test of flexible-stiff mixed structure with brace-type hysteretic dampers. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 2001.
- [9] Hiroshi Akiyama, Makoto Takahashi, and Zhung Shi. Ultimate energy absorption capacity of round-shape steel rods subjected to bending. *J. Struct. Constr. Eng., AIJ*, 475:145–154, 1995.
- [10] N. Ambraseys, P. Smit, R. Sigbjornsson, P. Suhadolc, and B. Margaris. Dissemination of european strong-motion data. Internet-Site for European Strong-Motion Data <<http://www.isesd.cv.ic.ac.uk>>, EVR1-CT-1999-40008, European Commission, Directorate-General XII, Environmental and Climate Programme, Bruxelles, Belgium, 2001.
- [11] Applied Technology Council, Michael Mahoney, Project Officer, Peter J May, Jack P Moehle, Maryann T Phipps, Jon A Heintz, William T Holmes, Roger D Borchardt, Anthony B Court, R Jay Love, Steven Mccabe, Brian J Meacham, William J Petak, Philip J Caldwell, Robert P Kennedy, Judith Mitrani-reiser, Dawn Lehman, Eric Lumpkin, and Charles Roeder. *Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 2 Implementation Guide ATC-58-1*, volume 1. 2011.

9 Bibliografía

- [12] A Benavent-Climent, F L Lopez-Almansa, and LG Pujades. Capacidad límite última de disipación de energía de estructuras de hormigón armado sometidas a acciones sísmicas, 2001.
- [13] A. Benavent-Climent, L. G. Pujades, and F. Lopez-Almansa. Design energy input spectra for moderate seismicity regions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(5):1151–1172, May 2002.
- [14] Amadeo Benavent-Climent. An energy-based damage model for seismic response of steel structures. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 36(8):1049–1064, 2007.
- [15] Amadeo Benavent-Climent. An energy-based method for seismic retrofit of existing frames using hysteretic dampers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(10):1385–1396, October 2011.
- [16] Amadeo Benavent-Climent and Hiroshi Akiyama. Development of a brace-type hysteretic damper by using round-shape steel rods. *J. Struct. Constr. Eng., AIJ*, 501:125–1133, 1997.
- [17] Amadeo Benavent Climent, Leandro Morillas, and Juan M Vico. A study on using wide flange section web under out of plane flexure for passive energy dissipation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(July 2010):473–490, 2011.
- [18] Amadeo Benavent-Climent, Sang-Hoon Oh, and Hiroshi Akiyama. Ultimate energy absorption capacity of slit-type steel plates subjected to shear deformations. *J. Struct. Constr. Eng., AIJ*, 503:139–147, 1998.
- [19] V. Bertero and CM. Uang. Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19:77–90, 1990.
- [20] Ricky W.K. Chan and Faris Albermani. Experimental study of steel slit damper for passive energy dissipation. *Engineering Structures*, 30(4):1058 – 1066, 2008.
- [21] Ricky W.K. Chan, Faris Albermani, and Martin S. Williams. Evaluation of yielding shear panel device for passive energy dissipation. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(2):260 – 268, 2009.
- [22] B Chiou, R Darragh, N Gregor, and W Silva. NGA project strong-motion database. *Earthquake Spectra*, 2008.
- [23] H Choi and J Kim. Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum. *Engineering Structures*, 28(2):304–311, January 2006.
- [24] C D Comartin, R W Niewiarowski, C Rojahn, Applied Technology Council, California. Seismic Safety Commission, and ATC 40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *Applied Technology Council*, 1, 1996.

9 Bibliografía

- [25] MC Constantinou, TT Soong, and GF Dargush. *Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit*. 1998.
- [26] Edoardo Cosenza and Gaetano Manfredi. Damage indices and damage measures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 2(1):50–59, January 2000.
- [27] D Darwin and CK Nmai. Energy dissipation in RC beams under cyclic load. *Journal of Structural Engineering*, 1986.
- [28] David Darwin and CK Charles K Nmai. Energy dissipation in RC beams under cyclic load. *Journal of Structural Engineering*, 112(8):1829–1846, 1986.
- [29] Ministerio de Fomento and Ministerio de Fomento. Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP–07). Technical report, Ministerio de Fomento, Madrid, 2007.
- [30] Luis D. Decanini, Laura Liberatore, and Fabrizio Mollaioli. Characterization of displacement demand for elastic and inelastic SDOF systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(6):455–471, August 2003.
- [31] Luis D. Decanini and Fabrizio Mollaioli. An energy-based methodology for the assessment of seismic demand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(2):113–137, February 2001.
- [32] GG Deierlein, H Krawinkler, and CA Cornell. A framework for performance-based earthquake engineering. In *Pacific Conference on Earthquake Engineering*, 2003.
- [33] ATC-58 35 % Draft. *Guidelines for Seismic Performance Assessment of Buildings*.
- [34] A S Elnashai and L Di Sarno. *Fundamentals of earthquake engineering*. Wiley, 2008.
- [35] European Committee for Standardization. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules seismic actions and rules for buildings*, 2004.
- [36] Peter Fajfar and Helmut Krawinkler. *PERFORMANCE-BASED SEISMIC DESIGN CONCEPTS AND IMPLEMENTATION. Proceedings of an international workshop*. 2004.
- [37] Peter Fajfar and Tomaž Vidic. Consistent inelastic design spectra: Hysteretic and input energy. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23(5):523–537, May 1994.
- [38] M N Fardis. *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings: Based on En-Eurocode 8*. Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering. Springer, 2009.
- [39] Federal Emergency Management Agency. Guidelines and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 273 & 274). Technical Report November, FEMA, Washington DC, 1998.

9 Bibliografia

- [40] Federal Emergency Management Agency. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356). Technical Report November, FEMA, Washington DC, 2000.
- [41] FEMA. *Next-Generation Seismic Design Guidelines FEMA 445*. Number August. 2006.
- [42] Robert D Hanson and Soong Tsu T. *Seismic Design with Supplemental Energy Dissipation Devices*. Earthquake Engineering Research Institute, 2001.
- [43] Yukihiro Harada and Hiroshi Akiyama. Seismic design of flexible-stiff mixed frame with energy concentration. *Engineering Structures*, 20(12):1039–1044, December 1998.
- [44] H.G. Harris and G.M.Sabnis. *Structural Modeling and Experimental Techniques*. CRC Press, 2nd edition, 1999.
- [45] Hisahiro Hiraishi, Mitsumasa Midorikawa, Masaomi Teshigawara, and Wataru Gojo. Development of performance-based building code in Japan. In *Proceedings of the 30th joint meeting of the US-Japan Cooperative program in natural resources*, 1998.
- [46] G.W. Housner. *Limit design of Structures to Resist Earthquakes*. 1956.
- [47] GW Housner and LA Bergman. Structural control: past, present, and future. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(9):897–971, 1997.
- [48] Derek T. Hubbard and George P. Mavroeidis. Damping coefficients for near-fault ground motion response spectra. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(3):401–417, March 2011.
- [49] Iunio Iervolino, Giuseppe Maddaloni, and Edoardo Cosenza. *Eurocode 8 Compliant Real Record Sets for Seismic Analysis of Structures*, volume 12. January 2008.
- [50] Kazuo Inoue and Susumu Kuwahara. Optimum strength ratio of hysteretic damper. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27(6):577–588, June 1998.
- [51] PC Jennings. Equivalent viscous damping for yielding structures. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 1968.
- [52] Erol Kalkan and Sashi K. Kunnath. Effects of Fling Step and Forward Directivity on Seismic Response of Buildings. *Earthquake Spectra*, 22(2):367, 2006.
- [53] Erol Kalkan and Sashi K. Kunnath. Relevance of Absolute and Relative Energy Content in Seismic Evaluation of Structures. *Advances in Structural Engineering*, 11(1):17–34, February 2008.
- [54] B. Kato and H. Akiyama. Predictable properties of material under incremental cyclic loading. *IABS, Preliminary publication*, pages 119–124, 1973.

9 Bibliografía

- [55] Hitoshi Kuwamura and Theodore V Galambos. Earthquake Load for Structural Reliability. *Journal of Structural Engineering*, 115(6):1446, 1989.
- [56] Juan C. De la Llera, Carlos Esguerra, and Jose L. Almazan. Earthquake behavior of structures with copper energy dissipators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(3):329–358, 2004.
- [57] Pierre Leger and Serge Dussault. Seismic Energy Dissipation in MDOF Structures. *Journal of Structural Engineering*, 118(5):1251, 1992.
- [58] G. Manfredi, M. Polese, and Edoardo Cosenza. Cumulative demand of the earthquake ground motions in the near source. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32:1853–1865, 2003.
- [59] Gaetano Manfredi. Evaluation of seismic energy demand. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30:485–499, 2001.
- [60] Mitsumasa Midorikawa and I Okawa. Performance-based seismic design code for buildings in Japan. *Earthquake Engineering and Engineering Sismology*, 4(1):15–25, 2003.
- [61] Mitsumasa Midorikawa, Hisahiro Hiraishi, Izuru Okawa, Masanori Iiba, Masaomi Teshigawara, and Hiroshi Isoda. Development of seismic performance evaluation procedures in Japan. In *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, 2000.
- [62] Ministerio de Fomento. *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02)*. 2002.
- [63] Ministerio de Fomento. *Instrucción del Hormigón Estructural EHE-08*. 2008.
- [64] Ministerio de Obras Públicas Transportes y Medio Ambiente. *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-94)*. Technical report, Madrid, 1994.
- [65] Ministerio de Vivienda. *Código Técnico de la Edificación (CTE)*. 2006.
- [66] Ministry of Land Infrastructure Transport Tourism. *Building Standard Law of Japan*. Number 1728 in The Building Standard Law of Japan. Building Center of Japan, 2005.
- [67] Jack Moehle and G.G. Deierlein. A framework methodology for performance-based earthquake engineering. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, number 679, pages 3812–3814, 2004.
- [68] NM. Newmark and WJ. Hall. *Earthquake Spectra and Design*. EERI, Berkeley, 1982.
- [69] Honggun Park and Taesung Eom. A Simplified Method for Estimating the Amount of Energy Dissipated by Flexure Dominated Reinforced Concrete Members for Moderate Cyclic Deformations. *Earthquake Spectra*, 22(2):459, 2006.

9 Bibliografía

- [70] YJ. Park and AHS. Ang. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 111:722–739, 1985.
- [71] YJ. Park, AM. Reinhorn, and SK. Kunnath. *IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame-Shear Wall Structures*. Technical Report NCEER-87-0008, National Center for Earthquake Engineering Research. State Univesity of New York at Buffalo, 1987.
- [72] T Paulay and J N Priestley. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. Wiley-interscience publication. John Wiley & Sons, 1992.
- [73] H A Sawyer Jr. Status and potentialities of nonlinear design of concrete frames. In *Proceedings of the International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ACI SP-12, Miami, Florida*, pages 7–23, 1965.
- [74] BD Scott, R Park, and MJN Priestley. Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. *ACI Journal*, 13-27, 1982.
- [75] SEAOC. BLUE BOOK: Recommended Lateral Force Requirements and Commentary. 1999.
- [76] N Shome. *Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures*. 1999.
- [77] T. T. Soong and G.F. Dargush. *Passive energy dissipation systems in structural engineering*. 1997.
- [78] TT Soong. Probabilistic modeling and analysis in science and engineering. 1981.
- [79] M Srbulov. *Geotechnical Earthquake Engineering: Simplified Analyses with Case Studies and Examples*. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering. Springer, 2008.
- [80] P J Stafford and J J Bommer. Empirical equations for the prediction of the equivalent number of cycles of earthquake ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(11):1425–1436, 2009.
- [81] Jonathan P Stewart and Jonathan D Bray. Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design. *Environmental Engineering*, (September 2001).
- [82] Haluk Sucuoglu and Alphan Nurtuk. Earthquake ground motion characteristics and seismic energy dissipation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 24(9):1195–1213, September 1995.
- [83] M D Symans, A M Asce, F A Charney, F Asce, A S Whittaker, M Asce, M C Constantinou, C A Kircher, M W Johnson, and R J Mcnamara. Energy Dissipation Systems for Seismic Applications : Current Practice and Recent Developments. *Journal of Structural Engineering*, (January):3–21, 2008.

9 Bibliografía

- [84] M TAKAHASHI and H AKIYAMA. Damage concentration characteristics of flexible-stiff mixed shear-type multi-story frames under earthquakes. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 536:63–70, 2000.
- [85] DP Taylor and MC Constantinou. *Fluid dampers for applications of seismic energy dissipation and seismic isolation*. 1998.
- [86] A Teran Gilmore and JO Jirsa. The concept of cumulative ductility strength spectra and its use within performance based seismic design. *ISET Journal of Earthquake Technology, Paper*, 2004.
- [87] A Teran Gilmore and JO Jirsa. Energy demands for seismic design against low cycle fatigue. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 36(3):383–404, 2007.
- [88] Keh-Chyuan Tsai, Huan-Wei Chen, Ching-Ping Hong, and Yung-Feng Su. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. *Earthquake Spectra*, 9(3):505–528, 1993.
- [89] C M Uang, V V Bertero, Berkeley. Earthquake Engineering Research Center of California, and National Science Foundation (U.S.). *Use of energy as a design criterion in earthquake-resistant design*. Number v. 88, no. 18 in Report (University of California, Berkeley. Earthquake Engineering Research Center). Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1988.
- [90] Chia-Ming Uang and Vitelmo V Bertero. Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 19(1):77–90, 1990.
- [91] T Uno, K Yabe, and M Kato. Study on first story energy concentrated steel structure with flexible-stiff mixed frames. *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting . . .*, 1987.
- [92] Jaime Vega, Ignacio del Rey, and Enrique Alarcon. Pounding force assessment in performance-based design of bridges. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38(13):1525–1544, October 2009.
- [93] Quiang Xie. State of the art of buckling-restrained braces in asia. *Journal of Constructional Steel Research*, 61:727–748, 2005.
- [94] TY Yang, Jack P Moehle, and Bozidar Stojadinovic. Performance Evaluation of Innovative Steel Braced Frames. Technical Report August, 2009.
- [95] JTP Yao. Concept of structural control. *Journal of the Structural Division*, 1972.
- [96] T. Yoshino and Y. Karino. Experimental study on shear wall with braces: Part 2. *Architectural Institute of Japan, Structural Engineering Section*, pages 403–404, 1971.