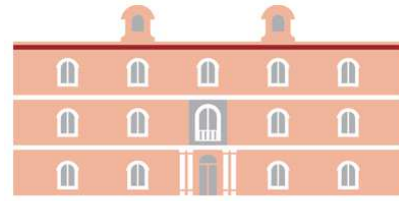




Universidad
Politécnica
de Cartagena



industriales
etsii UPCT

Modelado y análisis *Pushover* de la respuesta sísmica de estructuras de acero

TRABAJO FIN DE MÁSTER

Máster en Ingeniería Industrial

Alumno: D. Antonio Zabala Jorquera

Director: Dr. Pascual Martí Montrull

Cartagena, 24 de Enero de 2017

Resumen

Zabala Jorquera, Antonio. *Modelado y análisis Pushover de estructuras de acero*. Trabajo Fin de Máster en Ingeniería Industrial, Escuela Técnica Superior de Ingeniería Industrial, Universidad Politécnica de Cartagena, Cartagena, 24 de Enero de 2017.

En este Trabajo Fin de Máster (TFM) se realiza una breve introducción a los fundamentos de la ingeniería sísmica y a los métodos de diseño sismorresistente más importantes, prestando mayor atención al análisis estático no lineal o pushover.

Utilizando el programa de cálculo estructural Autodesk *Robot Structural Analysis Professional* se ha aplicado la técnica de análisis pushover a diferentes estructuras de acero con uniones precalificadas para estudiar la influencia de los arriostramientos en la respuesta sísmica del edificio.

Palabras clave: pushover, análisis estático no lineal, pórticos arriostrados.

Abstract

Zabala Jorquera, Antonio. *Modeling and Pushover analysis of steel structures*. End task for Industrial Engineer Master's degree. Technical School of Industrial Engineering, Technical University of Cartagena, Cartagena, 24 January 2017.

This TFM will aim to do an introduction to the fundamentals of earthquake engineering and the most important methods of earthquake-resistant design paying more attention to nonlinear static analysis or pushover.

By using the structural analysis software *Robot Structural Analysis Professional* and applying the pushover analysis a study shall be done on the influence of bracings in the seismic response of steel structures with prequalified joints.

Keywords: pushover, nonlinear static analysis, braced frames.

Lista de figuras

Figura 2.1. Modelo dinámico con 1 gdl.....	4
Figura 2.2. a) Edificio a cortante con excitación sísmica b) modelo dinámico equivalente.....	5
Figura 2.3. a) Modelo completo tridimensional con excitación sísmica b) modelo dinámico simplificado	5
Figura 2.4. Sistema de 1 gdl con excitación sísmica y fuerza externa	6
Figura 2.5. Sistema de n gdl con excitación sísmica y fuerza externa	8
Figura 2.6. a) Curva de fuerza-deformación durante la aplicación inicial de carga: real e idealización elastoplástica b) Relación elastoplástica fuerza-deformación para carga, descarga y recarga.....	12
Figura 2.7. Obtención de un espectro de respuesta en desplazamientos	14
Figura 2.8. Espectro de respuesta combinado para $\nu=2\%$	16
Figura 2.9. Espectro de respuesta elástico de aceleración y desplazamiento para varios niveles de amortiguamiento.....	16
Figura 2.10. Relación de ductilidad de un modelo elasto-plástico.....	17
Figura 2.11. Relación ideal entre $R_{\mu} - \mu - T$	18
Figura 2.12 a) Espectro de respuesta inelástica de aceleración. b) Espectro de respuesta inelástica de desplazamientos.....	18
Figura 2.13 Espectro elástico de diseño compacto(izq.) y espectro elástico de diseño de aceleraciones(der).....	19
Figura 2.14. Espectro inelástico de diseño compacto, $\nu=5\%$ (izq.) y espectro inelástico de diseño de aceleraciones, $\nu=5\%$ (der)	19
Figura 2.15. Obtención del periodo fundamental utilizando un espectro de desplazamiento (MBD).....	25

Figura 2.16. Procedimiento del método de diseño sísmico basado en desplazamientos	26
Figura 3.1. Curva de capacidad o pushover: cortante basal frente a desplazamiento de terraza	28
Figura 3.2. Cortante basal frente desplazamiento terraza de un modelo de n gdl.....	32
Figura 3.3. Curva pushover para un sistema n gdl y su homóloga para 1 gdl.....	32
Figura 3.4. Estimación inicial del punto de desempeño	36
Figura 3.5. Modelo elastoplástico de la curva pushover del método N2	38
Figura 3.6. Obtención gráfica del punto de desempeño para $T^* < T_c$ y $T^* > T_c$	29
Figura 3.7. Relación $R\mu-\mu-T$ por Vidic	40
Figura 3.8. Modelo bilineal de la curva de capacidad para el Método del Coeficiente de Desplazamiento.....	41
Figura 3.9. a) Modelo bilineal de la curva pushover y b) modelo bilineal de la curva pushover para el sistema equivalente de 1 gdl	43
Figura 3.10. Uniones precalificadas de FEMA 350	47
Figura 3.11. Localización de las rótulas plásticas en una viga.....	48
Figura 3.12. Modelo fuerza-deformación/rotación de una rótula plástica según FEMA.....	49
Figura 3.13. Criterio de aceptación para la deformación de elementos según FEMA	49
Figura 4.1. Definición de la estructura	53
Figura 4.2. Espectro de la respuesta elástica horizontal.....	56
Figura 4.3. Espectro de cálculo	57
Figura 4.4. Cargas laterales sobre el pórtico 2D.....	59
Figura 4.5. Momentos en un pórtico intermedio debidos a las cargas laterales	60
Figura 4.6. Esfuerzos cortates en un pórtico intermedio debidos a las cargas laterales	60
Figura 4.7. Esfuerzos axiales en un pórtico intermedio debidos a las cargas laterales.....	61
Figura 4.8. Momentos en un pórtico intermedio debidos a la combinación E+G+0,30Q	61
Figura 4.9. Esfuerzos cortantes en un pórtico intermedio debidos a la combinación E+G+0,30Q	62
Figura 4.10. Esfuerzos axiales en un pórtico intermedio debidos a la combinación E+G+0,30Q	62

Figura 4.11. Desplazamientos (mm) debidos a la combinación E+G+0,30Q	63
Figura 4.12. Modo de vibración 1	65
Figura 4.13. Modo de vibración 2	65
Figura 4.14. Parámetros solicitados por Robot para análisis sísmico usando EN 1998	65
Figura 4.15. Momentos en un pórtico intermedio mediante el análisis modal espectral EN 1998-1:2004	66
Figura 4.16. Esfuerzos cortantes en un pórtico intermedio mediante el análisis modal espectral EN 1998-1:2004	67
Figura 4.17. Esfuerzo axiales en un pórtico intermedio mediante el análisis modal espectral EN 1998-1:2004	67
Figura 4.18. Momentos en un pórtico intermedio debidos a la combinación E+G+0,30Q ...	68
Figura 4.19. Esfuerzos cortantes en un pórtico intermedio debidos a la combinación E+G+0,30Q	69
Figura 4.20. Esfuerzos axiales en un pórtico intermedio debidos a la combinación E+G+0,30Q	69
Figura 4.21. Desplazamientos (mm) debidos a la combinación E+G+0,30Q	70
Figura 4.22. Modelo esfuerzo-deformación de una rótula plástica según FEMA	71
Figura 4.23. Modelo de rótula plástica para vigas IPE 500	73
Figura 4.24. Modelo de rótula plástica para los pilares HEM 340 interiores.....	74
Figura 4.25. Modelo de rótula plástica para los pilares HEM 340 exteriores.....	74
Figura 4.26. Pórtico intermedio con rótulas plásticas.....	75
Figura 4.27. Patrón de carga lateral uniforme y modal	76
Figura 4.28. Curva pushover para pórtico 2D con varios grados de libertad utilizando patrón de carga uniforme	76
Figura 4.29. Curva pushover para pórtico 2D con varios grados de libertad utilizando patrón de carga modal	77
Figura 4.30. Curva pushover del sistema equivalente de 1 gdl.....	78
Figura 4.31. Momentos en un pórtico intermedio mediante el análisis pushover	79
Figura 4.32. Esfuerzos cortantes en un pórtico intermedio mediante el análisis pushover...	79
Figura 4.33. Esfuerzos axiales en un pórtico intermedio mediante el análisis pushover	80

Figura 4.34. Desplazamientos (mm) mediante el análisis pushover	80
Figura 4.35. Factor de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento para el patrón uniforme	81
Figura 4.36. Factor de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento para el patrón modal	82
Figura 4.37. Secuencia de formación de rótulas plástica bajo la acción del patrón de carga uniforme	83
Figura 4.38. Secuencia de formación de rótulas plástica bajo la acción del patrón de carga modal	
Figura 4.39. Desplazamiento objetivo y cortante basal asociado sobre la curva pushover modal	85
Figura 4.40. Patrones de carga lateral.....	86
Figura 4.41. Distribución del esfuerzo cortante	87
Figura 4.42. Desplazamientos relativos en las plantas	88
Figura 4.43. Comparativa de las curvas pushover	89
Figura 5.1. Casos para el análisis pushover.....	94
Figura 5.2. Espectro de cálculo	96
Figura 5.3. Modo de vibración 1. Caso 1	102
Figura 5.4. Modo de vibración 2. Caso 1	102
Figura 5.5. Pórtico intermedio con rótulas plásticas para el caso 1	103
Figura 5.6. Patrón de carga lateral uniforme y patrón de carga lateral modal. Caso 1.....	103
Figura 5.7. Curva pushover para pórtico 2D utilizando patrón de carga uniforme. Caso 1.	104
Figura 5.8. Curva pushover para pórtico 2D utilizando patrón de carga modal. Caso 1	104
Figura 5.9. Curva pushover del sistema equivalente de 1 grado de libertad. Caso 1.....	105
Figura 5.10. Momentos en un pórtico mediante el análisis pushover. Caso 1.....	106
Figura 5.11. Esfuerzos cortantes en un pórtico el mediante el análisis pushover. Caso 1 .	106
Figura 5.12. Esfuerzos axiales en un pórtico mediante el análisis pushover. Caso 1	107
Figura 5.13. Desplazamientos en plantas para un pórtico mediante el análisis pushover. Caso 1	107
Figura 5.14. Factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento para el patrón uniforme. Caso 1	108

Figura 5.15. Factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento para el patrón modal. Caso 1.....	108
Figura 5.16. Secuencia de formación de rótulas plástica bajo la acción del patrón de carga mo. Caso 1	109
Figura 5.17. Secuencia de formación de rótulas plástica bajo la acción del patrón de carga modal. Caso 1	110
Figura 5.18. Modo de vibración 1. Caso 2.	113
Figura 5.19. Modo de vibración 2. Caso 2.	113
Figura 5.20. Modelo de rótula plástica para viga IPE 400.....	114
Figura 5.21. Modelo de rótula plástica para pilar interior HEM 300.....	114
Figura 5.22. Modelo de rótula plástica para pilar exterior HEM 300.....	115
Figura 5.23. Modelo de rótula plástica para arriostramientos HEA 120.	115
Figura 5.24. Pórtico externo con rótulas plásticas para el caso 2.	116
Figura 5.25. Patrón de carga lateral uniforme y modal (der.). Caso 2.....	117
Figura 5.26. Curva pushover para pórtico 2D utilizando patrón de carga uniforme. Caso 2. ...	117
Figura 5.27. Curva pushover para pórtico 2D utilizando patrón de carga modal. Caso 2...	118
Figura 5.28. Curva pushover del sistema equivalente de 1 grado de libertad.	119
Figura 5.29. Momentos en un pórtico externo mediante el análisis pushover. Caso 2.....	120
Figura 5.30. Esfuerzo cortantes en un pórtico exterior mediante el análisis pushover.Caso 2.	120
Figura 5.31. Esfuerzos axiales en un pórtico exterior mediante el análisis pushover. Caso 2.....	121
Figura 5.32. Desplazamientos en plantas para un pórtico exterior mediante el análisis pushover. Caso 2.	121
Figura 5.33. Factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento para el patrón uniforme. Caso 2.....	122
Figura 5.34. Factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento para el patrón modal. Caso 2.....	122
Figura 5.35. Secuencia de formación de rótulas plástica bajo la acción del patrón de carga uniforme. Caso 2.....	123
Figura 5.36. Secuencia de formación de rótulas plástica bajo la acción del patrón de carga modal. Caso 2.	124

Figura 5.37. Modo de vibración 1. Caso 3.	126
Figura 5.38. Modo de vibración 2. Caso 3.	127
Figura 5.39. Modelo de rótula plástica para arriostramientos HEA 200.	127
Figura 5.40. Pórtico intermedio con rótulas plásticas para el caso 3.....	128
Figura 5.41. Patrón de carga lateral uniforme modal (der.). Caso 3.	128
Figura 5.42. Curva pushover para pórtico 2D utilizando patrón de carga uniforme.....	129
Figura 5.43. Curva pushover para pórtico 2D utilizando patrón de carga modal.	129
Figura 5.44. Curva pushover del sistema equivalente de 1 grado de libertad.	130
Figura 5.45. Momentos en un pórtico intermedio mediante el análisis pushover. Caso 3. .	131
Figura 5.46. Esfuerzo cortante en un pórtico exterior el mediante el análisis pushover. Caso 3....	131
Figura 5.47. Esfuerzo axial en un pórtico exterior mediante el análisis pushover. Caso 3.	132
Figura 5.48. Desplazamientos en plantas para un pórtico exterior mediante el análisis pushover. Caso 3.	132
Figura 5.49. Factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento para el patrón uniforme. Caso 3.....	133
Figura 5.50. Factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento para el patrón modal.	133
Figura 5.51. Secuencia de formación de rótulas plástica bajo la acción del patrón de carga uniforme. Caso 3.....	134
Figura 5.52. Secuencia de formación de rótulas plástica bajo la acción del patrón de carga uniforme.Caso 3.....	135
Figura 5.53. Pórtico arriostrado con configuración “zipper”.....	136
Figura 6.1. Comparación de las curvas de capacidad.	139
Figura 6.2. Comparación de las curvas de capacidad.	141
Figura 6.3. Comparación de los coeficientes de comportamiento.....	142
Figura 6.4. Comparación de los coeficientes de sobrerresistencia.	143
Figura 6.5. Comparación de los coeficientes de ductilidad.	144
Figura 6.6. Comparación de cortantes basales y desplazamientos objetivos.	145

Figura 6.7. Rigidez inicial del pórtico arriostrado en V frente a la rigidez ideal del sistema elastoplástico.	146
Figura 6.8. Comparación de desplazamientos por plantas.	147
Figura 6.9. Puntos de desempeño.....	148
Figura 6.10. Comparación curvas pushover y espectro de demanda en formato ADRS....	149

Lista de tablas

Tabla 3.1. Tipos de uniones precalificadas según FEMA 350.	46
Tabla 4.1. Desplazamientos en las plantas utilizando el método de la fuerza lateral	62
Tabla 4.2. Modos de vibración.....	63
Tabla 4.3. Comparación fuerzas aplicadas (kN) por plantas.....	85
Tabla 4.4. Comparación cortantes totales (kN) por plantas	86
Tabla 4.5. Comparación desplazamientos.....	87
Tabla 4.6. Comparación de los factores de comportamiento	88
Tabla 5.1. Masas de cada pórtico.....	95
Tabla 5.2. Modos de vibración. Caso 1	101
Tabla 5.3. Modos de vibración. Caso 2	112
Tabla 5.4. Modos de vibración. Caso 3	126
Tabla 6.1. Resumen Caso 1	137
Tabla 6.2. Resumen Caso 2.....	138
Tabla 6.3. Resumen Caso 3.....	138
Tabla 6.4. Comparación cortantes totales por plantas	147

Índice general

Dedicatoria.....	III
Agradecimientos.....	V
Resumen.....	VII
Abstract.....	IX
Lista de figuras.....	XI
Lista de tablas.....	XIX
Índice general.....	XXI
1. Introducción	1
1.1 Objetivos del trabajo	1
1.2 Estructura del trabajo	2
2. Análisis dinámico de estructuras con excitación sísmica.....	3
2.1. Introducción	3
2.2. Modelos dinámicos	3
2.3. Respuesta sísmica de un sistema lineal.....	6
2.3.1 Ecuación de movimiento.....	6
2.3.2 Solución de la ecuación de movimiento.....	8
2.4. Respuesta sísmica de un sistema no lineal.....	12
2.4.1. Ecuación de movimiento.....	12
2.4.2. Solución de la ecuación de movimiento.....	13
2.5. Espectros de respuesta.....	13
Tipos de espectros.....	14

2.6. Métodos de diseño sismorresistente	20
2.6.1 Diseño basado en Fuerzas	20
2.6.2 Respuesta sísmica con espectros de diseño	22
2.6.3 Diseño basado en Desplazamientos	23
3. Análisis estático no lineal Pushover.....	27
3.1. Introducción.	27
3.2. Estado del arte	28
3.3. Fundamento teórico	30
3.4. Patrones de carga lateral	33
3.5. Análisis pushover convencional	34
3.5.1 Método del Espectro de Capacidad	34
3.5.2 Método N2	37
3.5.3 Método del Coeficiente de Desplazamiento	40
3.5.4 Análisis Modal Pushover.....	42
3.6. Análisis pushover avanzado.....	43
3.6.1 Pushover adaptativo	44
3.7. Uniones precalificadas	45
3.8. Modelos de rótulas plásticas	48
4. Análisis sísmico de un edificio mediante tres métodos	51
4.1. Definición de la estructura	51
4.2. Cargas y masas	53
4.3. Caracterización de la acción sísmica	54
4.4. Metodo de análisis de la fuerza Lateral	56
4.5. Análisis modal mediante espectro de respuesta.....	63
4.6. Análisis no lineal o pushover	69
4.6.1 Análisis modal	69
4.6.2 Rótulas no lineales	69

4.6.3	Análisis pushover.....	74
4.6.4	Cálculo de los factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento	80
4.6.5	Mecanismo plástico	81
4.7.	Comparación de resultados.....	84
4.8.	Análisis de resultados	89
5.	Análisis pushover de un edificio con diferentes tipos de arriostramientos..	93
5.1.	Casos de análisis	93
5.2.	Definición de la estructura	94
5.3.	Cargas y masas	95
5.4.	Caracterización de la acción sísmica	96
5.5.	Dimensionado de los arriostramientos	97
5.6.	Análisis del caso 1: pórtico resistente a momento	101
5.6.1	Análisis modal	101
5.6.2	Rótulas no lineales	102
5.6.3	Análisis pushover.....	103
5.6.4	Cálculo de los factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento	107
5.6.5	Mecanismo plástico	108
5.7.	Análisis del caso 2: arriostramientos centrados diagonales.....	112
5.7.1	Análisis modal	112
5.7.2	Rótulas no lineales	113
5.7.3	Análisis pushover.....	116
5.7.4	Cálculo de los factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento	121
5.7.5	Mecanismo plástico	122
5.8.	Análisis del caso 3: arriostramientos centrados en V.....	126
5.8.1	Análisis modal	126
5.8.2	Rótulas no lineales	127
5.8.3	Análisis pushover.....	128

5.8.4 Cálculo de los factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento	132
5.8.5 Mecanismo plástico	133
6. Análisis de resultados	137
6.1. Resumen de resultados	137
6.2. Discusión de resultados	139
7. Resumen del trabajo, conclusiones y trabajos futuros.....	153
7.1. Introducción	153
7.2. Trabajos realizados	153
7.3. Conclusiones	154
7.4. Trabajos futuros	155
Referencias bibliográficas	159

1 Introducción

1.1 OBJETIVOS DEL TRABAJO

Los objetivos principales que persigue este Trabajo Fin de Máster (TFM) se pueden resumir en los siguientes apartados:

- Exponer los fundamentos del análisis dinámico de estructuras bajo excitación sísmica y presentar los métodos de diseño sísmico incluidos en la mayoría de normas sísmicas mundiales.
- El desarrollo, implementación y validación de un modelo numérico basado en el método de análisis estático no lineal, conocido también como *pushover*. Para ello se usará el programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional (Robot); este modelo debe ser capaz de realizar una buena predicción de la respuesta no lineal de estructuras de acero con uniones precalificadas.
- La utilización del modelo desarrollado para estudiar la influencia del tipo y distribución de los arriostramientos en la respuesta sísmica del edificio: los arriostramientos juegan un papel importante en la capacidad sismorresistente de una estructura puesto que son los encargados de absorber y resistir gran parte de las cargas generadas por un movimiento sísmico.

1.2 ESTRUCTURA DEL TRABAJO

Este TFM comienza con una presentación del análisis dinámico de estructuras sometidas a cargas sísmicas mediante el desarrollo paso a paso de los modelos matemáticos simplificados y la resolución de sistemas elásticos y plásticos. Para concluir el capítulo 2, se exponen los espectros de respuesta como alternativa para el análisis sismorresistente y las dos metodologías principales en el diseño resistente: diseño basado en fuerzas o diseño basado en desplazamientos.

En el capítulo 3 se presenta el análisis estático no lineal o pushover: revisión de la bibliografía, estado actual de la investigación, base teórica y diferentes métodos de diseño por desempeño que usan el análisis pushover. Además, se introducen las uniones precalificadas que contempla el código americano FEMA para pórticos resistentes a momentos. Por último, se habla sobre la formación de rótulas plásticas en estructuras sometidas a grandes cargas sísmicas.

Tras estos capítulos con un enfoque teórico, pasamos al capítulo 4 donde se realiza un análisis sísmico con *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* (Robot) sobre un pórtico resistente a momento en 2D utilizando los métodos contemplados en la norma EN 1998-1:2004.

En el capítulo 5 se realizan varios análisis pushover sobre varios pórticos en 2D con diferentes tipologías de arriostramientos con ayuda del programa Robot.

En el capítulo 6 se resumen y discuten los resultados obtenidos en el capítulo anterior.

Por último, el capítulo 7 resume los trabajos realizados, las conclusiones obtenidas y los trabajos futuros.

2 Análisis dinámico de estructuras con excitación sísmica

2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se exponen las bases de cálculo del análisis dinámico de estructuras sometidas a acciones sísmicas tanto para sistemas lineales (elásticos) como no lineales (plásticos). Antes de esto, se presentan los modelos dinámicos a los que se recurre para simplificar el análisis de una estructura real.

Existen diferentes métodos matemáticos para la resolución de las ecuaciones de equilibrio dinámico. Sin embargo, más adelante se mostrará que la mayoría de los sistemas tanto lineales como no lineales pueden ser determinados con un método numérico [1].

2.2 MODELOS DINÁMICOS

Desde un punto de vista analítico, obtener la respuesta dinámica de una estructura es el resultado de filtrar la señal de excitación a través del modelo dinámico simplificado de la estructura y obtener las variaciones de las magnitudes de análisis (desplazamientos, velocidades,...) respecto del tiempo.

La definición del modelo dinámico tiene la finalidad de simplificar el comportamiento real de la estructura y dependerá de las características de ésta.

En base a la complejidad de la estructura se podrá plantear modelos con un grado de libertad¹ (1 gdl) o con n gdl.

¹ Los grados de libertad de una estructura se definen como aquellos desplazamientos que identifican su posición deformada a lo largo del tiempo [4].

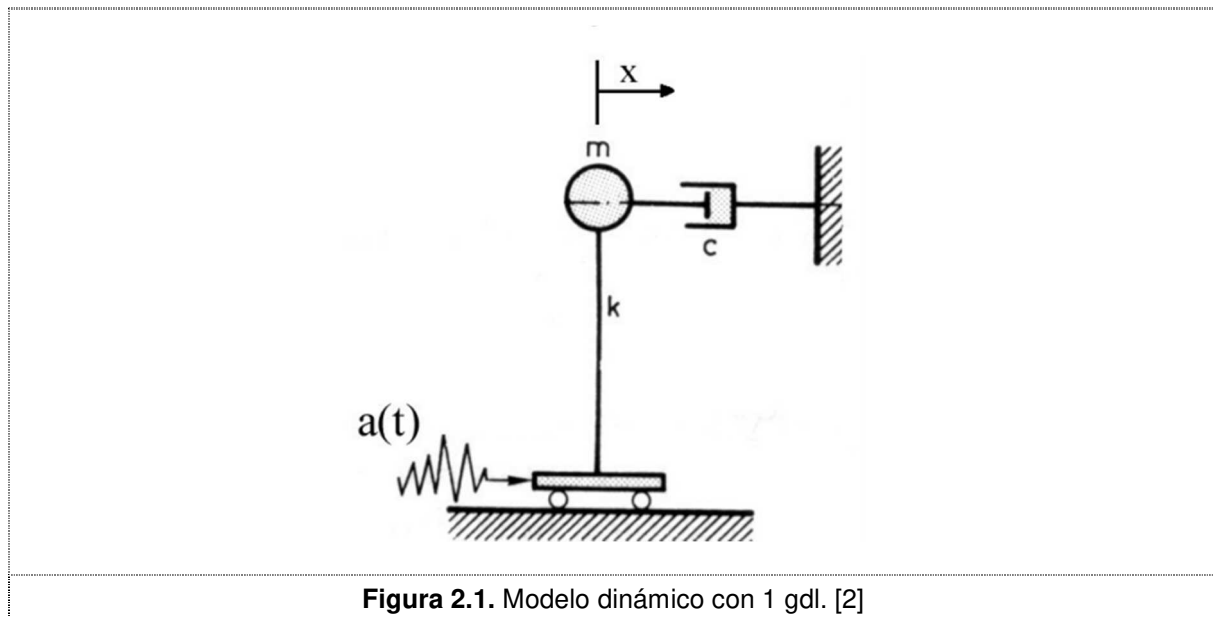


Figura 2.1. Modelo dinámico con 1 gdl. [2]

Son pocas las situaciones en las que el comportamiento estructural puede representarse con un solo grado de libertad como el de la Figura 2.1. Las condiciones que se deben reunir para hacerlo son:

- Distribución uniforme a lo largo de la estructura de las propiedades de masa y rigidez.
- Variación con el tiempo del valor y dirección de la carga efectiva aplicada, la cual debe excitar de manera predominante una de las formas de respuesta de la estructura [3].

En cambio, la mayoría de situaciones obligan a modelizar la estructura con varios grados de libertad como, por ejemplo, el caso de un edificio. Aquí lo más habitual es utilizar el modelo dinámico del edificio de cortante (Ver Figura 2.2). Este modelo es el más simple para representar el comportamiento dinámico de un edificio y está basado en las siguientes hipótesis:

- La masa de la estructura está concentrada únicamente en los forjados.
- Los pilares y vigas no sufren deformaciones axiales, es decir, solo se consideran desplazamientos horizontales.

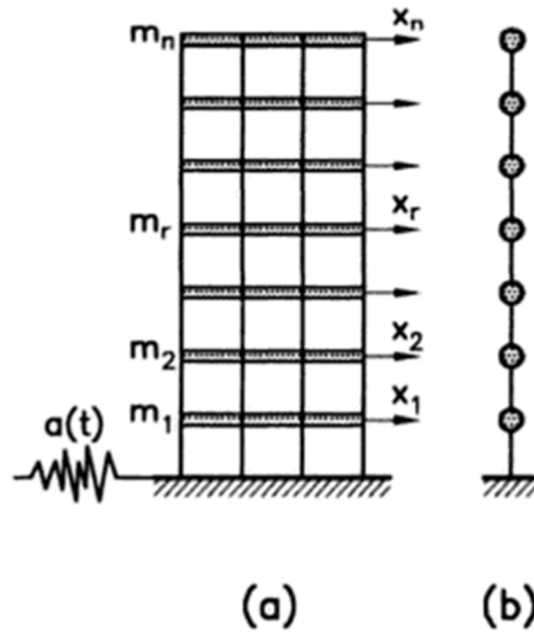


Figura 2.2. a) Edificio a cortante con excitación sísmica b) modelo dinámico equivalente. [4]

Si el edificio no presenta un plano de simetría o si la dirección del terremoto no estuviera alineada (ver Figura 2.3) con dicho plano habría que agregar grados de libertad adicionales para considerar el fenómeno de torsión global del edificio.

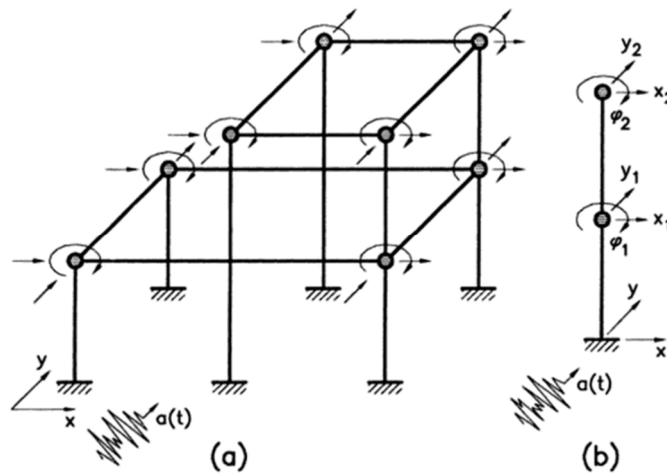


Figura 2.3. a) Modelo completo tridimensional con excitación sísmica b) modelo dinámico simplificado [4]

Una vez seleccionado el modelo dinámico, se deriva de éste el modelo matemático que es capaz de reproducir su comportamiento.

2.3 RESPUESTA SÍSMICA DE UN SISTEMA LINEAL

2.3.1 Ecuación de movimiento

Las ecuaciones de movimiento son las expresiones matemáticas que rigen el comportamiento dinámico de la estructura. Estas ecuaciones pueden derivarse de cualquiera de los principios de la mecánica clásica: principio de Hamilton, principio de los Trabajos Virtuales o principio de D'Alembert.

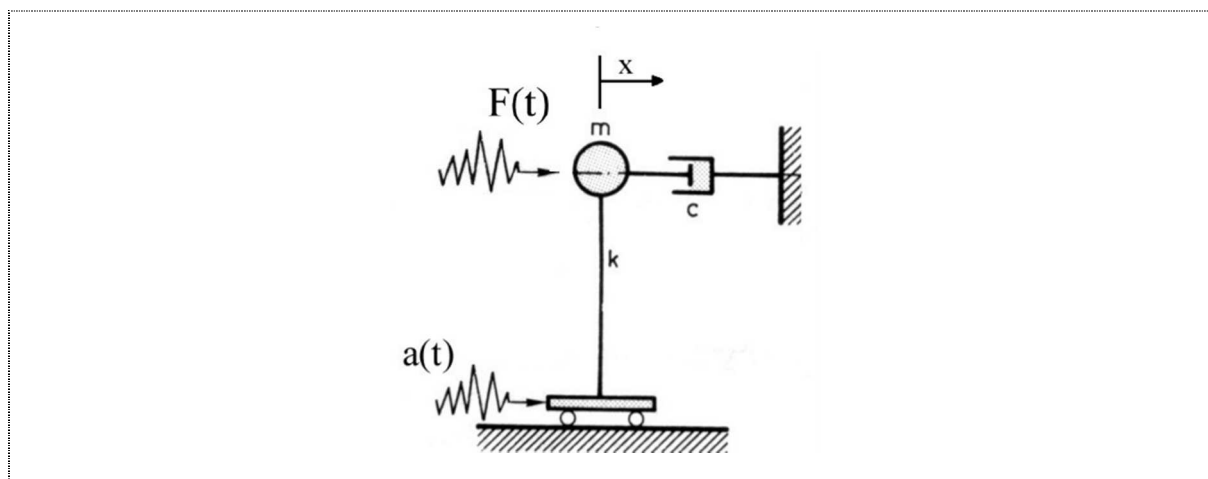


Figura 2.4. Sistema de 1 gdl con excitación sísmica y fuerza externa. [2]

Para el desarrollo de las ecuaciones de movimiento de un sistema de 1 gdl como el de la Figura 2.4 y su posterior generalización para sistemas de n gdl, se utilizará el principio de D'Alembert, el cual establece que: *“un sistema dinámico está en equilibrio cuando todas las fuerzas que actúan en el mismo, incluidas las de inercia y disipativas, cumplen las ecuaciones de equilibrio estático en cada instante de tiempo”*.

El sistema anterior está formado por una masa de valor m , conectada a un apoyo móvil por medio de una barra sin masa de rigidez k y a un amortiguador con una constante de amortiguamiento igual a c . Este sistema está doblemente excitado a través de una aceleración $a(t)$ en el apoyo (excitación sísmica) y una fuerza externa, $F(t)$, aplicada sobre la masa.

Realizando el equilibrio de fuerzas se llega a,

$$F_i + F_e + F_a = F(t) \quad (2.1)$$

donde F_i , F_e y F_a son las fuerzas de inercia, de elasticidad y de amortiguamiento, respectivamente. Estas fuerzas se calculan como se muestra a continuación,

$$F_i = m(\ddot{x}(t) + a(t))$$

$$F_e = kx(t) \quad (2.2)$$

$$F_a = c\dot{x}(t)$$

Sustituyendo las ecuaciones (2.2) en (2.1) y ordenando los términos se llega a,

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = F(t) - ma(t) \quad (2.3)$$

que es la expresión general que determina el movimiento del sistema.

En el caso de acciones sísmicas no hay una fuerza externa directamente aplicada, es decir, $F(t) = 0$, y la excitación del sistema corresponde a la aceleración $a(t)$ que el sismo introduce en el apoyo quedando la expresión (2.3) reducida a,

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = -ma(t) \quad (2.4)$$

La ecuación anterior suele expresarse utilizando otras variables que caracterizan el comportamiento dinámico de la estructura pues al dividir entre la masa, m , y reescribir de la siguiente forma,

$$\ddot{x}(t) + 2v\omega\dot{x}(t) + \omega^2x(t) = -a(t) \quad (2.5)$$

se tiene la frecuencia circular en radianes, ω , relacionada con el periodo y la rigidez a través de $\omega = \frac{2\pi}{T} = \sqrt{k/m}$, y la fracción del amortiguamiento crítico, v , que viene definida por $v = c/2m\omega$.

A partir de lo desarrollado para un sistema de 1 gdl con ayuda de la notación matricial se generaliza lo anterior para el sistema de la Figura 2.5 de n grados de libertad,

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{X}(t) = [\mathbf{F}(t)] - \mathbf{M}[\mathbf{J}a(t)] \quad (2.6)$$

donde \mathbf{M} , \mathbf{C} y \mathbf{K} son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez. Por otro lado, $\mathbf{X}(t)$, $\dot{\mathbf{X}}(t)$ y $\ddot{\mathbf{X}}(t)$, son las matrices columna o vectores de desplazamientos, velocidades y aceleraciones de las n masas. Las fuerzas externas aplicadas en cada masa se recogen en el vector $[\mathbf{F}(t)]$ y la excitación en forma de aceleración, $a(t)$, ha de ser multiplicada por un vector de colocación, \mathbf{J} , con sus elementos igual a la unidad.

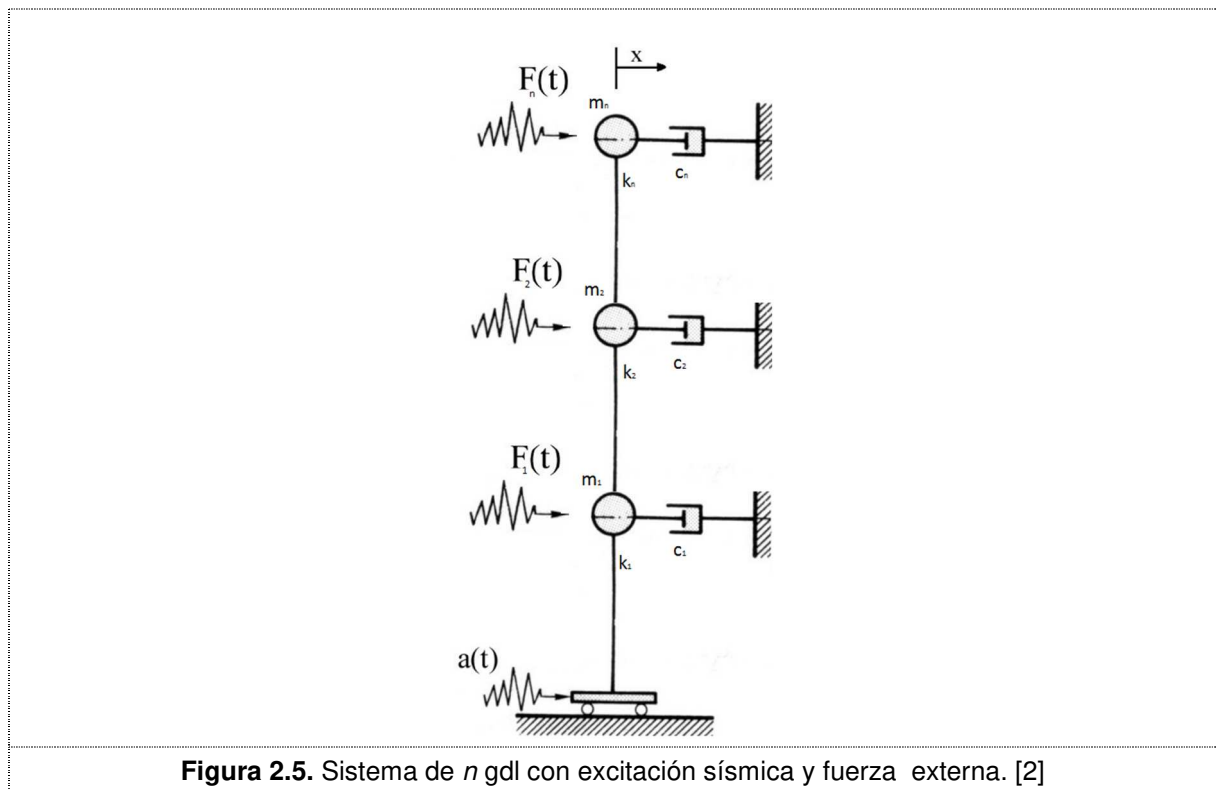
Como ya se ha comentado anteriormente, la simulación de una situación de carga sísmica se lleva a cabo mediante la excitación del apoyo y no con la aplicación de una fuerza externa, $F(t)$. Por tanto, la expresión anterior se reescribe como,

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{X}(t) = -\mathbf{M}[\mathbf{J}a(t)] \quad (2.7)$$

Ahora el sistema vibra con n modos independientes de vibración y, como se detallará más adelante, la expresión matricial (2.7) puede desglosarse para cada gdl como,

$$\ddot{\chi}_i(t) + 2\nu_i\omega_i\dot{\chi}_i(t) + \omega_i^2\chi_i = -Q_i a(t) \quad (2.8)$$

siendo Q_i el coeficiente de participación modal.



2.3.2 Solución de la ecuación de movimiento

La ecuación de movimiento de los sistemas lineales de 1 gdl sometidos a una excitación sísmica obtenida en el apartado anterior tiene la siguiente forma,

$$\ddot{x}(t) + 2\nu\omega\dot{x}(t) + \omega^2x(t) = -a(t) \quad (2.9)$$

y haciendo uso de la frecuencia amortiguada, $\omega_v = \omega\sqrt{1-\nu^2}$, la respuesta del sistema en el dominio del tiempo puede ponerse como,

$$x(t) = -\frac{1}{\omega_v} \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \text{sen}[\omega_v(t-\tau)] d\tau \quad (2.10)$$

Esta integral es denominada integral de Duhamel y proporciona la respuesta en el dominio del tiempo de un sistema lineal con 1 gdl sometido a una carga arbitraria.

La integral de Duhamel, (2.10), tiene dos formas de resolución:

- Analítica: Si la función $a(t)$ es definida a trozos y lineal en cada uno de los intervalos de tiempo desiguales, la integral de Duhamel tiene solución analítica.
- Numérica: integración directa de la expresión (2.10) utilizando el método de Newmark o el método de Wilson. Otro procedimiento sería la integración numérica de la ecuación de Duhamel. En cualquier caso, se requiere discretización de la señal $a(t)$ en intervalos de tiempo iguales.

Se pasa ahora a hablar de la solución de los sistemas de n gdl. En estos sistemas, la ecuación de movimiento a resolver es,

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{X}(t) = -\mathbf{M}[\mathbf{J}a(t)] \quad (2.11)$$

De aquí se obtiene un sistema de ecuaciones diferenciales acopladas, el cual es complejo de resolver ya sea analítica o numéricamente, sobre todo cuando el número de gdl es elevado.

Lo más habitual es resolver la ecuación anterior haciendo uso de la superposición modal y para ello, hay que desacoplar antes las ecuaciones mediante la diagonalización de las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento (amortiguamiento clásico²).

Si un sistema presenta amortiguamiento clásico las frecuencias y modos de vibración son idénticos al del sistema no amortiguado [5]. Asumiendo lo anterior, las frecuencias no amortiguadas de la expresión (2.11) se obtienen resolviendo con $\mathbf{C} = 0$; $a(t) = 0 \forall t$.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{X}(t) = 0 \quad (2.12)$$

Suponiendo un desplazamiento armónico, los elementos de $\mathbf{X}(t)$ serán de la forma $x_i(t) = a_i \text{sen}(\omega t + \theta_i)$ con a_i y θ_i como la amplitud y desfase del gdl i . Operando con (2.12) se llega a,

² $\mathbf{C}^* = \Phi^T \mathbf{C} \Phi$; $\mathbf{K}^* = \Phi^T \mathbf{K} \Phi$; $\mathbf{M}^* = \Phi^T \mathbf{M} \Phi$

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M})\mathbf{A} = 0 \quad (2.13)$$

donde \mathbf{A} es un vector con las amplitudes de desplazamiento, $\mathbf{A} = (a_1 \dots a_i \dots a_n)^T$

Este sistema de ecuaciones algebraicas lineales y homogéneas constituye un problema de autovalores. Obviando la solución trivial de $A = 0$, lo cual implicaría que no hay oscilación, el sistema puede resolverse solamente si el determinante de la matriz es igual a cero,

$$|\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}| = 0 \quad (2.14)$$

El desarrollo del determinante proporciona la ecuación característica del sistema con n raíces. Los n autovalores ω_i son las frecuencias propias del sistema y se recogen en la diagonal principal de la matriz espectral, $\mathbf{\Omega}$. A cada una de estas frecuencias, ω_i , le corresponde un autovector o modo de vibración, \mathbf{A}_i , que se obtiene al resolver el sistema de ecuaciones homogéneas (2.13) para una determinada frecuencia, ω_i . Por ser un sistema homogéneo, la solución no es única lo que conlleva que las amplitudes del modo de vibración no estén determinadas. Esto hace que se trabaje con vectores normalizados, $\boldsymbol{\varphi}_i$, con respecto a uno de los desplazamientos, generalmente el máximo de cada modo, $\boldsymbol{\varphi}_i = \mathbf{A}_i / (a_i)_{max}$.

Como se busca diagonalizar las matrices \mathbf{M} , y \mathbf{K} , es preferible normalizar los modos propios a partir de la siguiente relación,

$$\mathbf{A}_i^T \mathbf{M} \mathbf{A}_i = \mathbf{M}_i^* \quad (2.15)$$

lo que permite aplicar,

$$\boldsymbol{\varphi}_i = \mathbf{A}_i (\mathbf{M}_i^*)^{-\frac{1}{2}} \quad (2.16)$$

que garantiza el cumplimiento de $\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i = 1$. Estos autovectores, $\boldsymbol{\varphi}_i$, se agrupan en la matriz modal $\mathbf{\Phi}$.

Las condiciones de ortonormalidad garantizan pues que,

$$\mathbf{\Phi}^T \mathbf{M} \mathbf{\Phi} = \mathbf{M}^* = \mathbf{I} \quad (2.17)$$

$$\mathbf{\Phi}^T \mathbf{K} \mathbf{\Phi} = \mathbf{K}^*$$

y por ser \mathbf{M} y \mathbf{K} definidas positivas, los elementos diagonales de \mathbf{M}^* y \mathbf{K}^* son positivos y se relacionan mediante,

$$\mathbf{K}_i^* = \omega_i^2 \mathbf{M}_i^* \quad (2.18)$$

Además, como se ha asumido anteriormente un amortiguamiento clásico,

$$\mathbf{C}^* = \Phi^T \mathbf{C} \Phi \quad (2.19)$$

$$v_i = \frac{\mathbf{C}_i^*}{2\mathbf{M}_i^* \omega_i}$$

donde \mathbf{C} se estima como una combinación proporcional de la matriz de masa y rigidez (amortiguamiento de Rayleigh): $\mathbf{C} = \alpha_1 \mathbf{M} + \alpha_2 \mathbf{K}$.

Una vez demostrada la diagonalización de las matrices y aplicando en (2.11) que para un sistema de n gdl su posición deformada se puede expresar como combinación lineal de los modos propios de vibración, es decir, $\mathbf{X}(t) = \Phi \chi(t)$ se llega a,

$$\mathbf{M} \Phi \ddot{\chi}(t) + \mathbf{C} \Phi \dot{\chi}(t) + \mathbf{K} \Phi \chi(t) = -\mathbf{M} [\mathbf{J}a(t)] \quad (2.20)$$

Se multiplica toda la ecuación por Φ^T y reagrupamos los términos,

$$\mathbf{M}^* \ddot{\chi}(t) + \mathbf{C}^* \dot{\chi}(t) + \mathbf{K}^* \chi(t) = -\Phi^T \mathbf{M} [\mathbf{J}a(t)] \quad (2.21)$$

Entonces se tiene un sistema de ecuaciones desacoplado con n expresiones del tipo,

$$\ddot{\chi}_i(t) + 2v_i \omega_i \dot{\chi}_i(t) + \omega_i^2 \chi_i(t) = -Q_i a(t) \quad (2.22)$$

donde Q_i es el coeficiente de participación modal y se calcula como,

$$Q_i = \frac{\Phi_i^T \mathbf{M}_i \mathbf{J}_i}{\mathbf{M}_i^*} = \frac{\Phi_i^T \mathbf{M}_i \mathbf{J}_i}{\Phi_i^T \mathbf{M}_i \Phi_i} \quad (2.23)$$

Ahora se resuelve la ecuación (2.22) en cada instante de tiempo para los n modos de forma análoga a la expuesta para sistemas de 1 gdl (Integral de Duhamel) y superponiendo los n modos se obtiene la historia de desplazamientos, velocidades y aceleraciones. A partir de aquí, utilizando el análisis estático se derivan los esfuerzos de la estructura.

Este método de cálculo de la respuesta sísmica de una estructura proporciona un exceso de información, pues para el diseño sismorresistente es suficiente con obtener los valores máximos de respuesta. Más adelante se expondrá el procedimiento que establecen la mayoría de normativas antisísmicas del mundo.

2.4 RESPUESTA SÍSMICA DE UN SISTEMA NO LINEAL

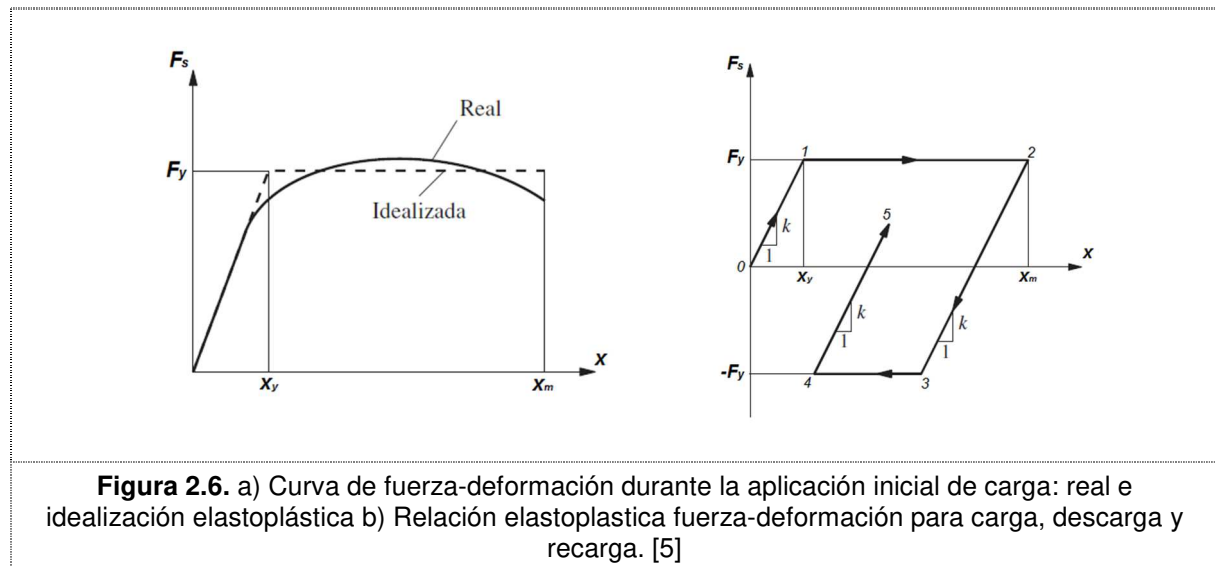
Cuando se diseña una estructura sismorresistente no es práctico ni económico calcular la estructura para que trabaje en el rango elástico (zona lineal) ante cualquier sismo. Por ello, el ingeniero estructural tiene la labor de diseñar la estructura permitiendo que ante un sismo severo entre en la zona plástica (zona no lineal) y sufra deformaciones inelásticas sin una pérdida significativa de resistencia, con el fin de evitar el colapso global de la estructura.

2.4.1 Ecuación de movimiento

Como se ha visto en la sección 2.3.1, en los sistemas lineales existe una relación lineal entre fuerza y desplazamiento descrita por $F_e = k x$. En cambio, los sistemas no lineales, como lo son la gran mayoría de estructuras reales, ante elevadas sollicitaciones sobrepasan el rango elástico del material llegando a la zona plástica donde F_e es una función no lineal del desplazamiento, x , y de la historia de desplazamientos previos (fenómeno de histéresis) [6],

$$F_e = F_e(x) \quad (2.24)$$

es decir, F_e es una función implícita del desplazamiento x .



En estructuras de acero se acepta que F_e viene definida por el modelo ideal elastoplástico de la Figura 2.6 a y como se observa en la Figura 2.6 b el valor de F_e depende de la trayectoria, x .

La ecuación de movimiento para un sistema de n gdl queda entonces como,

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{F}_e(\mathbf{X}) = -\mathbf{M}[\mathbf{J}a(t)] \quad (2.25)$$

Se asume que la matriz de amortiguamiento sigue disipando la energía surgida de los efectos dependientes de la velocidad una vez sobrepasado el rango elástico. La energía adicional disipada debido al comportamiento inelástico en las deformaciones más grandes se explica gracias a la relación de histéresis entre fuerza y deformación [5].

De la expresión (2.25) se deriva un sistema de ecuaciones diferenciales no lineales acoplado que puede resolverse utilizando los métodos señalados en la siguiente sección.

2.4.2 Solución de la ecuación de movimiento

En la sección 2.3.2 se ha resuelto el sistema lineal con amortiguamiento clásico mediante la superposición modal. Esto ha sido posible puesto que se trata de un sistema lineal donde es aplicable el teorema de superposición y la hipótesis de amortiguamiento clásico, la cual es realista para una gran cantidad de estructuras; por tanto, era posible desacoplar las ecuaciones. En cambio, para los sistemas no lineales el modelo de amortiguamiento clásico puede no ser apropiado, no existen los modos de vibración propios y las ecuaciones no se pueden desacoplar.

Por tanto, el enfoque estándar para resolver los sistemas no lineales o inelásticos es mediante métodos numéricos como los expuestos en la bibliografía [5] [7].

2.5 ESPECTROS DE RESPUESTA

Abordar el diseño sismorresistente utilizando el registro de aceleraciones del terreno de un terremoto concreto con el fin de conseguir una estructura que sea capaz de soportar esta sollicitación no sería la forma más eficiente de hacerlo, pues habría que resolver la ecuación de movimiento multitud de veces para un solo acelerograma mediante los métodos citados en 2.3.2 y 2.4.2.

La solución propuesta por Biot en 1932 y desarrollada más tarde por Housner, Newmark y otros fue el uso de los espectros de respuesta. Para explicar de manera conceptual el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta se considera una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración, T , y con igual factor de amortiguamiento, c . Si se someten todos estos osciladores a la acción de un mismo terremoto (utilizando un registro de aceleraciones) cada uno de ellos exhibirá una respuesta diferente, la cual puede representarse, por ejemplo, a través de la historia de desplazamientos, $x(t)$. Una vez que calculada la respuesta de los osciladores es posible determinar el máximo (en valor absoluto, dado que el signo no tiene importancia) de cada uno de ellos y volcarlos en un gráfico en función del periodo de vibración, para obtener así un espectro de respuesta. Es decir, que la respuesta máxima de cada oscilador con periodo T representa un punto del espectro como se observa en la Figura 2.7. [6].

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son usualmente los requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras. Se debe aclarar, sin embargo, que los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos del terremoto sobre la estructura dependen no solo de la respuesta máxima, sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos [6].

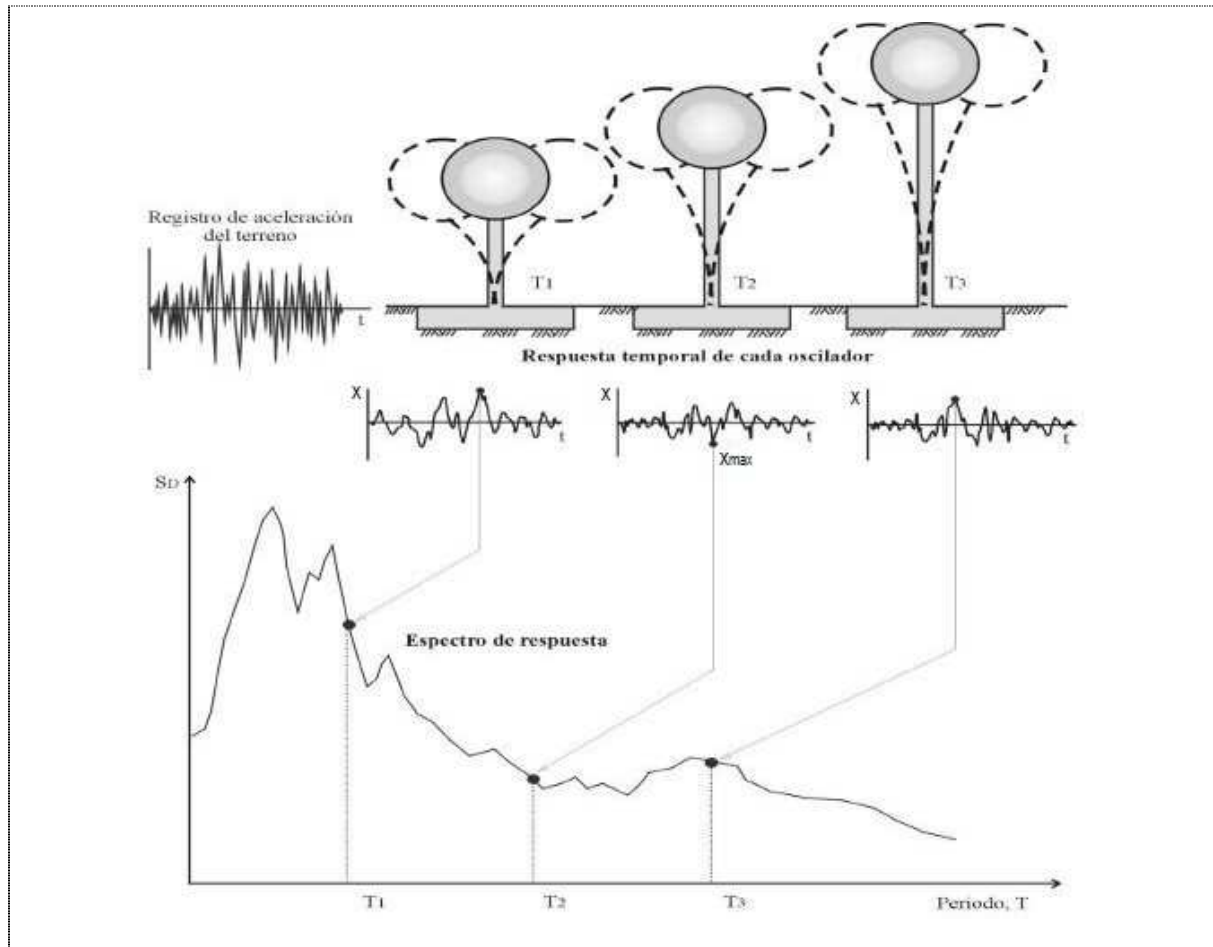


Figura 2.7. Obtención de un espectro de respuesta en desplazamientos. [6]

A continuación, se exponen los diferentes tipos de espectros y cómo se obtienen los espectros de respuesta en desplazamientos, velocidades y aceleraciones.

Tipos de espectros

Los espectros más utilizados son:

Espectro de respuesta elástica

Representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las

estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del terremoto.

Los espectros de respuesta elástica de desplazamiento, velocidad y aceleración para un sistema de 1 gdl son, respectivamente,

$$S_d(T, \nu) = \left| x(t) \right|_{max} = \left| -\frac{1}{\omega_\nu} \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \text{sen}[\omega_\nu(t-\tau)] d\tau \right|_{max} \quad (2.26)$$

$$S_v(T, \nu) = \left| \dot{x}(t) \right|_{max} = \left| -\int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \text{cos}[\omega_\nu(t-\tau)] d\tau + \nu\omega x(t) \right|_{max} \quad (2.27)$$

$$S_a(T, \nu) = \left| \ddot{x}(t) + a(t) \right|_{max} = \left| \omega_\nu \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \text{sen}[\omega_\nu(t-\tau)] d\tau - 2\nu\omega \dot{x}(t) - (\nu\omega)^2 x(t) \right|_{max} \quad (2.28)$$

donde $x(t)$ y sus derivadas se han obtenido de la expresión (2.10).

Por ser S_v y S_a expresiones complejas se ha aceptado que para aplicaciones de ingeniería ($\nu < 20\%$) es suficientemente aproximado las siguientes igualdades,

$$PS_v = \omega S_d \quad (2.29)$$

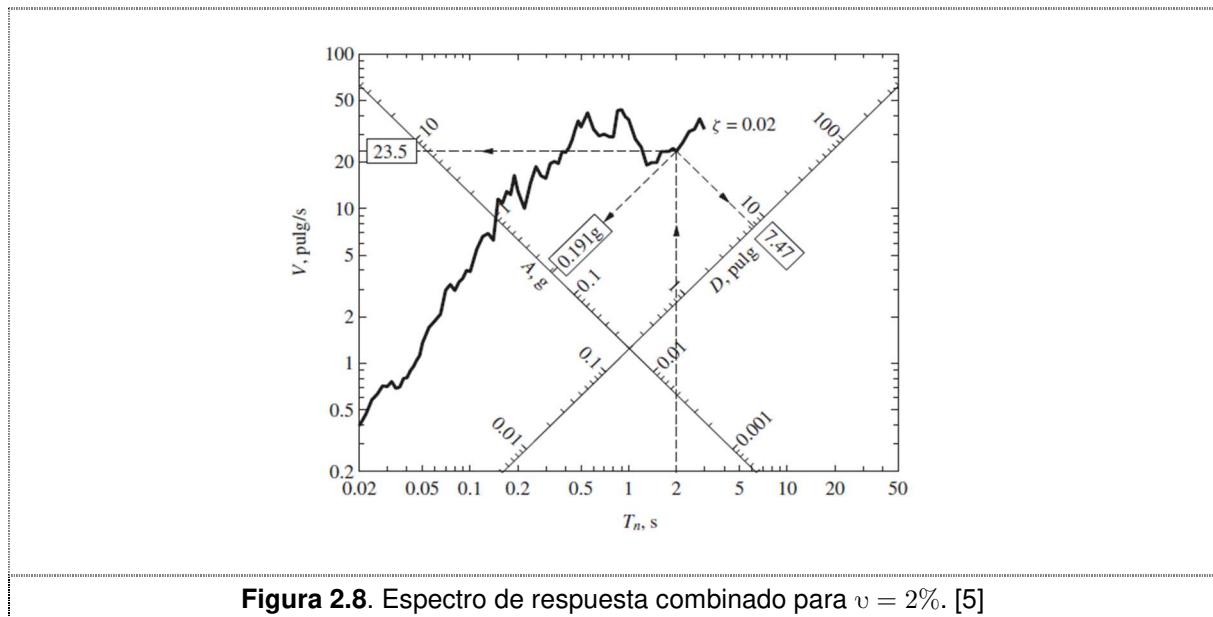
$$PS_a = \omega^2 S_d \quad (2.30)$$

siendo conocidos PS_v y PS_a como pseudo-espectros de velocidad y aceleración, respectivamente. Esta simplificación es bastante común en el ámbito del cálculo sismorresistente lo que ha llevado a que estos pseudo-espectros se les denomine directamente espectros de velocidad y aceleración.

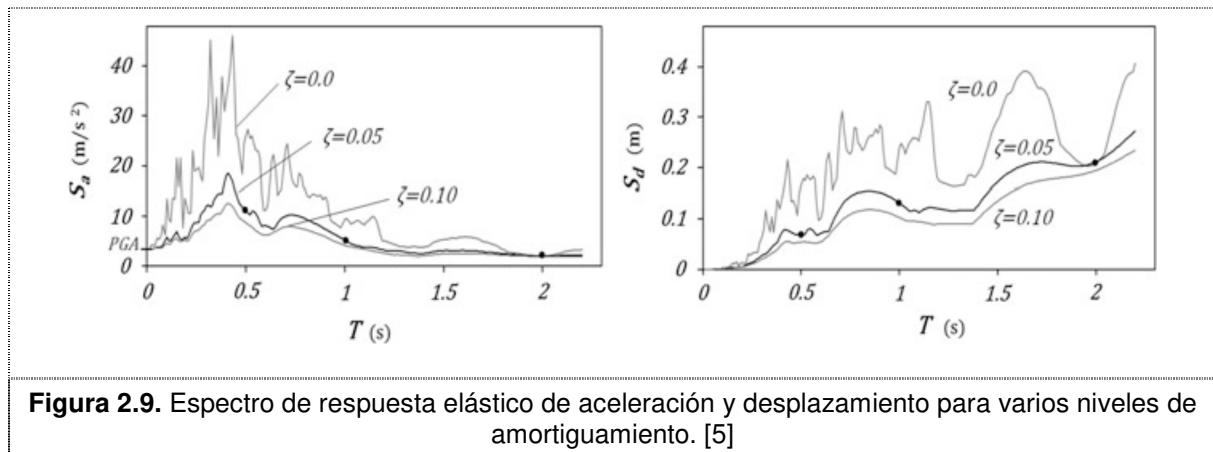
$$S_v \approx PS_v \quad \text{sí } \nu < 20\% \quad (2.31)$$

$$S_a \approx PS_a \quad \text{sí } \nu < 20\% \quad (2.32)$$

Una representación compacta de los espectros es mediante una gráfica trilogarítmica como la siguiente.

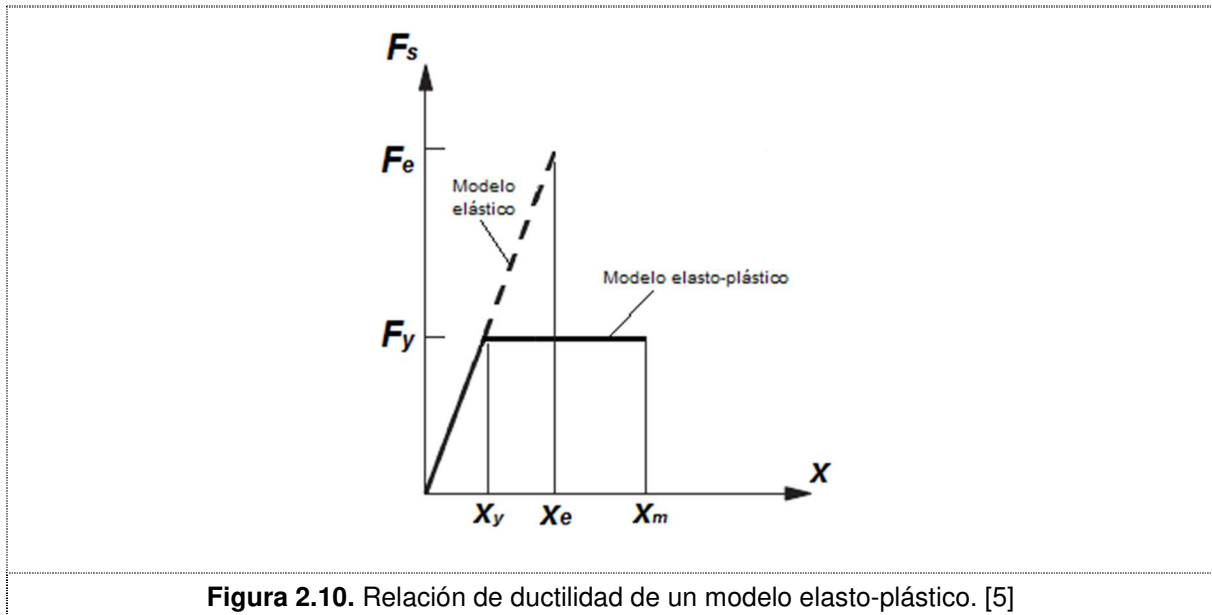


Otra forma de representar los espectros con ejes lineales es la siguiente (Ver Figura 2.9)



Espectro de respuesta inelástica.

Son similares a los anteriores, pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad exhibe comportamiento no lineal, es decir, que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto. Este tipo de espectros son muy importantes en el diseño sismorresistente, dado que por razones prácticas y económicas la mayoría de las construcciones se diseñan bajo la hipótesis de que incursionarán en campo plástico, como ya se ha comentado anteriormente.



La forma más práctica de llegar a un espectro no lineal es mediante la modificación del espectro de respuesta lineal. En este punto es necesario definir dos parámetros a partir de la Figura 2.10: (1) el factor de ductilidad, μ , como la razón entre el desplazamiento máximo, x_m , y el desplazamiento de fluencia, x_y , y (2) el coeficiente de reducción por ductilidad, R_μ , como la relación entre el límite elástico, F_e , del sistema lineal equivalente y el límite de fluencia, F_y ,

$$\mu = \frac{x_m}{x_y} \quad (2.33)$$

$$R_\mu = \frac{F_e}{F_y} \quad (2.34)$$

Se relaciona la ductilidad, μ , con la capacidad de disipación energética que tiene una estructura sometida a carga cuasiestática y el coeficiente de reducción por ductilidad, R_μ , con la minoración de la fuerza correspondiente al caso elástico debido a la disipación de energía independiente del tiempo (cuasiestática) [8].

La relación entre ambos parámetros puede ser idealizada como se propone en la Figura 2.11. Existen otros modelos como los propuestos por Newmark-Hall y Lai- Biggs [3].

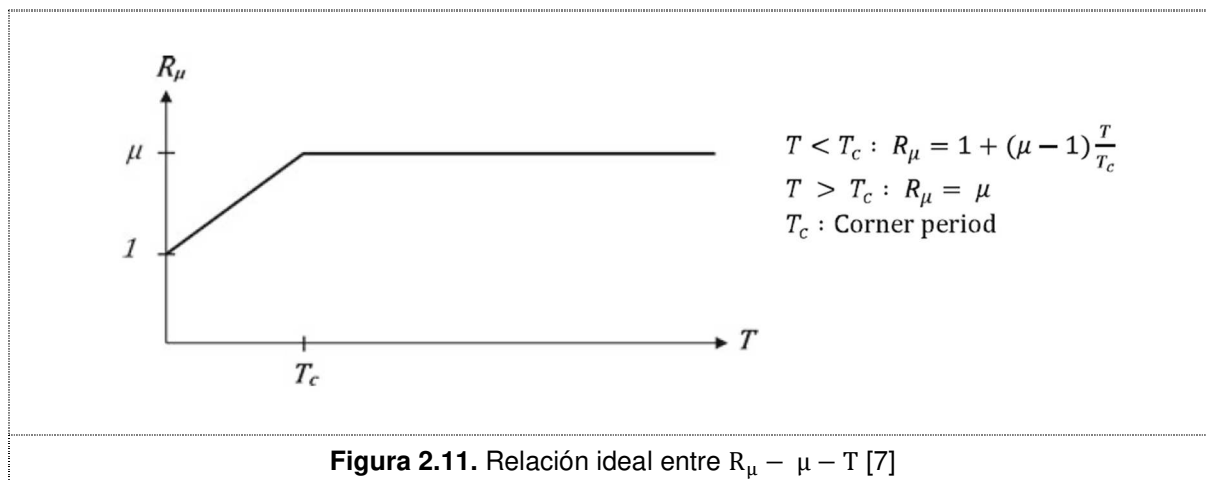


Figura 2.11. Relación ideal entre $R_\mu - \mu - T$ [7]

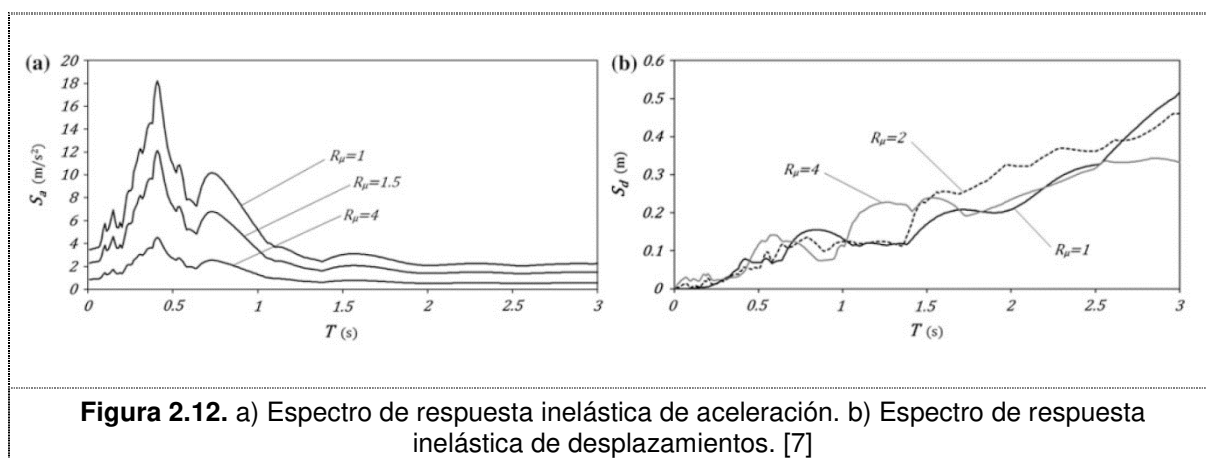
Como se adelantaba, un enfoque más sencillo para obtener el espectro de respuesta inelástico consiste en minorar el espectro de respuesta elástico a través del coeficiente de reducción por ductilidad, R_μ , para un valor μ establecido. Por tanto, a partir de las ecuaciones (2.33) y (2.34) se llega a que $R_\mu = \frac{F_e/m}{F_y/m} = \frac{S_{ae}}{S_{ai}}$ y $R_\mu = \frac{ku_e}{ku_y} = \frac{S_{de}}{S_{di}/\mu}$ donde S_{ae} y S_{de} son los espectros elásticos de respuesta en aceleración y desplazamiento, y S_{ai} y S_{di} los espectros inelásticos de respuesta en aceleración y desplazamiento.

Debido a lo anterior,

$$S_{ai} = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2.35)$$

$$S_{di} = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad (2.36)$$

Espectro de diseño.



Las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes.

Por lo tanto, los espectros de respuesta elástica o inelástica, descriptos previamente, no pueden utilizarse para el diseño sismorresistente. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sismorresistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir, que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen, generalmente, mediante procedimientos estadísticos, cuya descripción detallada escapa al alcance de este trabajo.

En la Figura 2.13 y 2.14 se muestran varios modos de representación de espectros de diseño elásticos e inelásticos.

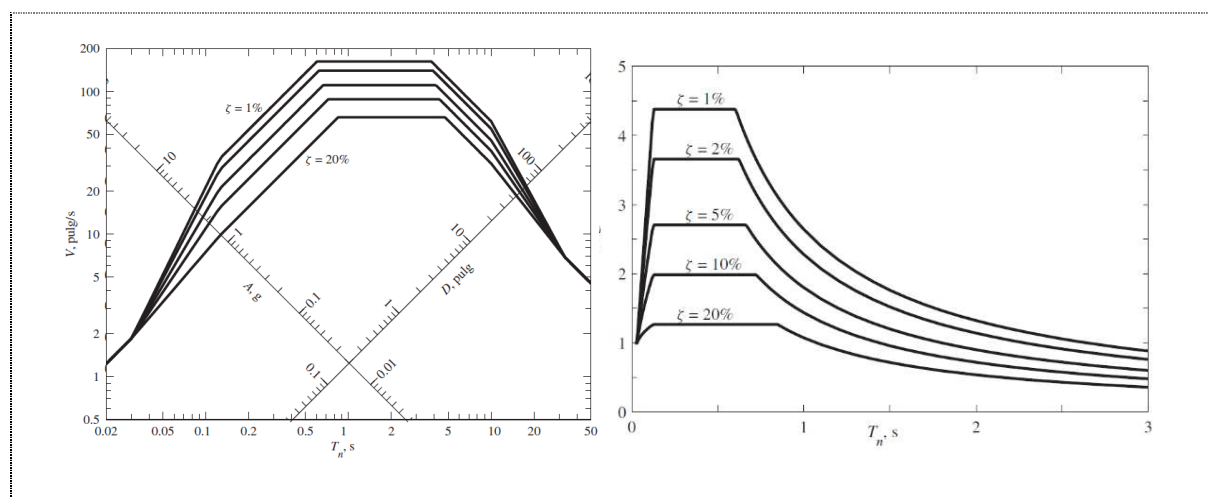


Figura 2.13. Espectro elástico de diseño compacto(izq.) y espectro elástico de diseño de aceleraciones(der). [5]

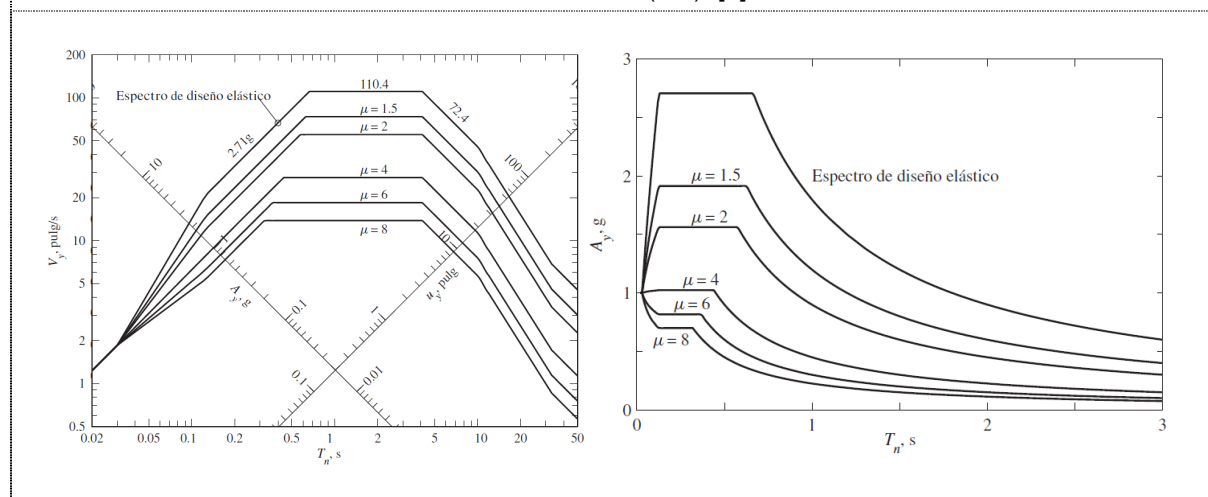


Figura 2.14. Espectro inelástico de diseño compacto, $\nu = 5\%$ (izq.) y espectro inelástico de diseño de aceleraciones, $\nu = 5\%$ (der). [5]

2.6 MÉTODOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

El método tradicional del diseño sísmico basado en fuerzas (MBF) está perdiendo popularidad en el diseño sísmico de estructuras (edificios y puentes), ya que el método de diseño basado en desplazamientos (MBD) presenta más ventajas. En cuanto al método basado en desplazamientos, su principal ventaja frente al método basado en fuerzas es que el MBD utiliza el desplazamiento como medida de la demanda sísmica y como indicador del grado o nivel de daño, teniendo en cuenta que el daño se correlaciona mejor con desplazamientos que con fuerzas. El MBF es el método existente en la mayoría de las normas de diseño y el diseño final depende de la rigidez elástica de los elementos, la cual se estima; todo su cálculo se basa en el período de la estructura, asumiendo que éste no cambia con la resistencia. Con el MBF la estructura se diseña para una respuesta de aceleración reducida y el desplazamiento es revisado como parte de un criterio de aceptabilidad [9].

2.6.1 Diseño basado en Fuerzas

El método de diseño sísmico basado en fuerzas (DBF) es el método tradicional de diseño existente en la mayoría de los códigos sísmicos, entre ellos el EN 1998-1:2004 (método de la fuerza lateral). Este método caracteriza la estructura en términos de la rigidez inicial y del amortiguamiento elástico, además, no contempla de forma explícita la compatibilidad entre el factor de reducción y el máximo desplazamiento permitido en la estructura para limitar daños estructurales o no estructurales.

Para poder aplicar este método se debe cumplir que la respuesta estructural no esté significativamente afectada por las contribuciones de los modos de vibración superiores al modo fundamental en cada dirección principal. Se considera que se satisface este requisito si se satisfacen las siguientes condiciones:

- En las dos direcciones principales se tienen periodos fundamentales de vibración que sean menores que $4T_c$ o 2 segundos.
- Se cumplen los criterios de regularidad en alzado (Ver 4.2.3.2, EN 1998-1:2004).

La metodología propuesta en EN 1998-1:2004 depende de la capacidad del factor de comportamiento q para estimar la demanda de rigidez y desplazamientos. Los pasos a seguir en este método son [10]:

1. Definir el nivel de desempeño de la estructura: requisito de no colapso ligado al Estado Límite Último (ELU) o requisito de limitación de daño ligado al Estado Límite de Servicio (ELS).
2. Diseño para el ELU: se selecciona un factor de comportamiento q en función del comportamiento disipativo del edificio. Este parámetro sirve para minorar el espectro

de respuesta elástico. Entrando a este espectro reducido con el periodo fundamental, calculado mediante alguna estimación de las disponibles en la norma, se obtiene la demanda de aceleración, S_d . Se calcula el esfuerzo cortante sísmico en la base,

$$F_b = S_d(T_1)m\lambda \quad (2.37)$$

donde m es la masa total del edificio y λ es el coeficiente de corrección cuyo valor es igual a 0,85 si $T_1 \leq 2T_c$ y el edificio tiene más de dos plantas o, en otro caso, es igual a 1. A partir del cortante basal, se obtiene la distribución de fuerzas horizontales sísmicas que se aplican sobre el edificio.

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \quad (2.38)$$

Donde, F_i es la fuerza horizontal que actúa en la planta i , s_i y s_j son los desplazamientos en el modo fundamental de las masas m_i y m_j , las cuales son calculadas según establece la norma. Con estas cargas se dimensiona la estructura.

3. Obtención de los desplazamientos inelásticos y el desplazamiento relativo máximo entre plantas adoptando la regla de igual desplazamiento. El desplazamiento inelástico, $u_{inel,i}$, se calcula como,

$$u_{inel,i} = q u_{d,i} \quad (2.39)$$

siendo $u_{d,i}$ el desplazamiento elástico del nivel i . Por otro lado, el desplazamiento relativo máximo entre plantas es,

$$IDR_{max,i} = \frac{q(u_{d,i} - u_{d,i-1})}{h_i} \quad (2.40)$$

con h_i como la altura del planta i .

4. Verificación del ELS: para asegurar una limitación del daño la norma EN 1998-1:2004 en su sección 4.4.3. limita los desplazamientos entre plantas. Estos se calculan como,

$$IDR_i = v IDR_{max,i} \quad (2.41)$$

siendo v factor de reducción, el cual considera que el periodo de retorno de la acción sísmica es inferior para el ELS.

El procedimiento simplificado que recoge el código sismorresistente español, NCSE-02, se basa en este procedimiento. El coeficiente de comportamiento en esta norma viene representado por el factor de ductilidad, μ , el cual es elegido en función de la organización, material y detalles constructivos del edificio.

2.6.2 Respuesta sísmica con espectros de diseño

La mayoría de normativas sísmicas utilizadas en todo el mundo incluyen en sus métodos de cálculo sismorresistente la obtención directa de las sollicitaciones estructurales máximas por medio del análisis modal con espectros de diseño genéricos. En esta sección se expone la forma de cálculo utilizando el análisis modal espectral, el cual es un método de diseño basado en fuerzas.

Los espectros de diseño expuestos en la sección 2.5 son utilizados frecuentemente para obtener la respuesta máxima de la estructura. Aunque los espectros anteriores, por definición son válidos solo para sistemas de 1 gdl, la estimación obtenida para sistemas de n gdl aplicando superposición modal es suficientemente precisa para el diseño estructural [5].

Si el sistema presenta un comportamiento no lineal, siendo rigurosos no se puede aplicar el teorema de superposición y habría que resolver la ecuación de movimiento por algún método numérico, como se comentó en la sección 2.4.2. En cambio, como se ha mostrado anteriormente, la no linealidad se representa a través de la ductilidad, μ , en conjunto con el coeficiente de reducción por ductilidad, R_μ . Estos parámetros minoran el espectro elástico de diseño obteniendo un espectro de diseño inelástico del cual se deriva la respuesta estructural con un error razonable. Además, existen otros parámetros normativos que afectan al espectro de diseño y que contemplan aspectos como la subzona sísmica, tipo de cimentación,...

Los pasos a seguir para obtener la respuesta sísmica de un edificio con n gdl y una ductilidad μ , usando el análisis modal con espectros de respuesta son:

1. Determinar los periodos y modos de vibración naturales del sistema lineal equivalente como se hizo para la expresión (2.11).
2. Minorar el espectro de diseño elástico para el factor de amortiguamiento ν_n determinado mediante el coeficiente de reducción por ductilidad, R_μ dependiente de T_n y el factor de ductilidad, μ , seleccionado para la estructura.
3. Obtener las ordenadas espectrales, $(S_a)_i$, para cada T_n .
4. Calcular las fuerzas sísmicas equivalentes para cada elevación r en los n modos de vibración. Por ejemplo, para el nivel r en el modo de vibración i se tiene que la fuerza sísmica equivalente es, $F_{ri}^s = \varphi_{ri} Q_i m_r (S_a)_i$ donde φ_{ri} es la ordenada modal para el nivel r en el modo i , Q_i es el factor de participación modal del modo i , m_r es la masa concentrada en el nivel r , y por último, $(S_a)_i$ es la ordenada espectral en aceleración del modo i obtenida del espectro lineal minorado calculado en el punto 2.
5. Se realiza un cálculo estático de la estructura sometida a las fuerzas sísmicas para cada modo de vibración. Los esfuerzos totales se obtienen superponiendo la contribución de

cada modo utilizando algún método estadístico como el método SRSS que consiste en la raíz cuadrada de la suma de cuadrados de la contribución de cada modo.

Con esta distribución de fuerzas F_r^S se dimensiona la estructura y se comprueba que los desplazamientos no sean excesivos.

2.6.3 Diseño basado en Desplazamientos

El método de diseño sísmico basado en desplazamientos (DBD) define la estructura como un oscilador equivalente de un grado de libertad. Este método caracteriza la estructura en términos de la rigidez efectiva o secante en el desplazamiento máximo. Con éste, se determina la fuerza basal para la que debe ser dimensionada la estructura dado un desplazamiento. La capacidad de disipación no lineal de la fuerza sísmica se evalúa de forma explícita para el desplazamiento de diseño alcanzado teniendo en cuenta la pérdida de rigidez, la demanda de ductilidad y el tipo de ciclo de histéresis.

Por tanto, la resistencia y la rigidez no son las variables de diseño sino los resultados finales. Esta es la principal diferencia con los procedimientos de diseño basados en fuerzas. Algunas ventajas del DBD son:

- El factor de reducción de fuerza lateral sísmica (R , q u otro dependiendo de la normativa) que se usa en el método de diseño basado en fuerzas, no se necesita.
- Las ecuaciones empíricas para estimar el periodo fundamental de la estructura para el diseño preliminar del sistema resistente de cargas laterales no se requieren.
- La resistencia y la rigidez del sistema se eligen para satisfacer los criterios de deformación deseados.
- Aborda directamente la naturaleza inelástica de la respuesta de una estructura durante un sismo.

El daño, estructural y no estructural, experimentado durante un sismo se debe principalmente a los desplazamientos laterales. Por lo tanto, el procedimiento de diseño basado en desplazamientos suministra un índice confiable del nivel de daño. Los desplazamientos juegan un papel preponderante en el diseño preliminar, lo que conduce a un buen control de los desplazamientos para el proceso de diseño completo. Se seleccionan criterios de desplazamiento objetivo para el nivel de servicio y para los estados límite últimos y así se realiza directamente el control de daños directamente de la naturaleza de la respuesta inelástica de una estructura durante un sismo [11].

Uno de los métodos basados en desplazamientos es el método directo (*Direct Displacement-based Seismic Design*). Los pasos a seguir son [10]:

1. Definir el nivel de desempeño de la estructura: determinando el estado de desempeño conseguimos establecer los desplazamientos permitidos entre plantas.
2. Calcular el desplazamiento objetivo, $u_{eff,t}$, del sistema equivalente de 1 gdl:

$$u_{eff,t} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i u_i} \quad (2.42)$$

Siendo m_i la masa del nivel i y u_i el máximo desplazamiento permitido para el nivel i . La distribución de desplazamientos máximos es un asunto importante en este método. Existen diferentes propuestas para estimarlos, como la de Karavasilis [12] para pórticos de acero resistentes a momento.

3. Calcular el desplazamiento de fluencia, $u_{eff,y}$, del sistema equivalente de 1 gdl: este se obtiene de la curva de capacidad del sistema equivalente de 1 gdl. Para ello será necesario realizar un análisis pushover (Ver Figura 2.16 a y b)
4. Calcular la ductilidad y amortiguamiento equivalente: la ductilidad se obtiene como,

$$\mu = \frac{u_{eff,t}}{u_{eff,y}} \quad (2.43)$$

y el amortiguamiento equivalente utilizando la siguiente correlación [13],

$$\xi_{eff} = \alpha \left(1 - \frac{1}{\mu_{eff}} \right) + \xi_v \quad (2.44)$$

Donde α es un coeficiente que depende de la ductilidad y ξ_v es el amortiguamiento elástico, normalmente igual a 5%.

5. Obtener el periodo fundamental del sistema equivalente de 1 gdl: a partir de un espectro de desplazamiento, por ejemplo el del Anexo A de EN 1998-1:2004, se obtiene el periodo T_{eff} como se muestra en la Figura 2.15.

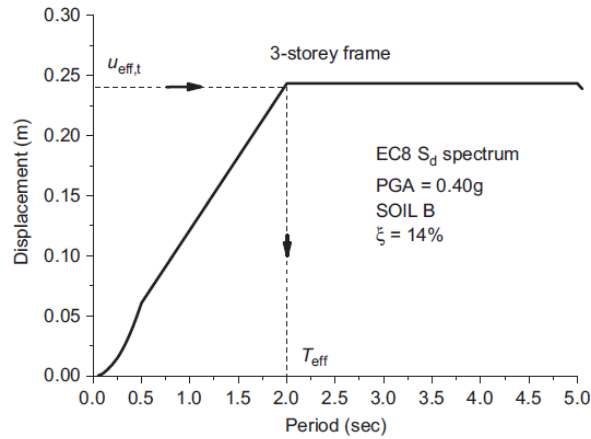


Figura 2.15. Obtención del periodo fundamental utilizando un espectro de desplazamiento. (MBD) [10]

6. Obtener la rigidez y el cortante basal del sistema equivalente de 1 gdl.

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2}{T_{eff}^2} M_{eff} \quad (2.45)$$

$$\text{con } M_{eff} = \sum_{i=1}^n m_i \frac{u_i}{u_{eff,t}} .$$

Finalmente, el cortante basal requerido por el sistema equivalente de 1 gdl es,

$$V_{eff} = K_{eff} u_{eff,t} \quad (2.46)$$

y para el resto de niveles,

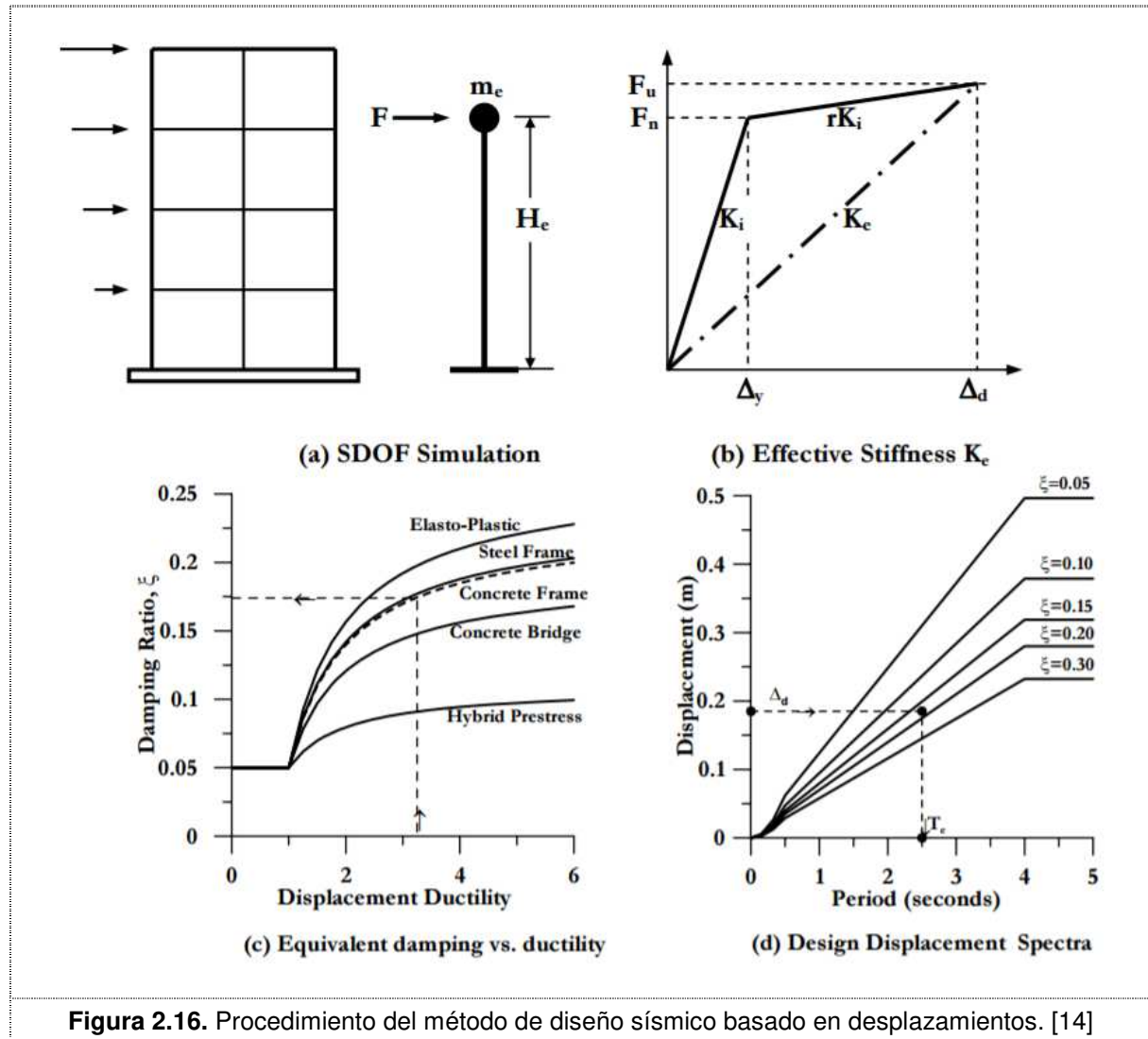
$$F_i = V_{eff} \frac{m_i u_i}{\sum_{i=1}^n m_i u_i} \quad (2.47)$$

7. Obtener la rigidez y el cortante basal del sistema de n gdl.

$$V_d = \frac{V_{eff}}{\Omega} \quad (2.48)$$

Donde Ω es el coeficiente de reserva de resistencia o sobrerresistencia (α_u/α_1 en el EC8) que depende del número y la secuencia de formación de rótulas plásticas. Por tanto, un análisis pushover es necesario para determinar este parámetro. Sin embargo, existen recomendaciones para diferentes tipos de estructuras en la norma EN 1998-1:2004.

Con el cortante basal, V_d , se dimensiona la estructura, la cual será capaz de soportar los desplazamientos establecidos a priori.



3 Análisis estático no lineal

Pushover

3.1 INTRODUCCIÓN.

Hasta ahora se han estudiado varias formas de enfrentarse a sistemas lineales y no lineales: los sistemas lineales con n gdl presentan un sistema de ecuaciones desacoplado que puede ser resuelto mediante análisis dinámico modal de manera relativamente sencilla para cada instante de tiempo; en cambio, en los sistemas no lineales las ecuaciones están acopladas y no es aplicable el teorema de superposición al existir términos no lineales, por tanto, hay que recurrir a tediosos métodos numéricos para su resolución.

Estos procedimientos no son prácticos desde el punto de vista del diseño, pues al final lo que se busca es la respuesta máxima y no toda la historia de respuestas en el tiempo. Debido a esto, es frecuente calcular a partir de espectros de diseño, ya que estos proporcionan la respuesta máxima aproximada tanto para sistemas lineales como no. En este último caso, la no linealidad se contempla mediante la modificación del espectro de diseño elástico como se comentó en 2.5. En cambio, este método no proporciona información sobre los posibles mecanismos de fallo de la estructura (formación de rótulas,...).

A continuación, se presenta otra herramienta más para el diseño sismorresistente que, a pesar de no ser novedosa en el campo académico, se ha incorporado recientemente en el código americano ASCE-41 y en el europeo EC8 (EN 1998-1:2004); se trata del análisis estático no lineal o pushover.

El análisis pushover, o análisis de colapso, es una técnica de análisis estático no lineal basada en el diseño por desempeño, la cual utilizando un patrón de cargas lateral, que se incrementa en cada iteración, lleva a la estructura más allá del rango elástico y, posteriormente, al colapso o hasta una deformación máxima. De esta manera, se obtiene una gráfica de fuerza-

desplazamiento conocida como curva de capacidad estructural o curva pushover (Ver Figura 3.1).

El análisis estático no lineal requiere, además de la capacidad estructural, de la demanda sísmica; esta puede calcularse utilizando: (1) algún procedimiento del Método de Capacidad Estructural, (2) con la aproximación de igual desplazamiento o (3) con el Método del Coeficiente de Desplazamiento.

Una vez se tiene la curva de capacidad y el espectro de demanda (diseño), graficados ambos en forma de aceleración-desplazamiento espectral, el punto de corte entre ambas determina el punto de desempeño de la estructura.

El atractivo de este método aproximado reside en su simplicidad y capacidad gráfica para obtener el comportamiento de la estructura ante cargas horizontales de origen sísmico [15], y así, estimar el punto de desempeño y analizar los potenciales mecanismos de fallo.

Los métodos de análisis estático pushover más populares por su implementación en los códigos de edificación son:

1. Método de Capacidad Espectral (MCE) de ATC-40 [16].
2. Método N2 (MN2) del EC8 o EN 1998 [17].
3. Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD) de ASCE-41 y FEMA 273 [18].

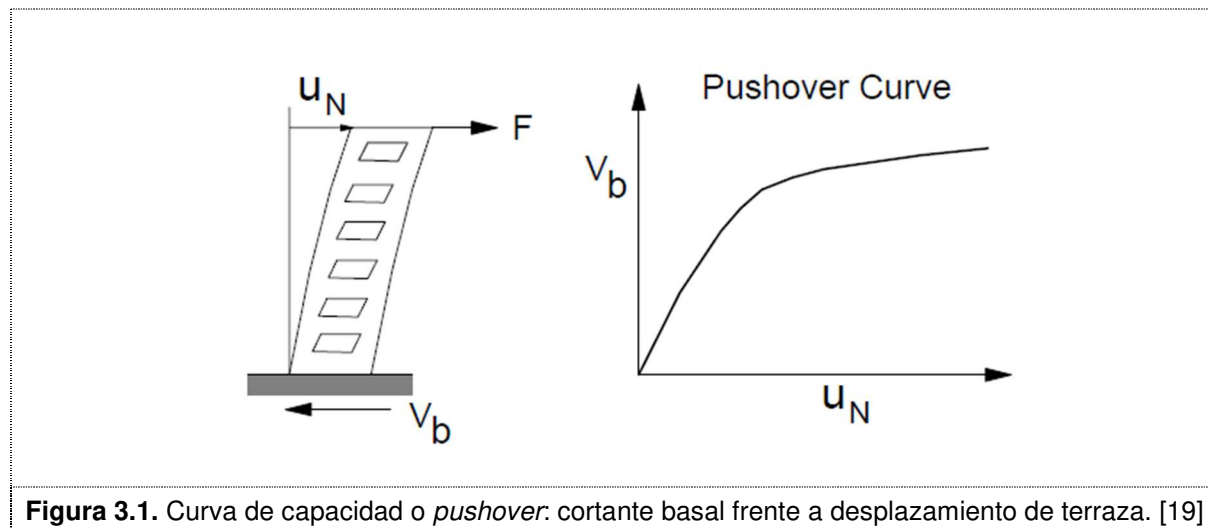


Figura 3.1. Curva de capacidad o *pushover*: cortante basal frente a desplazamiento de terraza. [19]

3.2 ESTADO DEL ARTE

El análisis estático no lineal, o pushover, es una técnica de cálculo para el diseño sismorresistente muy extendida en Latinoamérica y Estados Unidos, y de reciente implantación en Europa, (EC8, 2004). Se trata de un método de cálculo que se encuentra a medio camino entre el análisis lineal estático y el análisis no lineal dinámico. El propósito del análisis pushover es llevar a la estructura al colapso mediante la aplicación de cargas laterales

incrementales, y así obtener la curva de capacidad resistente de la estructura (desplazamiento lateral máximo frente cortante basal) frente a acciones sísmicas.

Los primeros trabajos de investigación referentes al análisis pushover en el campo de la ingeniería sísmica fueron escritos en la década de los 70; en ellos, Gulkan y Sozen (1971 y 1974), transformaban un problema de varios grados de libertad en sistemas simplificados con un solo grado de libertad. Para obtener la respuesta máxima de modelos inelásticos se usaba un sistema elástico equivalente con un coeficiente de amortiguamiento equivalente, propuesto por primera vez por Jacobsen (1930), y una rigidez; ambos parámetros ficticios y a la vez función de la ductilidad.

En la misma década, Freeman (1975) introdujo el conocido Método de Capacidad Espectral (MCE) como método rápido de evaluación de la vulnerabilidad sísmica, partiendo de los estudios de Blume (1961). En los años 80 el método se usó para comparar la capacidad estructural (curva pushover) con la demanda sísmica (espectro de diseño), estando esta última afectada por factores de reducción derivados de los estudios de Newmark-Hall (1982) a partir del coeficiente de amortiguamiento equivalente. El MCE fue incluido, por primera vez, en el código ATC-10 (1982), y tras algunas modificaciones, aparece en el código ATC-40 (1996).

Durante los años 80, varios autores fueron un poco más allá, obteniendo procedimientos de análisis inelástico simplificados para modelos de varios grados de libertad: el Modelo Q de Saidi y Sozen (1981), y la primera versión del Método N2 (MN2) de Fajfar y Fischinger (1988). El modelo de Saidi y Sozen era capaz de calcular la historia de desplazamientos, y el momento basal de sistemas de n gdl a través de modelos simplificados de 1 gdl bajo la hipótesis de un comportamiento dominado por el modo fundamental de vibración. Este trabajo sirvió a Fajfar y Fischinger para desarrollar el popular método N2, cuyo nombre se deriva de su propio procedimiento ya que consiste de 2 modelos matemáticos diferentes y tres pasos de análisis No lineal. Más tarde, Fajfar (2000) actualizó el método formulándolo en un formato de aceleración-desplazamiento espectral y utilizando relaciones $R - \mu - T$, en lugar de los amortiguamientos equivalentes, para contemplar la respuesta inelástica. Esta versión es la que incluye el Eurocódigo 8 desde 2004.

Otro método de análisis estático pushover es el desarrollado en el estándar FEMA 273 (1997) conocido como Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD). Aquí el desplazamiento objetivo, o desplazamiento máximo, es definido como función de la aceleración, el periodo fundamental de la estructura y una serie de factores. Este valor sirve de dato de entrada a la curva pushover bilinealizada y de la cual se deriva un valor de ductilidad que debe ser similar

al supuesto para el cálculo del desplazamiento objetivo pues, de no ser así, se requiere un proceso iterativo.

En 2001, Chopra y Goel desarrollan un método basado en el análisis modal, el cual es capaz de incluir la influencia de varios modos de vibración. En realidad, el método consiste en obtener varias curvas de capacidad, tantas como modos se tengan en cuenta, para combinar después las respuestas máximas. Este método es conocido como Análisis Modal Pushover.

En los métodos anteriores, la curva de capacidad o pushover se obtiene aplicando patrones de carga incrementales que pueden tener formas aleatorias. En cambio, los más utilizados han sido: uniformes, formas modales, triangulares invertidos y adaptativos.

La escasa precisión del análisis pushover con patrón de carga monótonamente creciente (pushover convencional) para predecir el comportamiento estructural de algunas construcciones (edificios muy altos, con importancia de los modos de vibración superiores,...) comparado con los resultados de un análisis no lineal dinámico, condujo a crear patrones de carga variables que se actualizan en cada iteración para tener en cuenta la formación de rótulas plásticas y la pérdida de rigidez en la estructura (pushover adaptativo) (Bracci, Kunnath y Reinhorn, 1997).

Por el motivo anterior es que algunos artículos definen los criterios de aplicabilidad que debe reunir la estructura para poder aplicar la técnica pushover y conseguir resultados aceptables (Lawson, Vance and Krawinkler, 1994); otros, en cambio, analizan los pros y contras (Krawinkler y Senevirtana, 1998).

Por último, otro modo de enfocar el análisis pushover es desde un punto de vista energético como proponen Albanesi (2002) y Parducci (2006). A diferencia de los anteriores, estos métodos no utilizan un patrón de fuerza o desplazamiento incremental sino un patrón de velocidad con la forma del modo fundamental y que tiene en cuenta la energía cinética del sismo.

Lo expuesto hasta aquí no es más que un breve resumen de la evolución del análisis estático no lineal, o pushover, en las últimas décadas. En lo que resta de capítulo se expondrán las bases teóricas del análisis pushover y, además, los métodos más populares que utilizan esta técnica.

3.3 FUNDAMENTO TEÓRICO

A pesar de la escasa base teórica del análisis estático no lineal, o pushover [10], esta técnica ha llegado a ser una herramienta importante para caracterizar el comportamiento de las estructuras frente a acciones sísmicas.

El análisis estático pushover parte de la hipótesis de que la respuesta de una estructura puede ser representada por la respuesta de un sistema equivalente de 1 gdl, es decir, que el comportamiento dinámico está controlado por el modo fundamental y que la forma modal permanece constante tanto en la zona elástica como inelástica. Aunque las premisas anteriores son incorrectas se ha demostrado que proporcionan buenos resultados para un amplio número de situaciones en las cuales el modo fundamental es predominante [20].

Recuperando la ecuación de movimiento para un sistema de n gdl se tiene que,

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}+\mathbf{C}\dot{\mathbf{X}}+\mathbf{F}=-\mathbf{M}\left[\mathbf{J} a(t)\right] \quad (3.1)$$

donde \mathbf{F} representa el vector de fuerzas.

Se asume que $\boldsymbol{\varphi}$ es un vector constante e independiente del tiempo, $\mathbf{X}=\boldsymbol{\varphi} \chi_t$ donde χ_t representa el desplazamiento de la planta superior. El vector $\boldsymbol{\varphi}$ puede tener cualquier forma aunque es común usar el modo fundamental y que, además, esté normalizado respecto al desplazamiento de la planta superior. Sustituyendo lo anterior en (3.1) y multiplicando la ecuación por $\boldsymbol{\varphi}^T$ se tiene que,

$$\boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi} \ddot{\chi}_t + \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{C} \boldsymbol{\varphi} \dot{\chi}_t + \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{F} = -\boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{M} \left[\mathbf{J} a(t) \right] \quad (3.2)$$

Si se define el desplazamiento del sistema equivalente de 1 gdl como,

$$\chi^* = \frac{\boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}}{\boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{M} \mathbf{J}} \chi_t \quad (3.3)$$

y se sustituye χ_t en (3.2) usando la ecuación anterior, se llega a la ecuación diferencial del sistema equivalente de 1 gdl,

$$M^* \ddot{\chi}^* + C^* \dot{\chi}^* + F^* = -M^* a \quad (3.4)$$

siendo M^* , C^* y F^* las propiedades básicas de este sistema, que son definidas como,

$$M^* = \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{M} \mathbf{J} \quad (3.5)$$

$$F^* = \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{F} \quad (3.6)$$

$$C^* = \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{C} \boldsymbol{\varphi} \frac{\boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{M} \mathbf{J}}{\boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}} \quad (3.7)$$

Si el vector φ es conocido, el diagrama fuerza (F^*) - desplazamiento (χ^*) del sistema equivalente de 1 gdl se puede derivar a partir del diagrama de cortante basal (V_b)-desplazamiento de terraza (χ_t o δ_t), el cual es obtenido mediante un análisis no lineal estático (pushover) e incremental del modelo de n gdl (Ver Figura 3.2).

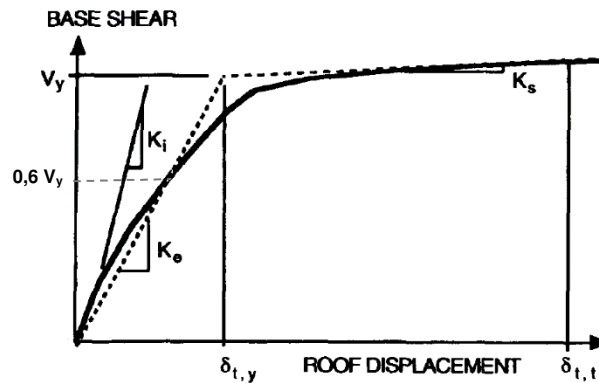


Figura 3.2. Cortante basal frente desplazamiento terraza de un modelo de n gdl. [20]

Por simplicidad, la curva cortante basal - desplazamiento o curva pushover de la Figura 3.2 es bilinealizada de tal manera que el área encerrada (energía) bajo ambas sea la misma y que se corten en $0,6V_y$ [21]. Este sistema bilineal contiene una zona lineal con una rigidez asociada $K_e = V_y/\delta_{t,y}$ y, tras el límite de fluencia, una zona plástica con una rigidez suavizada $K_s = \alpha K_e$. Si la pendiente de la curva tras el límite de fluencia, V_y , fuera negativa se optaría por un modelo elastoplástico ideal ($\alpha = 0$).

Una vez definido el sistema bilineal de n gdl, utilizando las expresiones (3.3) y (3.6) es posible representar la curva pushover del sistema equivalente de 1 gdl como se muestra en la Figura 3.3.

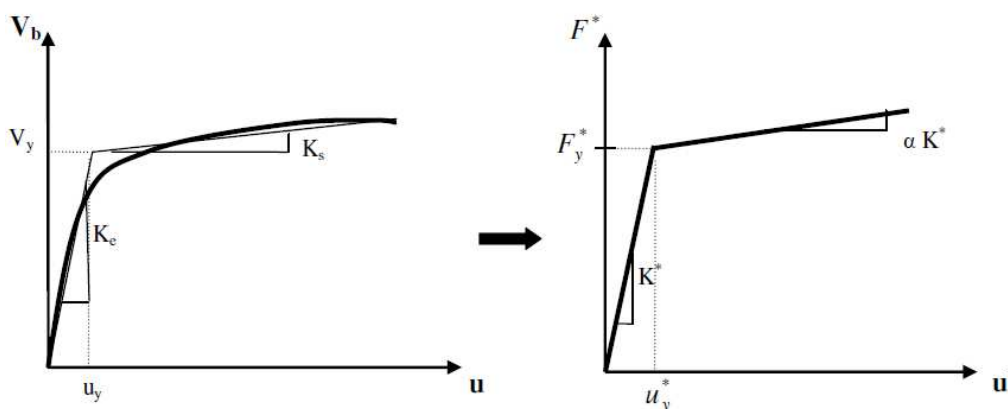


Figura 3.3. Curva pushover para un sistema n gdl (izq) y su homóloga para 1 gdl (der). [20]

Por tanto, el periodo del sistema equivalente, T_{eq} , está dado por,

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad (3.8)$$

donde la rigidez equivalente es $K^* = F_y^*/u_y^*$.

El desplazamiento de la planta superior, χ_t , está relacionado con el desplazamiento del sistema equivalente de 1 gdl mediante la ecuación (3.3). Por lo que, usando alguna técnica de diseño sismorresistente, como son los espectros de diseño (calculados en base a sistemas simples de 1 gdl), se puede estimar el desplazamiento que provocaría un sismo sobre el modelo equivalente de 1 gdl. Con este desplazamiento y la expresión (3.3) se obtiene una aproximación del desplazamiento real de la estructura, que será más precisa cuanto más predominante sea el modo fundamental.

Otro mecanismo para establecer el desplazamiento solicitación en el sistema equivalente de 1 gdl es el utilizado en el Método del Coeficiente de Desplazamiento (FEMA 273).

3.4 PATRONES DE CARGA LATERAL

El patrón de carga lateral simula la solicitación a la que se ve sometida una estructura ante un movimiento sísmico. Este patrón se incrementa monótonamente haciendo a la estructura avanzar por su zona elástica y entrar en la zona plástica. A veces, se utilizan patrones de desplazamiento en lugar de patrones de carga.

Se recomienda usar al menos dos patrones para obtener la envolvente de la capacidad estructural.

Algunos de los patrones más utilizados son los siguientes:

1. Distribución uniforme:

$$F_r = \frac{W_r}{g} \quad (3.9)$$

donde W_r es el peso del nivel r .

2. Distribución con la forma modal fundamental u otros modos:

$$F_r = \frac{W_r}{g} \phi_{ri} \quad (3.10)$$

donde ϕ_{ri} es el elemento del nivel r de la forma modal correspondiente al modo de vibración i .

3. Distribución triangular inversa:

$$F_r = \frac{W_r h_r}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} V_b \quad (3.11)$$

Donde h_r es la altura de la planta r , N es el número total de plantas y V_b es el cortante basal dado por $V_b = S_a(T_n)W$ siendo $S_a(T_n)$ la ordenada del espectro de diseño en aceleración para el periodo fundamental, T_n , y W el peso total de la estructura.

4. Distribución de carga según FEMA:

$$F_r = \frac{W_r h_r^k}{\sum_{i=1}^N W_i h_i^k} V_b \quad (3.12)$$

Donde k es un exponente que varía linealmente con el periodo fundamental desde 1 para $T_1 < 0.5$ s hasta 2 para $T_1 > 2.5$ s.

5. Distribución adaptativa:

Existen varias propuestas de patrones adaptativo. A modo de ejemplo se presenta la de Bracci y otros (1997) para la cual se toma un patrón de carga inicial, F_i , y se actualiza con el siguiente incremento,

$$\Delta F_r^{k+1} = V_b^k \left(\frac{F_r^k}{V_b^k} - \frac{F_r^{k-1}}{V_b^{k-1}} \right) + \Delta V_b^{k+1} \left(\frac{F_r^k}{V_b^k} \right) \quad (3.13)$$

donde r es el nivel de la planta, k es el número incremental y ΔV_b el incremento del cortante basal.

3.5 ANÁLISIS PUSHOVER CONVENCIONAL

El procedimiento general de un análisis estático no lineal de tipo pushover ha sido expuesto en la sección 3.3. Ahora, se presentan varios métodos de pushover convencional, los cuales se caracterizan por utilizar un patrón de carga incremental pero constante en su forma durante todo el análisis.

En cada método se utiliza la nomenclatura de la fuente para facilitar su consulta.

3.5.1 Método del Espectro de Capacidad

Fue propuesto por primera vez por Freeman en 1975. El método consiste en comparar la curva de capacidad o pushover y el espectro de diseño, representados ambos en formato aceleración-desplazamiento espectral (formato *ADRS*), para determinar el punto de desempeño de una estructura bajo la acción sísmica.

El procedimiento es aceptado como herramienta de diseño en la normativa ATC-40. Los pasos a seguir son:

1. Realizar un análisis estático pushover del modelo de n gdl para obtener la curva de capacidad o pushover. Es recomendable utilizar el patrón con la forma modal fundamental descrito en la sección 3.4.
2. Obtener el modelo bilineal de la curva pushover anterior.
3. Transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad (formato ADRS) para un sistema equivalente de 1 gdl usando las siguientes expresiones:

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha_m M_t} \quad (3.14)$$

$$S_d = \frac{\delta_t}{PF_1 \Phi_{t,1}} \quad (3.15)$$

$$PF_1 = \frac{\left(\sum_r^N m_r \Phi_{r,1} \right)}{\left(\sum_r^N m_r \Phi_{r,1}^2 \right)} \quad (3.16)$$

$$\alpha_m = \frac{\left(\sum_r^N m_r \Phi_{r,1} \right)^2}{\left(\sum_r^N m_r \right) \left(\sum_r^N m_r \Phi_{r,1}^2 \right)} \quad (3.17)$$

donde M_t es la masa total del edificio, α_m el coeficiente modal de masa del modo fundamental, PF_1 es el factor de participación modal del modo fundamental, $\Phi_{t,1}$ es la amplitud modal del nivel superior en el modo 1 o modo fundamental y m_r es la masa del nivel r .

4. Transformar el espectro de diseño elástico o espectro de demanda con amortiguamiento estándar ($\xi = 5\%$) a formato ADRS. Para ello se usa la expresión:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (1)$$

5. Superposición de ambos espectros. Existen formas distintas de definir el punto de desempeño y son comentadas en la ATC-40. Aquí se utiliza el procedimiento A descrito en dicha normativa.
6. Obtener un punto inicial de desempeño (d_{pi}, a_{pi}) utilizando, por ejemplo, la hipótesis de igual desplazamiento (Ver Figura 3.4).

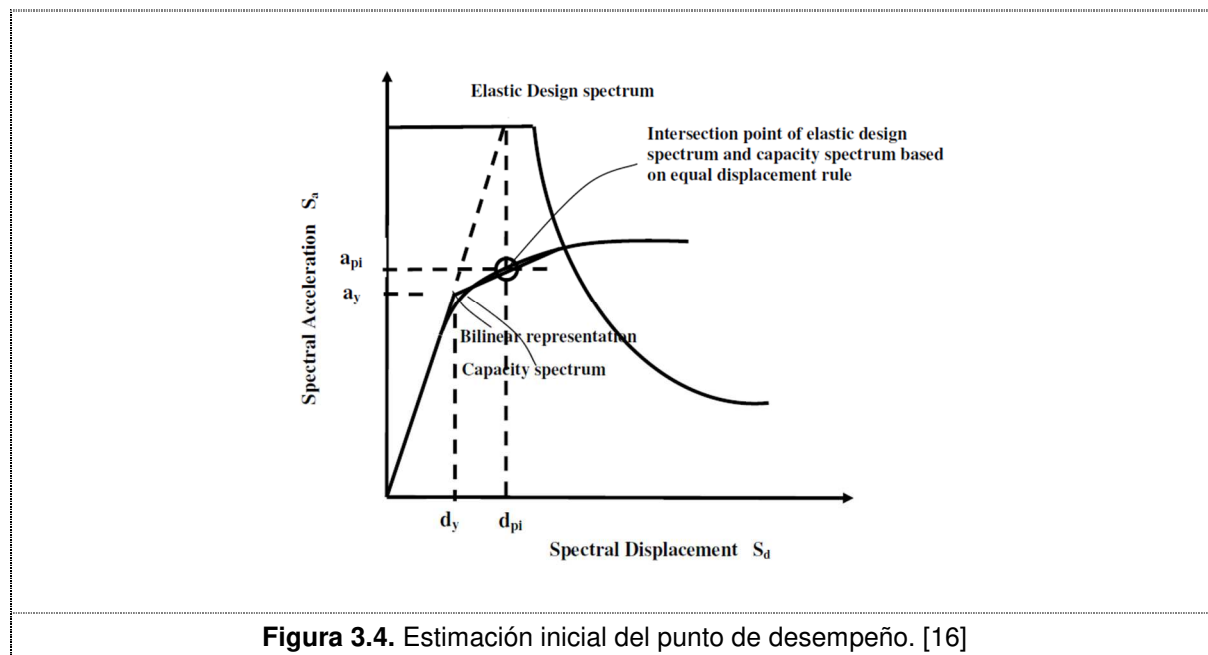


Figura 3.4. Estimación inicial del punto de desempeño. [16]

7. Calcular el coeficiente de amortiguamiento equivalente con las siguientes expresiones:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (3.18)$$

$$\beta_0 = \frac{2(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{\pi a_{pi} d_{pi}} \quad (3.19)$$

En función de β_{eq} elegir los factores de reducción tabulados en FEMA 273 (Tabla 2-15). Con ellos, se reduce el espectro elástico de demanda.

8. Si el espectro de demanda reducido interseca al espectro de capacidad en el punto de desempeño estimado, o lo hace con una tolerancia aceptable, se da por buena esta solución ($a_p = a_{pi}$; $d_p = d_{pi}$) y se continua con el procedimiento. En cambio, si no se cumple lo anterior, se toma la intersección como nuevo punto de desempeño inicial y vuelve al paso 5.2.
9. Por último, se transforma el desplazamiento d_p del sistema equivalente de 1 gdl al desplazamiento del sistema de n gdl, D_t , utilizando la expresión,

$$D_t = PF_1 \Phi_{t,1} d_p \quad (3.20)$$

Con este desplazamiento D_t se entra a la curva pushover del modelo de n gdl y se obtiene el cortante basal para el cual se dimensiona la estructura.

3.5.2 Método N2

Desarrollado por primera vez por Fajfar y Fischinger en 1988 y actualizado en 2000 es el método implementado en el EC8. Conceptualmente, es una variación del Método de Capacidad Espectral que utiliza relaciones $R - \mu - T$ en lugar de espectros altamente amortiguados para obtener la demanda sísmica [22].

El Anexo B de la norma EN 1998-1:2004 establece el siguiente procedimiento analítico:

1. Realizar un análisis estático pushover del modelo de n gdl para obtener la curva de capacidad o pushover. En este caso, se utiliza el patrón con la forma modal fundamental descrito en la sección 3.4.
2. Transformar la curva anterior a una curva *pushover* de un sistema equivalente de 1 gdl utilizando las siguientes expresiones:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma_1} \quad (3.21)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma_1} \quad (3.22)$$

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_r^N m_r \Phi_{r,1}}{\sum_r^N m_r \Phi_{r,1}^2} \quad (3.23)$$

3. Obtener un sistema bilineal de la curva *pushover* equivalente basado en un modelo elastoplástico perfecto respetando que el límite de fluencia, F_y^* , coincide con la fuerza necesaria para formar un mecanismo plástico (punto A); la rigidez inicial es determinada de manera que las áreas sombreadas de la Figura 3.5 sean iguales. Cumpliendo todo esto se tiene que,

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.24)$$

donde E_m^* es la energía necesaria para formar un mecanismo plástico.

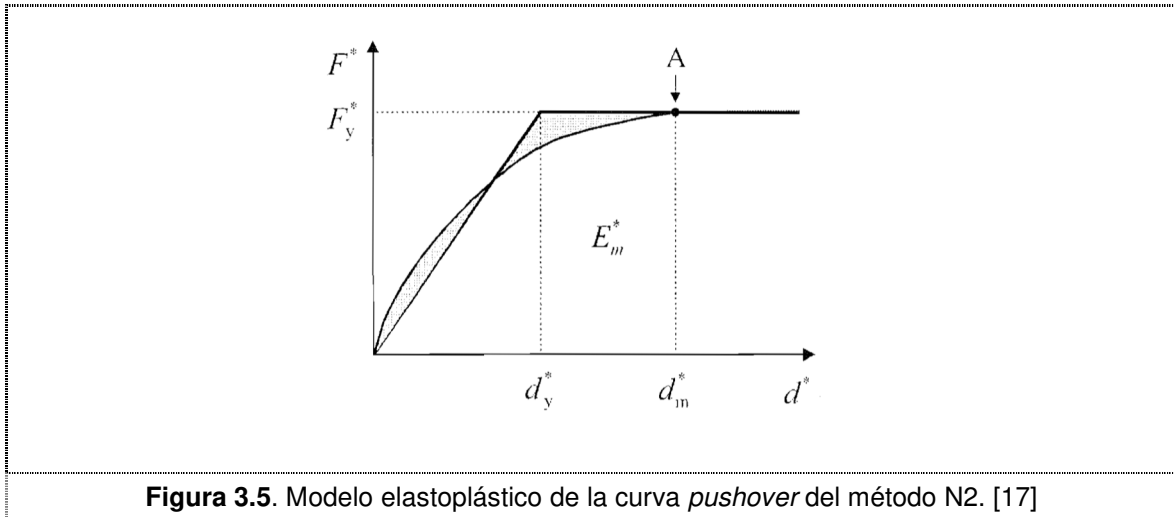


Figura 3.5. Modelo elastoplástico de la curva *pushover* del método N2. [17]

4. Cálculo del periodo equivalente:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.25)$$

con $m^* = \sum_r^N m_r \Phi_{r,1}$.

5. Cálculo del desplazamiento elástico equivalente,

$$d_{et}^* = S_{ae}(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 \quad (3.26)$$

donde $S_{ae}(T^*)$ es la aceleración del espectro elástico de respuesta para el periodo equivalente, T^* .

6. Para calcular el desplazamiento inelástico en el sistema equivalente se tienen dos opciones en función del periodo de transición del espectro de demanda, T_c , el cual separa la zona de aceleración constante de la zona de velocidad constante:

7. Si $T^* < T_c$ entonces tenemos de nuevo dos alternativas:

a) Si $F_y^*/m^* \geq S_{ae}(T^*)$ la respuesta es elástica y $d_t^* = d_{et}^*$.

b) Si $F_y^*/m^* < S_{ae}(T^*)$ la respuesta es inelástica y

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \text{ siendo } q_u = \frac{S_{ae}(T^*)}{F_y^*/m^*}.$$

8. Si $T^* > T_c$ entonces $d_t^* = d_{et}^*$.

9. Cálculo del desplazamiento en el sistema de n gdl.

$$d_t = \Gamma_1 d_t^* \quad (3.27)$$

Con este dato y la curva pushover del modelo de n gdl se calculan las solicitaciones en la estructura.

También, este método puede ser desarrollado de forma gráfica (Ver Figura 3.6) utilizando las curvas de capacidad y demanda en formato ADRS, estando esta última modificada por medio de la relación $R_\mu - \mu - T$.

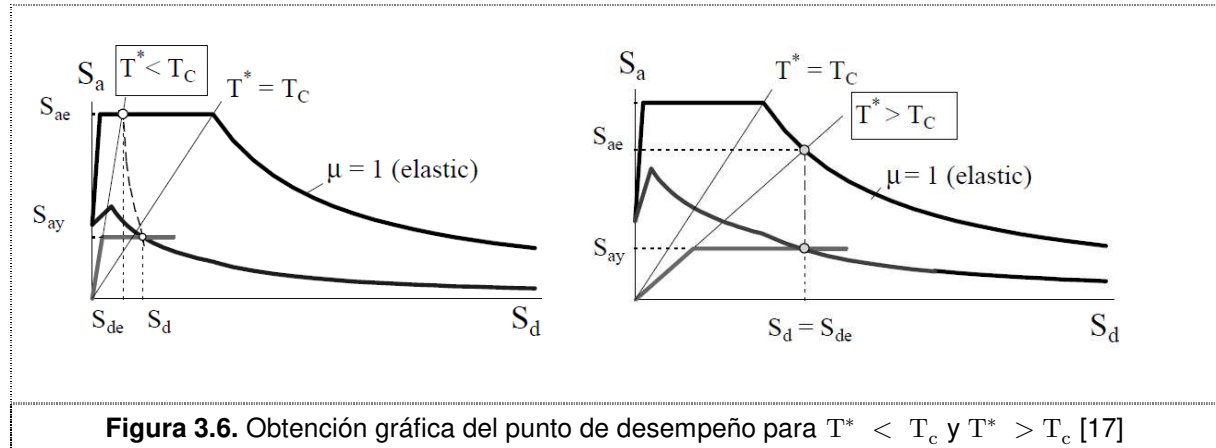


Figura 3.6. Obtención gráfica del punto de desempeño para $T^* < T_c$ y $T^* > T_c$ [17]

Por definición, $R_\mu = S_{ae}/S_{ay}$ y la relación $R_\mu - \mu - T$ utilizada es la propuesta por Vidic (Ver Figura 3.7) que viene dada por,

$$R_\mu = 1 + (\mu - 1) \frac{T}{T_0} \quad \text{si } T < T_0 \quad (3.28)$$

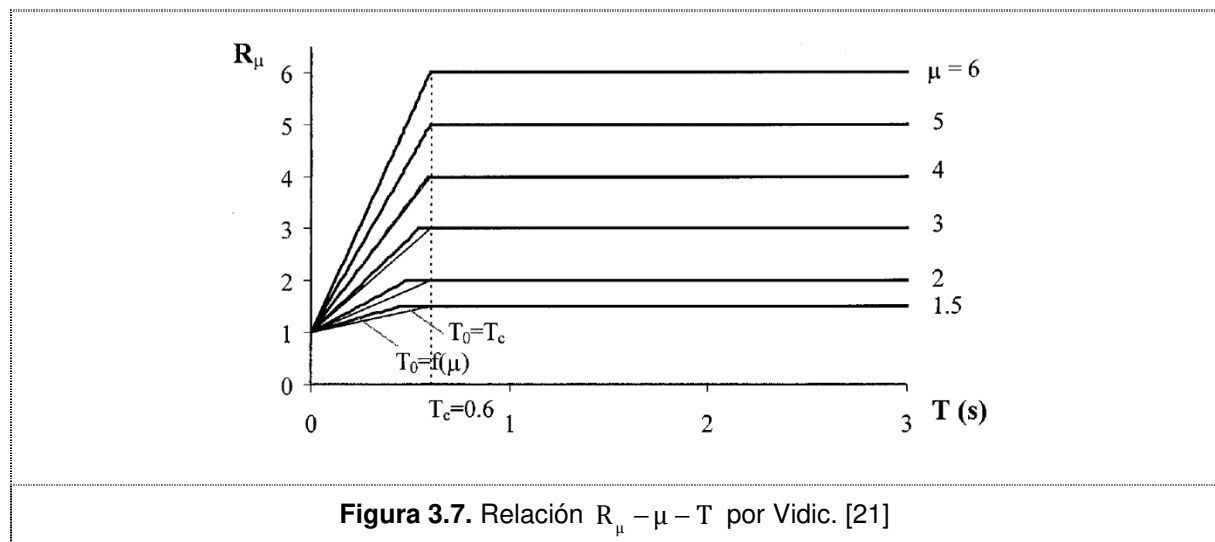
$$R_\mu = \mu \quad \text{si } T > T_0$$

$$T_0 = 0,65\mu^{0,3}T_c \leq T_c$$

Para simplificar, se considera que $T_0 = T_c$.

Con lo anterior se puede obtener el espectro de demanda inelástico o, directamente, el punto de desempeño, ya que $S_a = S_{ae}/R_\mu$ y $S_d = \mu S_{de}/R_\mu$. Por último, el desplazamiento en el modelo de n gdl será $d_t = \Gamma_1 S_d$.

Con este desplazamiento d_t se entra a la curva pushover del modelo de n gdl y se obtiene el cortante basal para el cual se dimensiona la estructura.



3.5.3 Método del Coeficiente de Desplazamiento

Se trata del método principal en el código FEMA 356, y que ya aparecía en ediciones anteriores como FEMA 273. Además, desde 2006 forma parte de la norma americana ASCE-41 para el análisis estático no lineal.

El método consiste en obtener el desplazamiento máximo esperado en una estructura bajo una acción sísmica, multiplicando la respuesta de un sistema equivalente de 1 gdl por varios coeficientes.

Los pasos a seguir son:

1. Realizar un análisis estático pushover del modelo de n gdl para obtener la curva de capacidad o pushover. En este caso, la norma FEMA establece el uso de al menos 2 patrones de los descritos en la sección 3.4 para obtener la envolvente de la curva de capacidad.
2. Obtener el modelo bilineal (ver Figura 3.8) de la curva *pushover* anterior.
3. Calcular del periodo equivalente.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.29)$$

siendo T_i el periodo de vibración de la estructura en rango elástico, K_i la rigidez en rango elástico y K_e la rigidez equivalente que corta a la curva de capacidad en $0,6 V_y$.

4. Calcular del desplazamiento,

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3.30)$$

donde,

C_0 es un factor modificador que convierte el desplazamiento espectral de sistema de 1 gdl al sistema de n gdl.

C_1 es un factor modificador que relaciona el máximo desplazamiento inelástico con el desplazamiento elástico en el sistema de 1 gdl.

C_2 es un factor modificador que representa el efecto de la histéresis.

C_3 es un factor modificador que incrementa los desplazamientos debidos a los efectos $P - \Delta$.

La forma de cálculo de estos coeficientes aparece detallada en la normativa FEMA 356.

5. Entrar con δ_t a la curva de capacidad para obtener el punto de desempeño.
6. Calcular el factor de ductilidad, μ , para este punto de desempeño y comprobar que es similar al estimado para el cálculo de los coeficientes. De no ser así, se requiere un proceso iterativo.

Con este desplazamiento δ_t se entra a la curva pushover del modelo de n gdl y se obtiene el cortante basal para el cual se dimensiona la estructura.

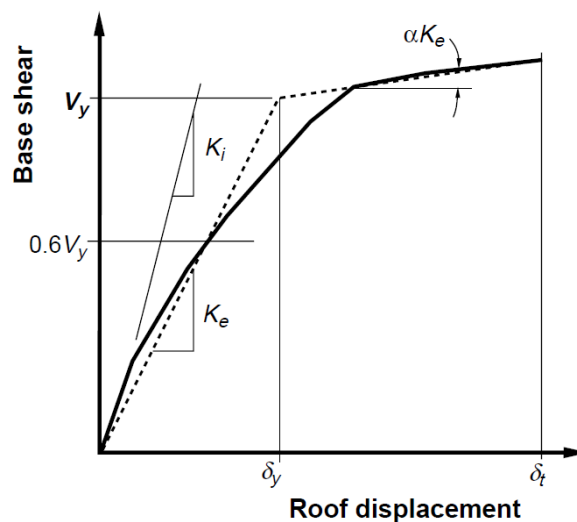


Figura 3.8. Modelo bilineal de la curva de capacidad para el Método del Coeficiente de Desplazamiento. [23]

3.5.4 Análisis Modal Pushover

El Análisis Modal Pushover fue desarrollado por Chopra y Goel en 2001 y es capaz de tener en cuenta la influencia de varios modos de vibración gracias a la combinación modal de sus respuestas. El código FEMA 440 lo propone como método alternativo bajo criterio propio del calculista.

El procedimiento a seguir es:

1. Calcular las propiedades dinámicas (frecuencias, ω_n , y formas modales, ϕ_n) de los modos de vibración del sistema.
2. Realizar un análisis estático *pushover* del modelo de n gdl para obtener la curva de capacidad o *pushover*. En este caso, el patrón de carga utiliza la n -ésima forma modal, tal y como se ha descrito en la sección 3.4.
3. Obtener un modelo bilineal de la curva *pushover* (Ver Figura 3.9).
4. Transformar la curva anterior a una curva *pushover* de un sistema equivalente de 1 gdl (Ver b) utilizando las siguientes expresiones:

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*} \quad (3.31)$$

$$D_{ny} = \frac{u_{my}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (3.32)$$

donde,

$$M_n^* = L_n \Gamma_n \quad (3.33)$$

$$L_n = \sum_r^N m_r \phi_{rn} \quad (3.34)$$

$$\Gamma_n = \frac{\sum_r^N m_r \phi_{rn}}{\sum_r^N m_r \phi_{rn}^2} \quad (3.35)$$

5. Calcular el desplazamiento máximo, D_n , en el sistema equivalente de 1 gdl, el cual está definido por la relación fuerza - deformación anterior y el coeficiente de amortiguamiento. El periodo de vibración elástico de este sistema es,

$$T_n = 2\pi \left(\frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}} \right)^{1/2} \quad (3.36)$$

Este desplazamiento puede conseguirse mediante la resolución de la ecuación de movimiento ($\ddot{D}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n + F_{sn}/L_n = -\ddot{u}_g$) o con espectros de diseño inelásticos [5].

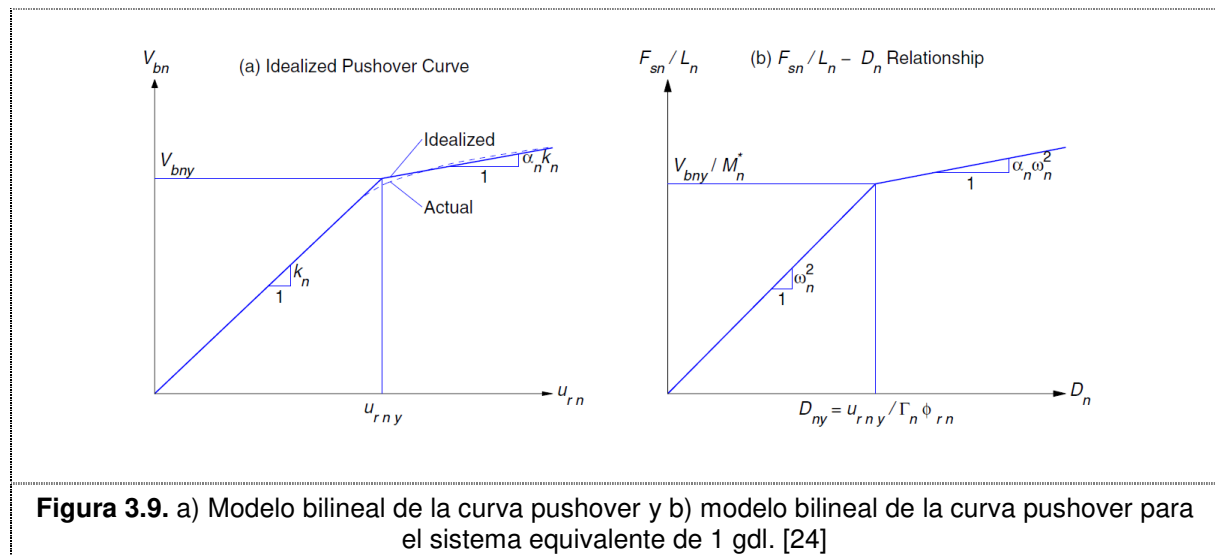
6. Calcular los desplazamientos por niveles en el sistema de n gdl,

$$u_{rn} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \quad (3.37)$$

7. Repetir pasos 3-7 para tantos modos como se requiera. Normalmente, con los primeros 2 o 3 modos es suficiente.
8. Determinar la respuesta total (demanda) mediante combinación modal con ayuda de alguna técnica estadística como la SRSS,

$$u_r = \left(\sum_{n=1}^N u_{rn}^2 \right)^{1/2} \quad (3.38)$$

Con el desplazamiento u_r y la curva pushover del modelo de n gdl se calculan las solicitaciones en la estructura.



3.6 ANÁLISIS PUSHOVER AVANZADO

Varios estudios han demostrado que los métodos pushover clásicos con patrones de carga fijos no son capaces de predecir con suficiente precisión la respuesta sísmica de estructuras irregulares, donde los modos de vibración elevados juegan un papel importante en el comportamiento dinámico [25]. A consecuencia de esto, algunos investigadores han propuesto métodos donde los patrones de carga se adaptan en cada iteración, con el fin de

tener en cuenta la pérdida de rigidez de la estructura y la plastificación. Esto es lo que se conoce como método *pushover* adaptativo.

3.6.1 Pushover adaptativo

En 1996 Bracci y otros plantearon el primer método de análisis pushover adaptativo. Esta técnica para la obtención de la capacidad estructural está basada en patrones de carga variables, los cuales son actualizados en cada iteración, para tener en cuenta la formación de rótulas plásticas y la pérdida de rigidez en la estructura.

Existen variantes del método como la que proponen Kalkan y Kunnath (2006) que integra el análisis pushover adaptativo, el Método del Espectro de Capacidad y el análisis modal bajo un mismo procedimiento; otra variante es la desarrollada por Antoniou y Pinho (2004), la cual utiliza un patrón de desplazamientos, en lugar de fuerzas, para obtener la curva de capacidad.

La mayor parte de las investigaciones actuales sobre análisis estático no lineal están centradas en la definición de patrones adaptativos que mejoren la estimación de la capacidad estructural.

De una forma general, los pasos a seguir en un análisis pushover adaptativo son:

1. Análisis estático pushover del modelo de n gdl para obtener la curva de capacidad o pushover.
 - 1.1. Comenzar con un patrón inicial con la forma modal fundamental como se describe en la sección 3.4.
 - 1.2. Obtener la respuesta estructural (cortante basal - desplazamiento lateral) para ese patrón.
 - 1.3. Calcular el incremento del patrón utilizando la expresión correspondiente al método utilizado, por ejemplo, el incremento propuesto por Bracci (Ver sección 3.4).
 - 1.4. Actualizar el patrón y volver al paso 1.2 hasta graficar por completo la curva pushover.
2. Utilizar algún método de los expuestos hasta aquí para calcular la demanda sísmica y determinar el punto de desempeño.

Tras esta exposición en profundidad del método pushover se requiere presentar otra idea ligada a este tipo de análisis: las rótulas plásticas. Estas son las encargadas de manifestar el comportamiento no lineal de la estructura mediante un modelo de esfuerzo - deformación. La localización de estas rótulas es difícil de predecir debido a que entran en juego muchos factores tales como rigidez de los elementos, materiales, detalles constructivos,... Como ya se ha comentado, la plastificación de secciones es un mecanismo utilizado para disipar energía frente a grandes sismos, pero hay que evitar la fluencia en pilares o uniones para no potenciar un colapso prematuro de estructura. Por tanto, es conveniente estimar de alguna manera la zona de probable formación de estas rótulas para poder comprender el mecanismo de fallo global de la estructura. Para conseguir esto, muchos edificios se construyen utilizando uniones precalificadas pues permiten aproximar la localización de las rótulas.

A continuación, se presentan las uniones precalificadas y los modelos de rótulas no lineales recogidos en FEMA 350 y FEMA 356.

3.7 UNIONES PRECALIFICADAS

El terremoto de Northridge (1994) demostró que las uniones utilizadas hasta entonces eran insuficientes para las demandas sísmicas. Tras este suceso se realizaron cambios en los códigos de construcción, eliminando las conexiones utilizadas hasta entonces (uniones Pre-Northridge). Bajo este criterio, FEMA investigó y calificó un grupo de conexiones precalificadas viga-columna, las cuales pueden ser diseñadas y construidas sin verificación teórica y analítica. En concreto, en el código FEMA 350 se recogen 9 conexiones precalificadas (soldadas y atornilladas) con sus especificaciones, procedimientos de diseño y limitaciones [26]. Estas uniones, conocidas como uniones Post-Northridge, son incluidas en la norma americana ANSI/AISC 358-05.

Según FEMA 350, los siguientes criterios fueron aplicados para definir una conexión como precalificada:

- Exista suficiente información experimental y analítica acerca del desempeño de la conexión para establecer el probable mecanismo de fluencia y modos de falla.
- Se han desarrollado modelos racionales para estimar la resistencia asociada a cada mecanismo y modo de falla.
- Dadas las propiedades de los materiales y la geometría de la conexión, se puede utilizar un procedimiento racional con el fin de estimar qué modo y mecanismo de fallo controla el comportamiento y capacidad de deformación (deriva rotacional de entreplantas).
- Dados los modelos y procedimientos de prueba, la base de datos existente es adecuada para permitir la valoración de la fiabilidad estadística de la conexión.

Estas uniones precalificadas de FEMA 350 son válidas para pórticos resistentes a momento, es decir, sin arriostramientos. La norma diferencia entre dos tipos: pórticos ordinarios a momento (OMF) y pórticos especiales a momento (SMF). Los requisitos que debe reunir un pórtico para ser clasificado como SMF son mucho más rigurosos que los establecidos para pórticos tipo OMF, ya que se espera una respuesta inelástica mucho mayor en los primeros.

Aun así, las uniones precalificadas también son recomendadas, sin análisis exhaustivos, en estructuras con sistemas duales (pórticos resistentes a momento con arriostramientos), como lo define FEMA 302, en la medida que el arriostramiento de la conexión no inhiba o altere el mecanismo de fluencia de su configuración [27].

En la siguiente tabla se resumen las diferentes uniones precalificadas según FEMA 350:

Tabla 3.1. Tipos de uniones precalificadas según FEMA 350.

Categoría	Descripción	Abreviatura	Sistema permitido
Soldada y totalmente restringida	Alas soldadas no reforzadas, alma atornillada	WUF-B	OMG
	Alas soldadas no reforzadas, alma soldada	WUF-W	OMF, SMF
	Ala libre	FF	OMF, SMF
	Placa soldada al ala	WFP	OMF, SMF
	Viga de sección reducida	RBS	OMF, SMF
Atornillada y totalmente restringida	Placa extrema atornillada no rigidizada	BUPEP	OMF, SMF
	Placa extrema atornillada rigidizada	BSEP	OMF, SMF
	Placa atornillada a las alas	BFP	OMF, SMF
Atornillada y parcialmente restringida	Doble T cortada	DST	OMF, SMF

En la Figura 3.10 se muestra un esquema de las uniones precalificadas anteriores.

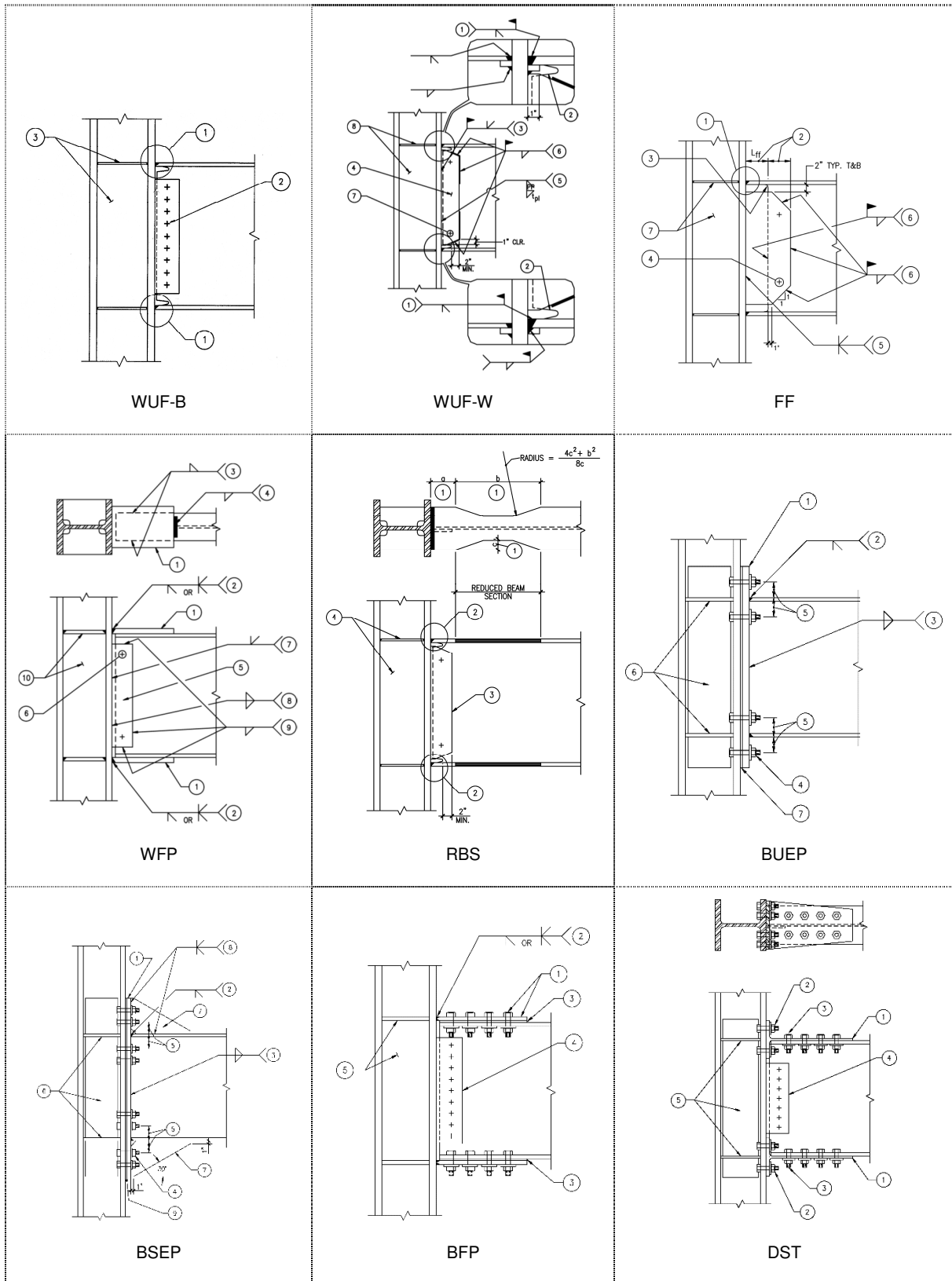


Figura 3.10. Uniones precalificadas de FEMA 350. [28]

En Europa, el Eurocódigo 3 - Parte 8, EN 1993-8, proporciona los métodos de cálculo de uniones pero, a diferencia de la norma americana, no incluye uniones precalificadas sino unas uniones tipo que deben ser verificadas. Por tanto, como el objetivo del trabajo no es el diseño

ni cálculo de uniones, se utilizarán las uniones precalificadas de FEMA 350 en las estructuras analizadas.

3.8 MODELOS DE RÓTULAS PLÁSTICAS

Los pórticos a momento con uniones precalificadas deben cumplir la hipótesis de columna fuerte - viga débil para garantizar que frente a una acción sísmica importante, la disipación de energía se produzca por medio de una deformación plástica en las vigas, a una cierta distancia de la unión. Lo que se pretende es evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas, pues esto conduciría a la estructura a un colapso prematuro. A pesar de esto, cuando la sollicitación sísmica es elevada, se produce también plastificación en los pilares.

La distancia desde el eje del pilar a la zona donde se espera la formación de la rótula plástica viene definida para cada unión precalificada en función de los perfiles a unir (Ver Figura 3.11).

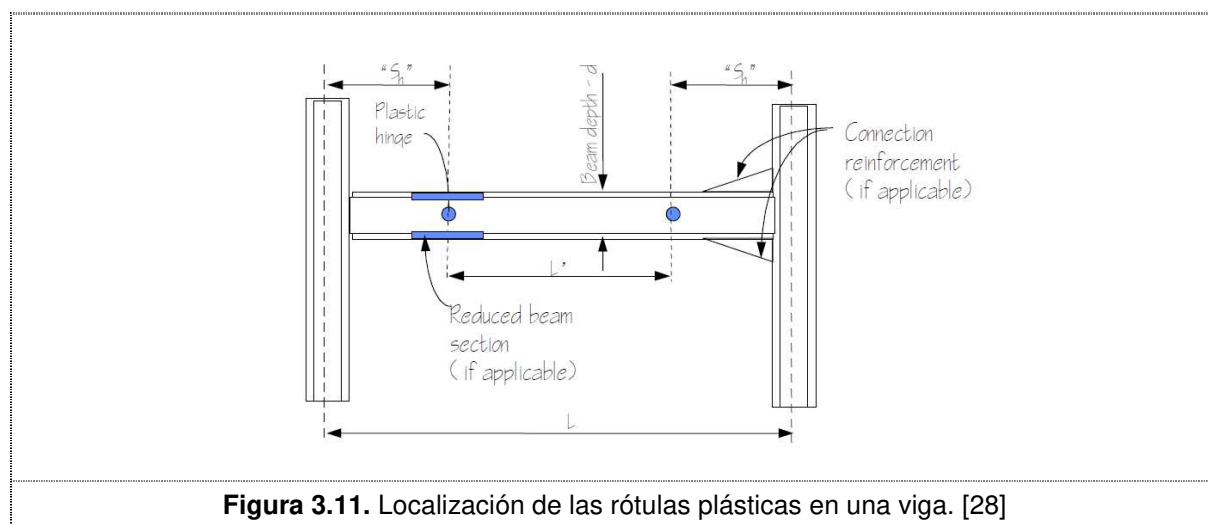


Figura 3.11. Localización de las rótulas plásticas en una viga. [28]

El comportamiento de estas rótulas viene dado por una relación fuerza - deformación. En FEMA 356 se recoge una idealización de este comportamiento y se muestra en la Figura 3.12. En el eje de ordenadas se tiene el esfuerzo, Q , el cual está normalizado respecto al esfuerzo de fluencia, Q_y y en el eje de abscisas se tiene la deformación absoluta (desplazamiento, Δ , o rotación, θ). Los parámetros a, b y c vienen dados por la normativa FEMA 356 para diferentes casos.

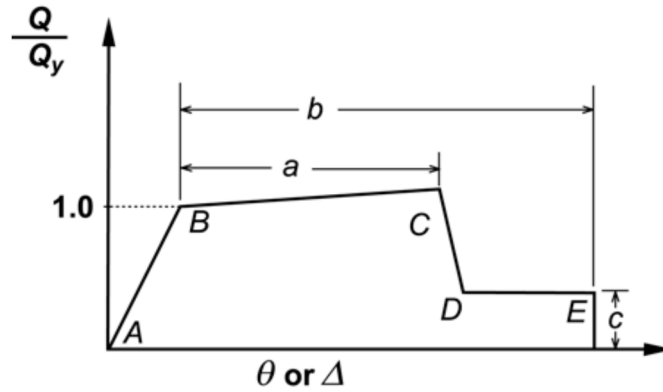


Figura 3.12. Modelo fuerza - deformación/rotación de una rótula plástica según FEMA. [23]

Este modelo de comportamiento presenta una zona lineal, es decir elástica, hasta el punto B donde se produce la fluencia; a continuación, se produce un endurecimiento por plastificación que según el código no debe ser mayor de un 3% de la pendiente elástica en vigas y columnas. A partir de C la resistencia cae súbitamente hasta D quedando una resistencia residual.

El modelo fuerza - deformación anterior sirve también para determinar en qué nivel de rendimiento se encuentra el elemento (viga, columna,...) en función de su grado de deformación. Los diferentes grados son: Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención por Colapso (CP). Estos están señalados en Figura 3.13 y tabulados en las tablas de FEMA 356.

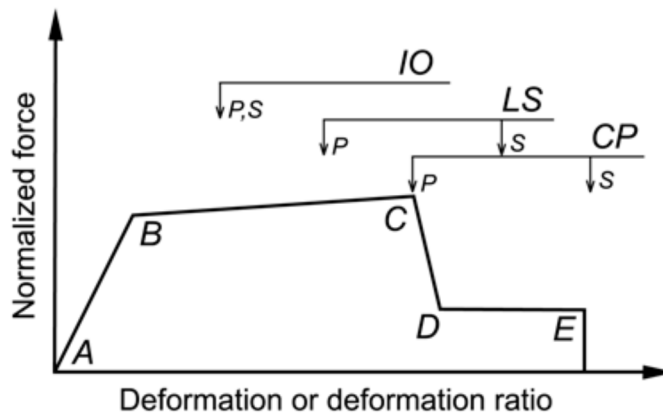


Figura 3.13. Criterio de aceptación para la deformación de elementos según FEMA. [23]

4 Análisis sísmico de un edificio mediante tres métodos

En este capítulo se realiza un análisis sísmico de un edificio de acero sin arriostramientos mediante tres de los métodos de análisis recogidos en la norma EN 1998-1:2004. En primer lugar, se describe la estructura y la acción sísmica. Tras esto, se llevan a cabo dos análisis de tipo elástico-lineal y un análisis estático no lineal: método de la fuerza lateral, análisis modal mediante espectro de respuesta y análisis estático no lineal o pushover, respectivamente. Por último, se comparan los resultados obtenidos con los diferentes métodos.

4.1 DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA

El edificio está definido en la Figura 4.1. El material utilizado es acero S355, tanto para pilares como para vigas. La sección de todos los pilares es HEM 340; las vigas en la dirección X son IPE 500 y en dirección Y son IPEA 450. El dimensionado cumple con lo establecido en la norma EN 1993-1-1 y está documentado en [29].

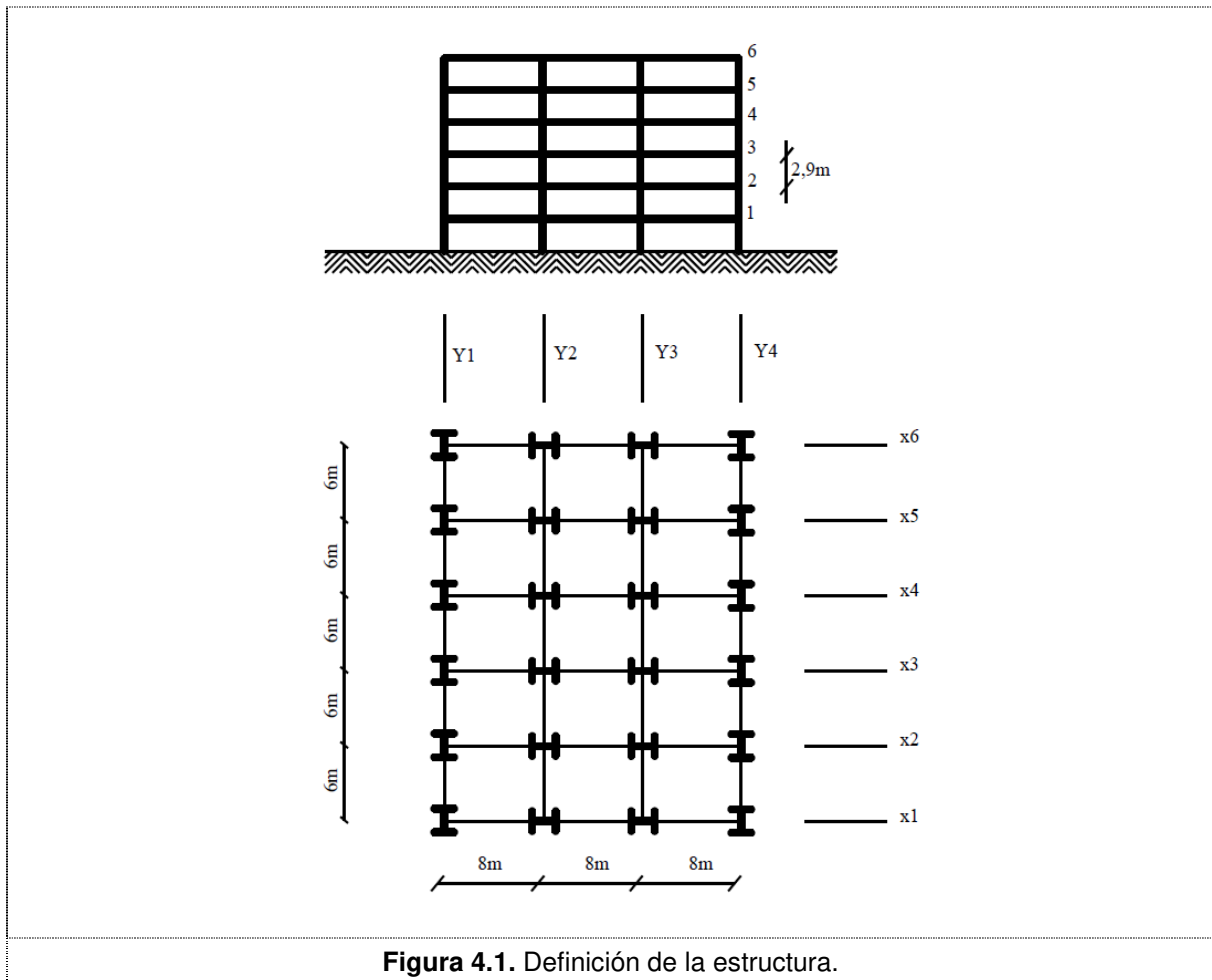
Las uniones viga-pilar se consideran rígidas (unión precalificada WUF-B, ver sección 3.7). Los pilares están empotrados en su base y orientados según la Figura 4.1. Las vigas, tanto en X como en Y, están orientadas de manera que su plano fuerte forme parte del plano del pórtico.

Por tratarse de un edificio que cumple los criterios de regularidad en planta (EN 1998-1:2004 - 4.2.3.2), el análisis sísmico puede desarrollarse utilizando dos modelos planos, uno para cada una de las direcciones horizontales principales. Los siguientes análisis se centrarán en el estudio de un solo pórtico intermedio en la dirección X (por ejemplo, X2). Este pórtico se modelará y calculará en 2D usando el programa Robot.

Este tipo de estructura tiene un factor de comportamiento, q , limitado por los valores recogidos en la Tabla 6.2 - EN 1998-1:2004. El factor de comportamiento para pórticos resistentes a momento con alta ductilidad (DCH) debe cumplir,

$$q \leq 5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (4.1)$$

donde α_u/α_1 está limitado a 1,3. Por tanto, $q \leq 5 \cdot 1,3 = 6,5$. En este caso, supondremos un valor $q = 4$, correspondiente a estructuras con ductilidad media (DCM) lo cual es más conservador.



4.2 CARGAS Y MASAS

Las cargas a tener en cuenta son:

- Forjado: 5 kN/m²
- Carga de servicio, Q : 3 kN/m²
- La tabiquería y fachada son 300 kg/m; entre fachada y tabiques hay 264 m lineales (30m x 4 + 24m x 6), por lo que son 79200 kg/planta.
- En la terraza se consideran también 79200 kg, debido a equipos y otros.
- El peso propio de la estructura es 38384 kg/planta, calculado a partir del peso de los perfiles.

La masa sísmica, según establece el apartado 4.3.1, EN 1998-1:2004, debe calcularse a partir de las cargas gravitatorias mediante la combinación $G + \psi_{Ei} Q$ donde G representa a las masas gravitatorias, Q a la carga de servicio y $\psi_{Ei} = 0,15$ está definido en el apartado 4.2.4, EN 1998-1:2004. En base a esto, la masa sísmica del edificio completo viene dada por,

Tipo	Valor	Masa/planta (kg)	Masa total (kg)
Peso propio	-	38384	230304
Suelo	500 kg/m ²	360000	2160000
Tabiques/fachada (terracea)	300 kg/m	79200	475200
Carga de servicio	0,15 · 300 kg/m ²	32400	194400
		509984	3059904

El procedimiento seguido en [29] está basado en el código EN 1998-1:2004 y considera que la masa sísmica se reparte por igual en los 6 pórticos, es decir, $m_{portico} = 3059904/6 \approx 510000$ kg. Esta masa es equivalente a considerar una carga distribuida por metro de viga igual a $G + 0,15 Q = 510000/(6 \cdot 24) = 3542$ kg/m $\approx 35,42$ kN/m.

La condición de resistencia para el Estado Límite Último viene dada en el apartado 4.4.2.2, EN 1998-1:2004 y establece que $E_d \leq R_d$ donde E_d es el valor de cálculo del efecto de la acción sísmica y R_d es el valor de cálculo de la resistencia correspondiente del elemento. El valor de E_d se calcula según la combinación establecida en el apartado 6.4.3.4, EN 1990:2002:

$E + G + \psi_{2i} Q$ donde E es la acción debida al sismo y $\psi_{2i} = 0,3$ está definido en la Tabla A.1.1, EN 1990:2002. En esta situación sí que se tiene en cuenta el área tributaria que afecta a cada pórtico. Por tanto, a los pórticos desde X2 hasta X5 le corresponde 1/5 de la masa total del edificio, mientras que X1 y X6 soportan 1/10 de la masa total del edificio.

En este caso la carga de servicio sobre el edificio es $0,3 Q = 0,3 \cdot 300 \text{ kg/m}^2 \cdot 720 \text{ m}^2 \cdot 6 \text{ plantas} = 388800 \text{ kg}$. Para el pórtico X2 se tiene la siguiente distribución de carga por metro de viga:

$$G + 0,3 Q = \frac{230304 + 2160000 + 475200 + 388800}{6 \cdot 5 \cdot 24} = 4520 \text{ kg/m} = 45,2 \text{ kN/m}$$

Resumiendo,

- La combinación $G + 0,15 Q = 35,42 \text{ kN/m}$ se utiliza como masa sísmica en el análisis modal.
- La combinación $G + 0,3 Q = 45,2 \text{ kN/m}$ se utiliza junto con la acción sísmica E para dimensionar los elementos.

4.3 CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA

La acción sísmica viene definida por:

- Zona sísmica con aceleración máxima de referencia $a_{gR} = 2,0 \text{ m/s}^2$.
- Importancia del edificio: edificio de oficinas $\rightarrow \gamma_I = 1,0 \rightarrow a_g = 2,0 \text{ m/s}^2$.
- Espectro de diseño tipo 1.
- Terreno tipo B $\rightarrow S = 1,2 ; T_B = 0,15 \text{ s} ; T_C = 0,5 \text{ s} ; T_D = 2 \text{ s}$

El espectro de respuesta elástica horizontal, $S_e(T)$, que proporciona el EN 1998-1:2004 viene definido por,

$$S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2,5\eta - 1) \right] \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (4.2)$$

$$S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (4.3)$$

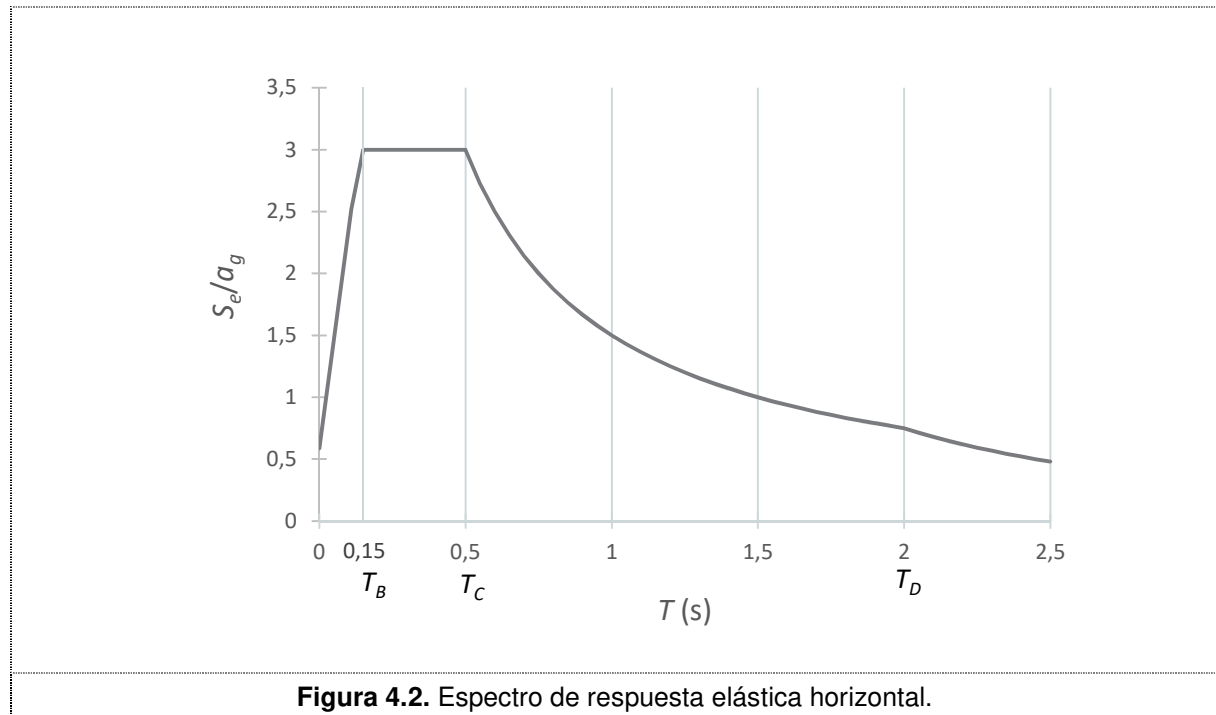
$$S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (4.4)$$

$$S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \left[\frac{T_c T_D}{T^2} \right] \quad T_D \leq T \leq 4 s \quad (4.5)$$

Donde η es el coeficiente de corrección del amortiguamiento, que es 1 para un amortiguamiento viscoso (ξ), del 5 % y se calcula del siguiente modo,

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (4.6)$$

Con los parámetros anteriores, el espectro de respuesta elástica horizontal normalizado tiene la forma de la Figura 4.2.



Para evitar un análisis estructural explícitamente inelástico se tiene en cuenta la capacidad de la estructura para disipar energía, principalmente a través del comportamiento dúctil de sus elementos y/u otros mecanismos, mediante la realización de un análisis estático basado en un espectro de respuesta reducido respecto al elástico, llamado en lo sucesivo “espectro de cálculo”. Esta reducción se consigue mediante el factor de comportamiento, q .

Las ecuaciones del espectro de cálculo, S_d , son,

$$S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (4.7)$$

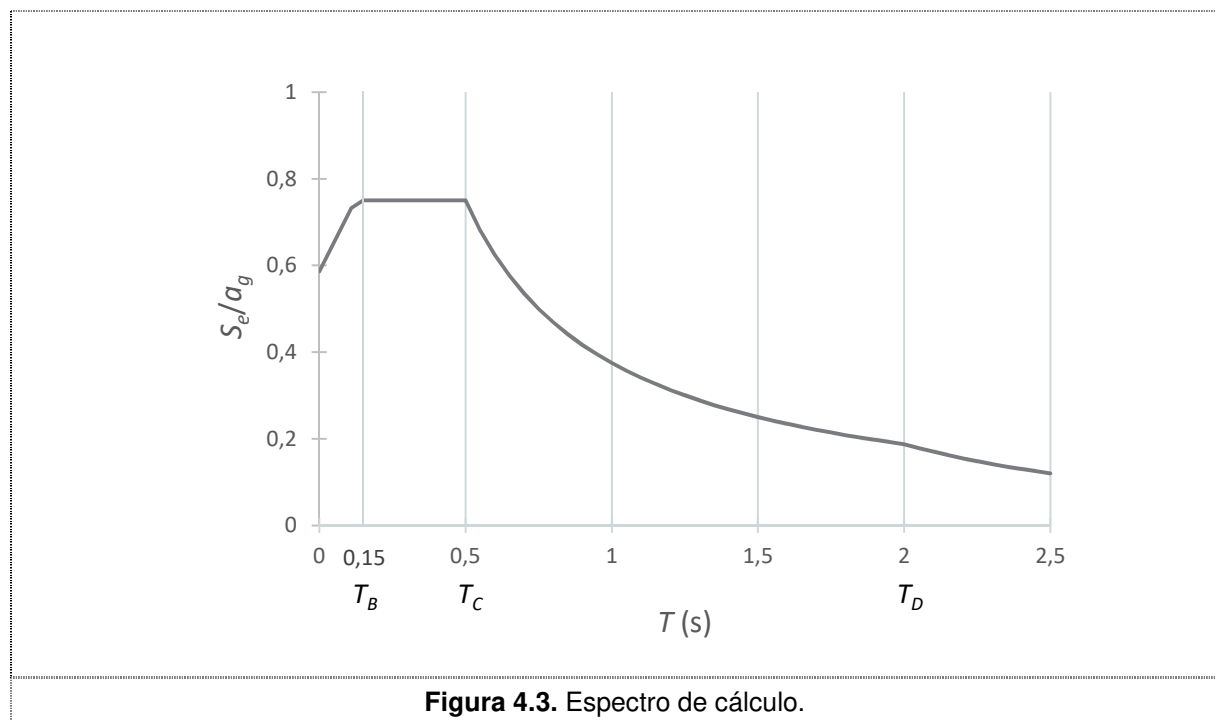
$$S_d(T) = \frac{2,5}{q} a_g S \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (4.8)$$

$$S_d(T) = \frac{2,5}{q} a_g S \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta a_g \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (4.9)$$

$$S_d(T) = \frac{2,5}{q} a_g S \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta a_g \quad T_D \leq T \quad (4.10)$$

Donde β es el coeficiente correspondiente al umbral inferior del espectro de cálculo horizontal dado en el Anexo Nacional del código EN 1998-1:2004 (en España 0,2 para edificios).

El espectro de cálculo para $q = 4$ se puede ver en la Figura 4.3.



4.4 METODO DE ANÁLISIS DE LA FUERZA LATERAL

Este método de análisis elástico-lineal está desarrollado en la sección 4.3.3.2, EN 1998-1:2004.

El edificio cumple con los requisitos establecidos en la sección 4.3.3.2.1, EN 1998-1:2004 para poder aplicar el método de la fuerza lateral.

Los pasos a seguir son:

1. Se calcula el periodo fundamental de la estructura. La expresión 4.6, EN 1998-1:2004 es válida para edificios de hasta 40 m.

$$T_1 = C_t H^{3/4} \quad (4.11)$$

Siendo C_t igual a 0,085 para pórticos espaciales de acero resistentes a flexión y H la altura total del edificio en metros. En este caso, $H = 6 \cdot 2,9 = 17,4$ m y el periodo fundamental, $T_1 = 0,085 \cdot 17,4^{3/4} = 0,72$ s.

2. Se obtiene la aceleración de diseño utilizando el espectro de respuesta elástico reducido o espectro de cálculo (Figura 4.3). El periodo fundamental cumple que $T_c \leq T_1 \leq T_D$ por lo que,

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_c}{T} \right] = 2 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{4} \left[\frac{0,5}{0,72} \right] = 1,04 \text{ m/s}^2 \quad (4.12)$$

3. Se calcula el esfuerzo cortante sísmico en la base, F_{bR} .

$$F_{bR} = m S_d(T_1) \lambda \quad (4.13)$$

Donde m es la masa sísmica total del edificio, $S_d(T_1)$ es la aceleración de cálculo para el periodo fundamental y λ es un coeficiente, cuyo valor es igual a 0,85 si $T_1 < 2 T_c$ y el edificio tiene más de dos plantas o, en otro caso, es 1. En este caso el cortante total aplicado sobre el edificio en la dirección X o Y (la estimación del periodo solo depende de la altura del edificio) es igual a $F_{bR} = 2705$ kN. Los cálculos se harán para un pórtico intermedio en la dirección X. Considerando los forjados como infinitamente rígidos, todos los pórticos en dirección X resisten un cortante igual a $F_{bX} = 2705/6 = 451$ kN.

Aunque la rigidez lateral y la masa tienen una distribución simétrica en planta, deben considerarse los efectos accidentales de torsión amplificando la acción sísmica mediante el siguiente coeficiente,

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (4.14)$$

Siendo L_e la dimensión horizontal de la estructura perpendicular a la dirección del terremoto, en este caso 30 m, y x es la distancia en planta del elemento que se considera al centro de gravedad del edificio. Este parámetro es máximo para $x = 15$ m, entonces $\delta = 1,3$.

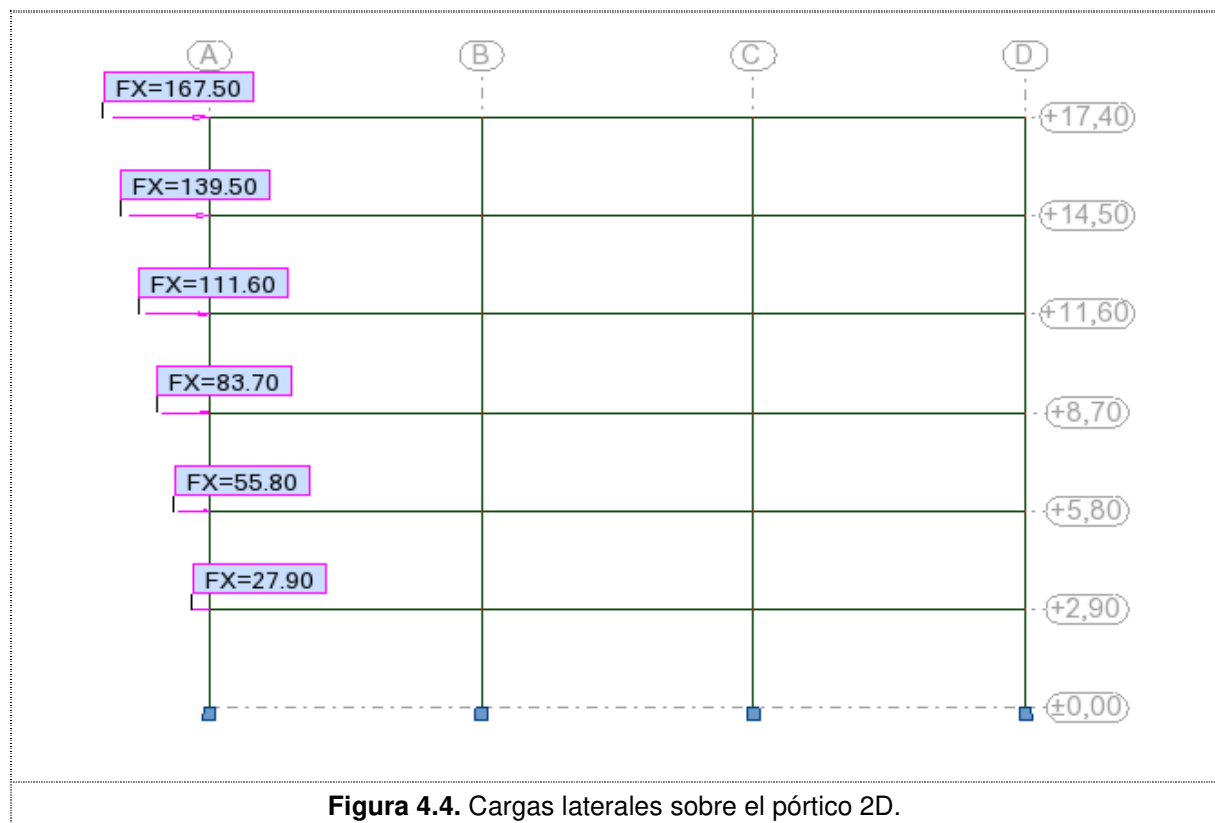
De esta manera, el nuevo cortante es $F_{bX} = 1,3 \cdot 451 = 586$ kN.

4. Por último, como las masas sísmicas de todas las plantas son iguales, la distribución de cargas laterales se puede derivar de,

$$F_{ix} = F_{bx} \frac{z_i}{\sum z_j} \quad (4.15)$$

donde z es la altura de cada planta. Usando la expresión anterior: $F_1 = 27,9 \text{ kN}$; $F_2 = 55,8 \text{ kN}$; $F_3 = 83,7 \text{ kN}$; $F_4 = 111,6 \text{ kN}$; $F_5 = 139,5 \text{ kN}$; $F_6 = 167,5 \text{ kN}$;

Con esta distribución de cargas horizontales (Ver Figura 4.4) se realiza un análisis estático en Robot sobre un pórtico intermedio en 2D para obtener las solicitaciones sísmica (momentos, esfuerzos cortantes y esfuerzos axiales). En las figuras 4.5 a 4.7 se muestran estos resultados.



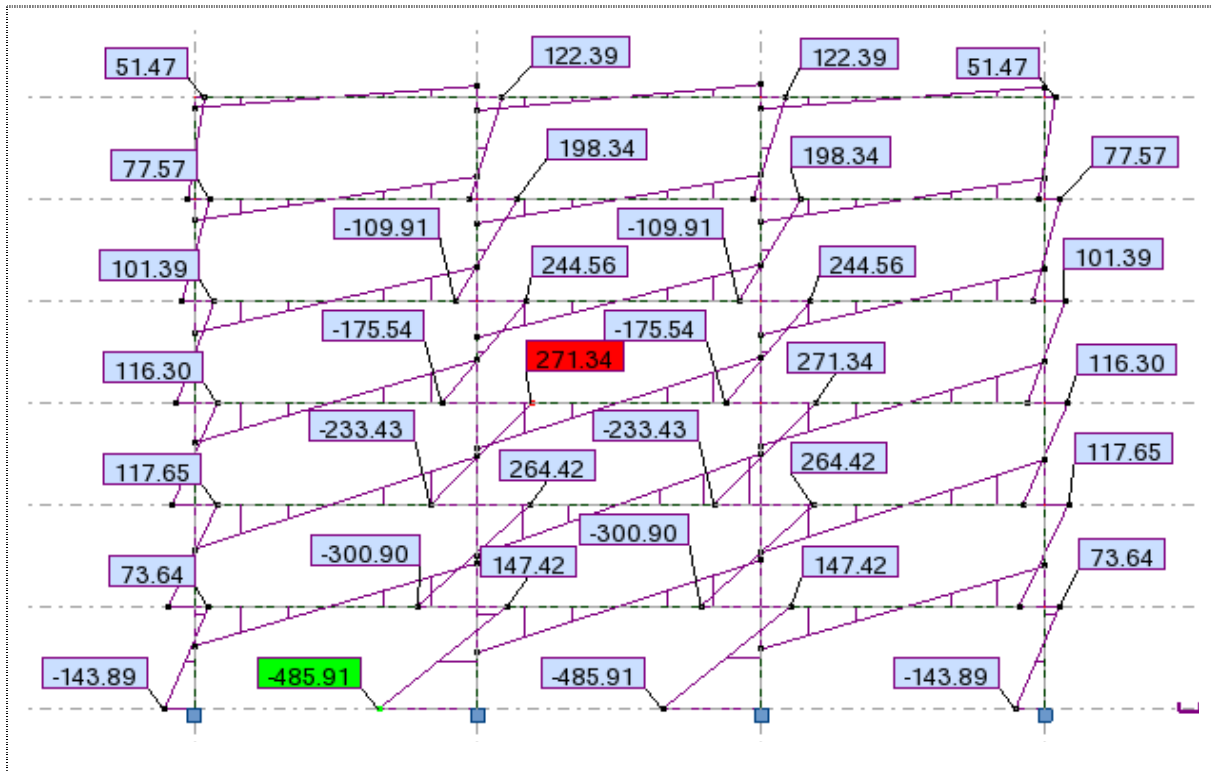


Figura 4.5. Momentos en un pórtico intermedio debidos a las cargas laterales.

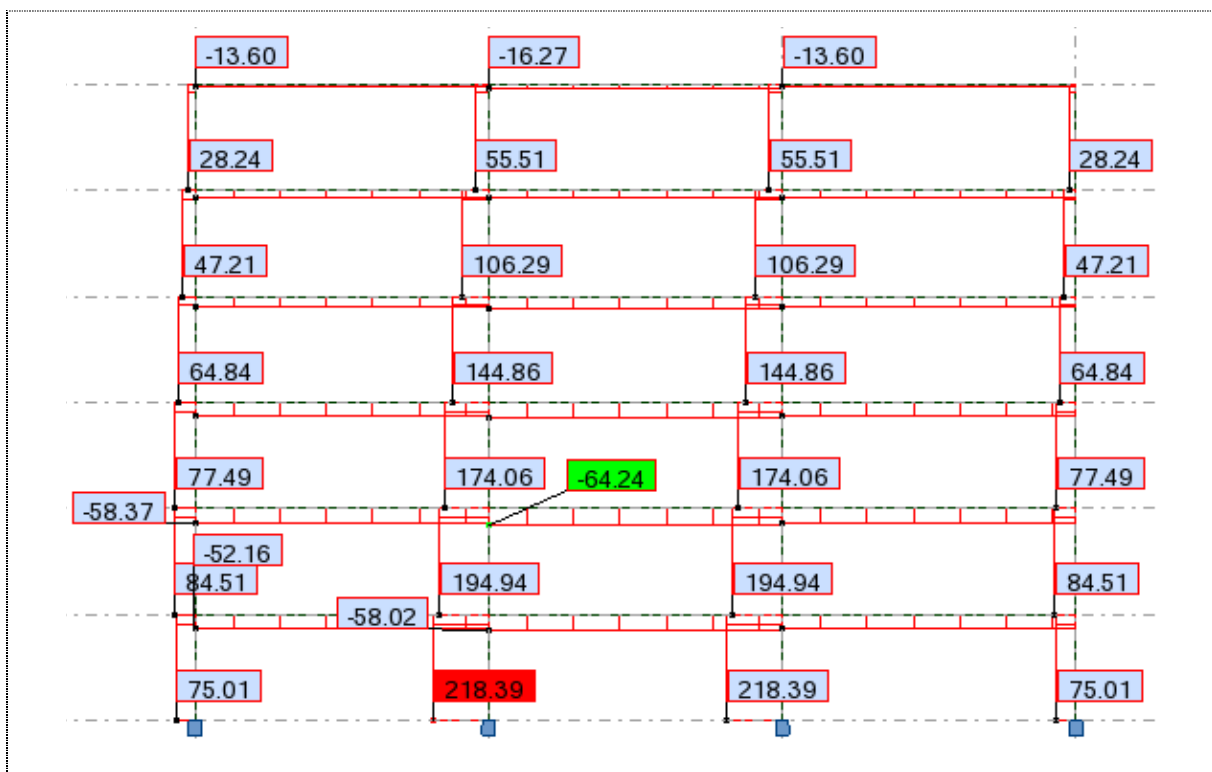


Figura 4.6. Esfuerzos cortantes en un pórtico intermedio debidos a las cargas laterales.

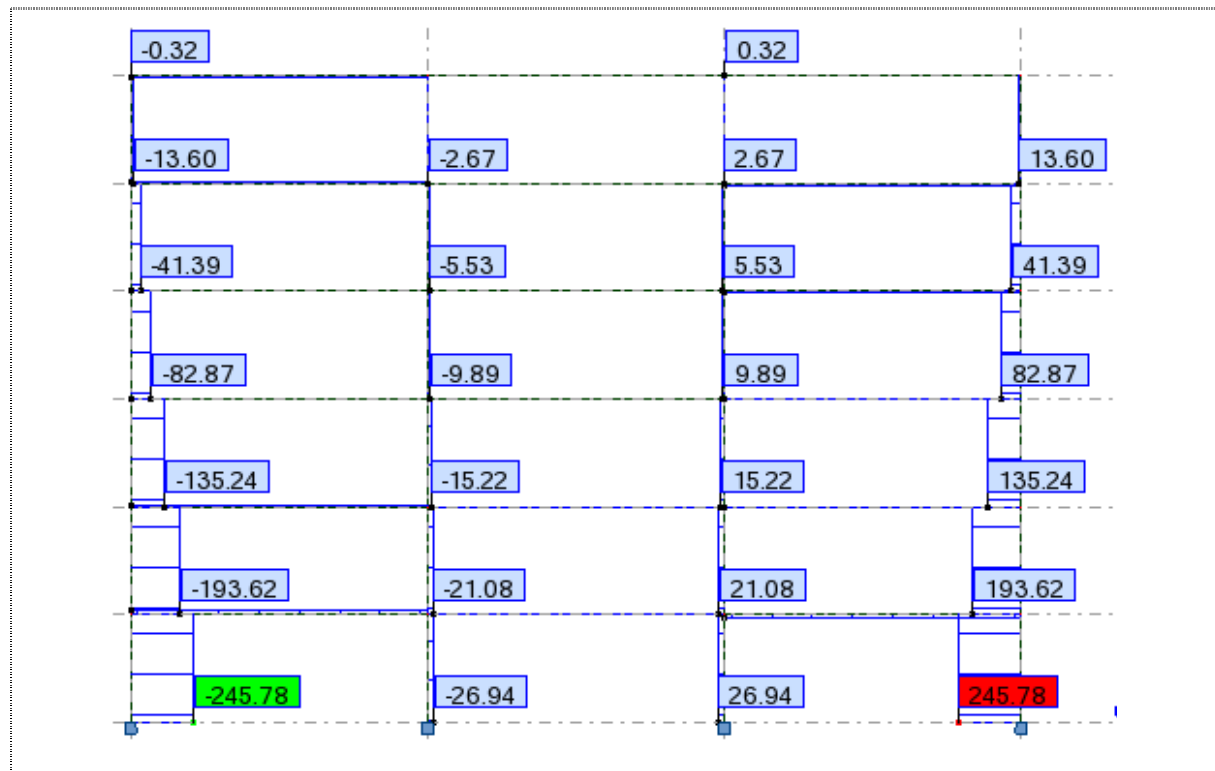


Figura 4.7. Esfuerzos axiales en un pórtico intermedio debidos a las cargas laterales.

Los diagramas para la combinación $E + G + 0,30Q$ mostrados en la Figura 4.8 a 4.10 son utilizados para dimensionar los elementos ante la acción sísmica. En esta combinación se han tenido en cuenta los efectos $P-\Delta$. En la Figura 4.11 se muestran los desplazamientos elásticos de cada planta.

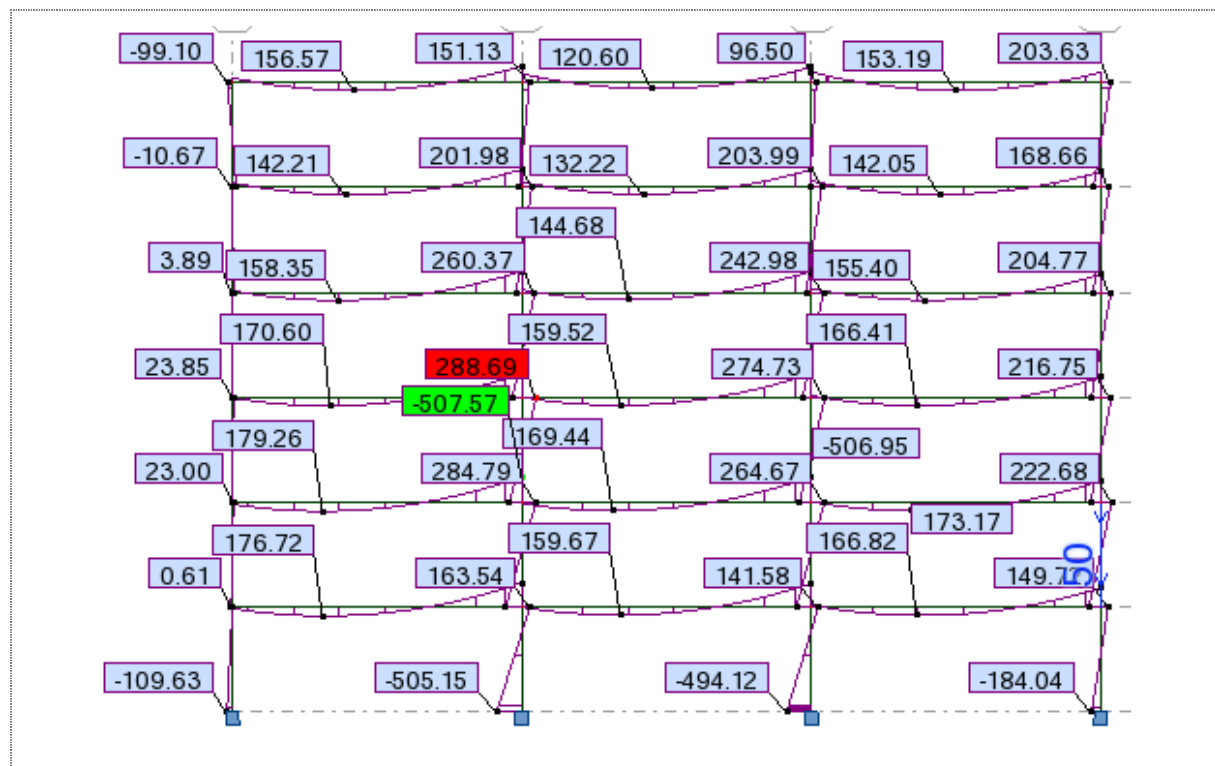


Figura 4.8. Momentos en un pórtico intermedio debidos a la combinación $E + G + 0,30Q$.

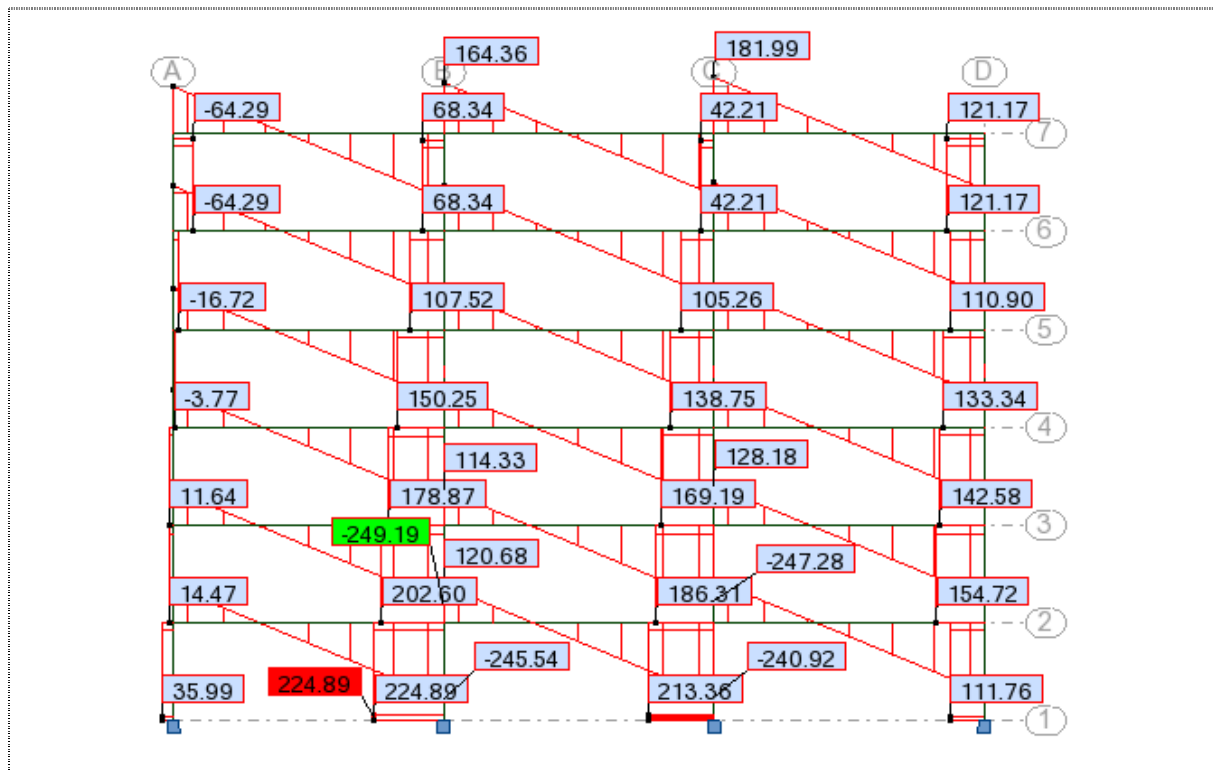


Figura 4.9. Esfuerzos cortantes en un pórtico intermedio debidos a la combinación $E + G + 0,30Q$.

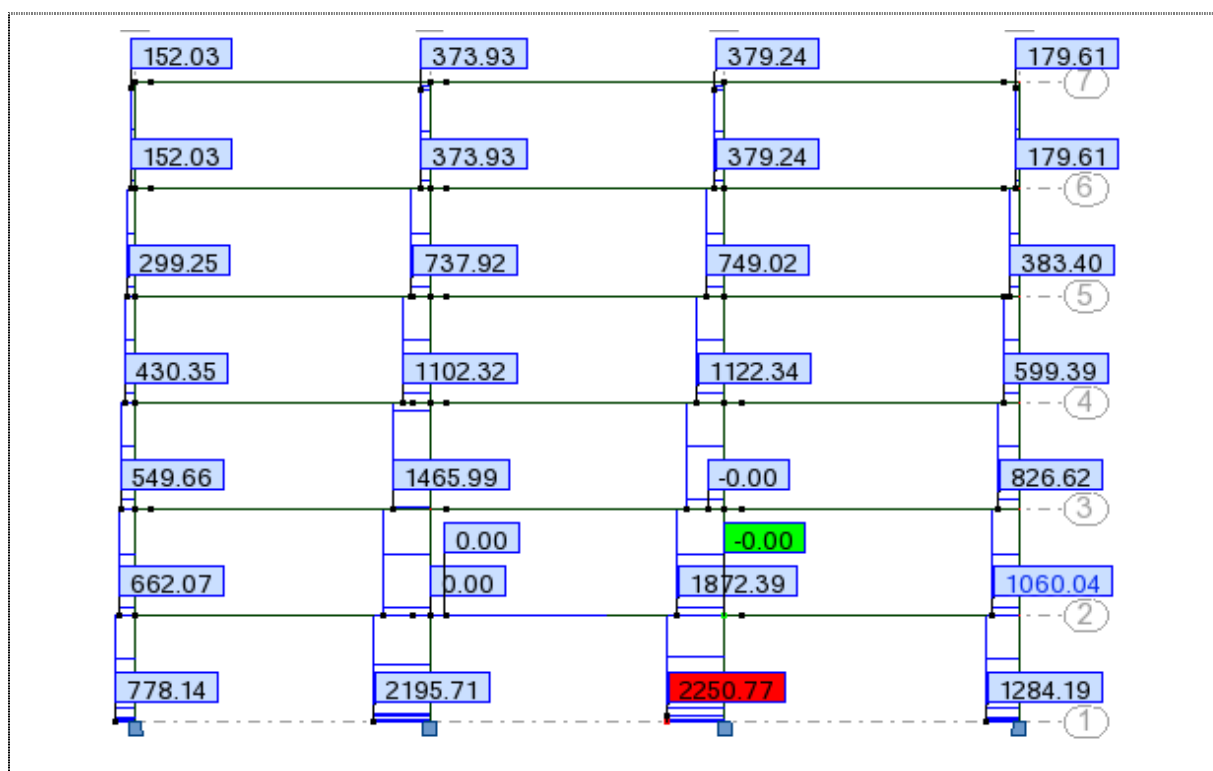
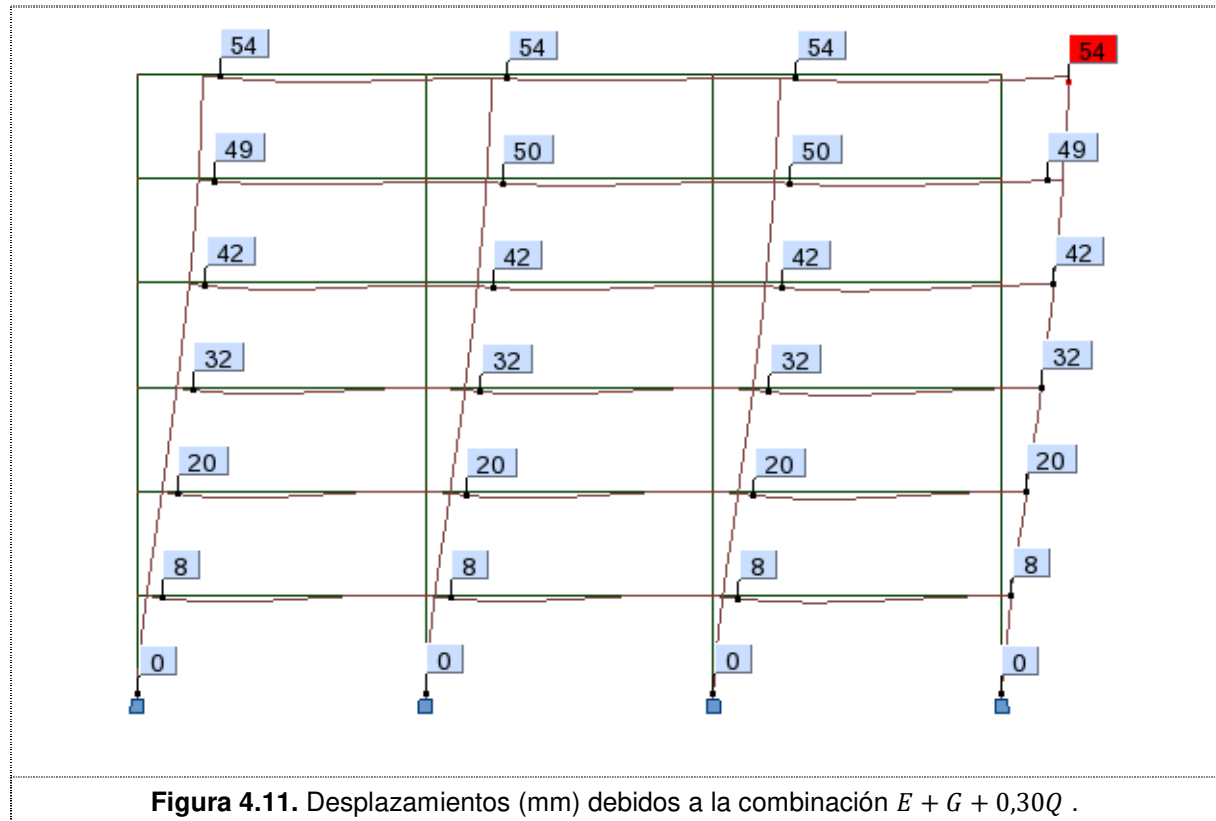


Figura 4.10. Esfuerzos axiales en un pórtico intermedio debidos a la combinación $E + G + 0,30Q$.



Para obtener los desplazamientos inelásticos hay que multiplicar los desplazamientos elásticos anteriores por el coeficiente de comportamiento q , es decir,

$$d_{inel} = d_e q \quad (4.16)$$

En la siguiente tabla se recogen los desplazamientos inelásticos para cada planta.

Tabla 4.1. Desplazamientos en las plantas utilizando el método de la fuerza lateral.

Planta	Desplazamiento (mm)
1	32
2	80
3	128
4	168
5	196
6	216

4.5 ANÁLISIS MODAL MEDIANTE ESPECTRO DE RESPUESTA

El método de análisis modal mediante espectro de respuesta o análisis modal espectral es un análisis elástico-lineal desarrollado en la sección 4.3.3.3, EN 1998-1:2004.

El método es aplicable a todo tipo de edificios teniendo en cuenta la respuesta de todos los modos de vibración que contribuyan de forma significativa a la respuesta global.

El análisis se ha llevado a cabo usando Robot. A partir de un modelo de la estructura con los casos de carga ya aplicados, los pasos a seguir son:

1. Conversión de las cargas a masas: al igual que en el método de la fuerza lateral, la carga sísmica viene dada por la combinación $G + \psi_{Ei} Q = 35,42 \text{ kN/m}$.
2. Generar un análisis modal: se seleccionan 10 modos y se usa la matriz de masas concentrada con rotaciones.

La información de los primeros 10 modos se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 4.2. Modos de vibración.

Modo	Periodo (s)	Masa participante en X (%)	Masa participante acumulada en X (%)
1	1,07	81,38	81,38
2	0,34	10,29	91,68
3	0,19	4,22	95,90
4	0,12	2,29	98,18
5	0,09	0,00	98,18
6	0,09	0,00	98,19
7	0,09	1,24	99,43
8	0,07	0,44	99,86
9	0,07	0,00	99,86
10	0,07	0,00	99,86

Es suficiente aproximado tener en cuenta los 2 primeros modos, pues la masa participante es superior al 90% (91,68%) y el resto de modos no tienen masas eficaces superiores al 5% de la total. En las Figuras 4.12 y 4.13 se muestran los modos de vibración 1 y 2.

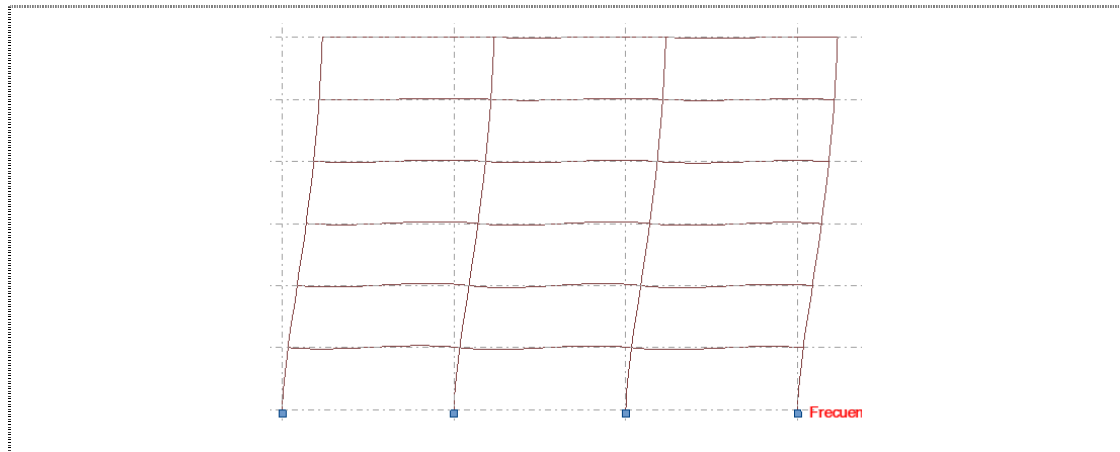


Figura 4.12. Modo de vibración 1.

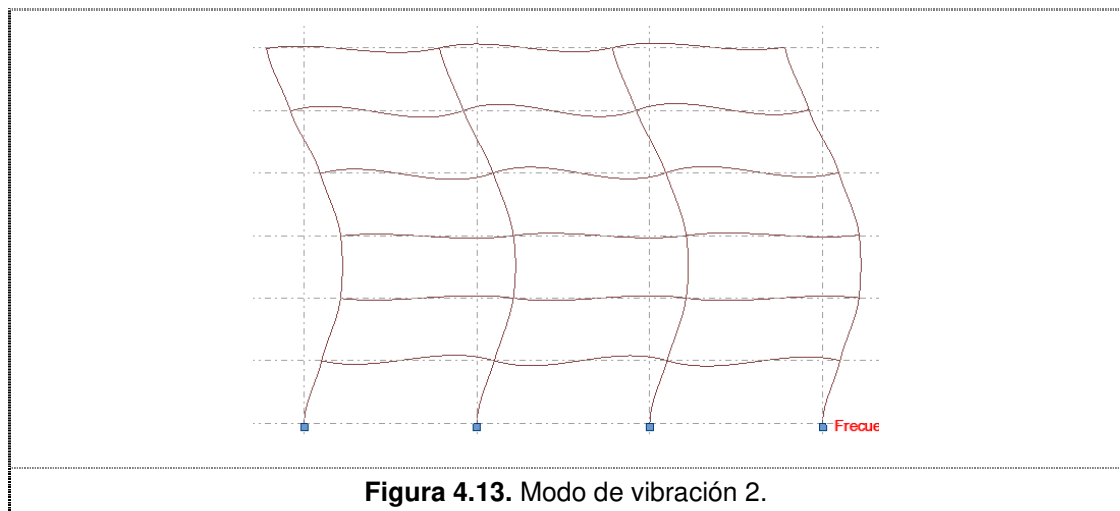


Figura 4.13. Modo de vibración 2.

3. Generar un análisis sísmico según EN 1998-1:2004 usando el asistente de Robot: los parámetros requeridos por el programa son los que aparecen en la ventana de la Figura 4.14. Este análisis utiliza la información modal del paso anterior, por tanto, el número de modos contemplados en este caso es 2.

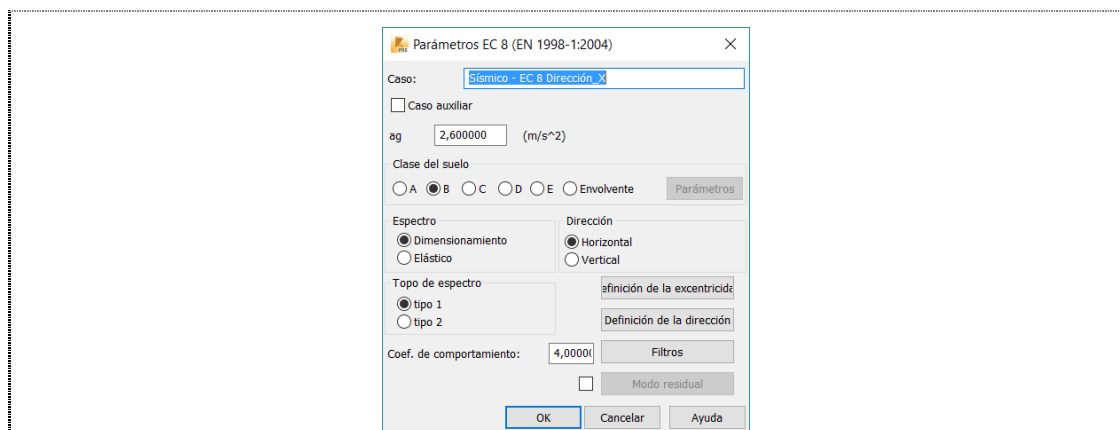
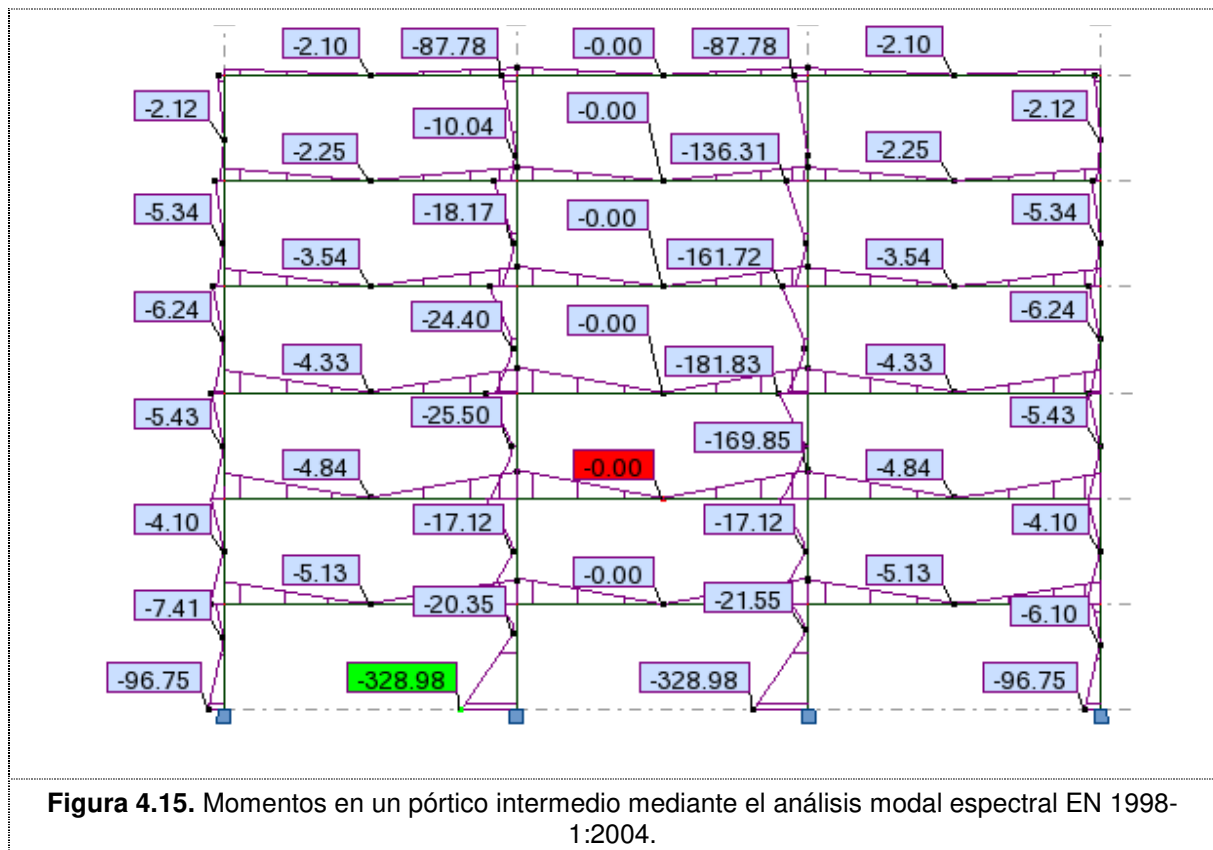


Figura 4.14. Parámetros solicitados por Robot para análisis sísmico usando EN 1998-1:2004.

La aceleración de diseño es 2 m/s^2 . Sin embargo, para tener en cuenta los efectos de torsión accidental, la acción sísmica es amplificada mediante el aumento del espectro de cálculo. Por tanto, la aceleración utilizada es $\delta a_g = 1,3 \cdot 2 = 2,6 \text{ m/s}^2$.

Los resultados de la acción sísmica se muestran en las Figuras 4.15 a 4.17. El método de combinación entre los modos es SRSS.



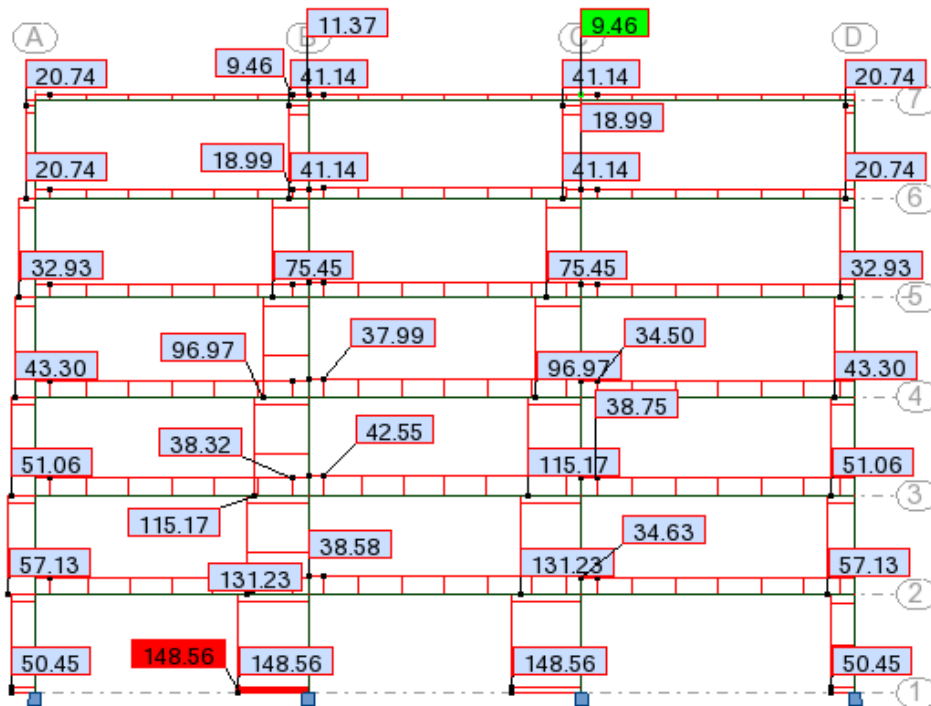


Figura 4.16. Esfuerzos cortantes en un pórtico intermedio mediante el análisis modal espectral EN 1998-1:2004.

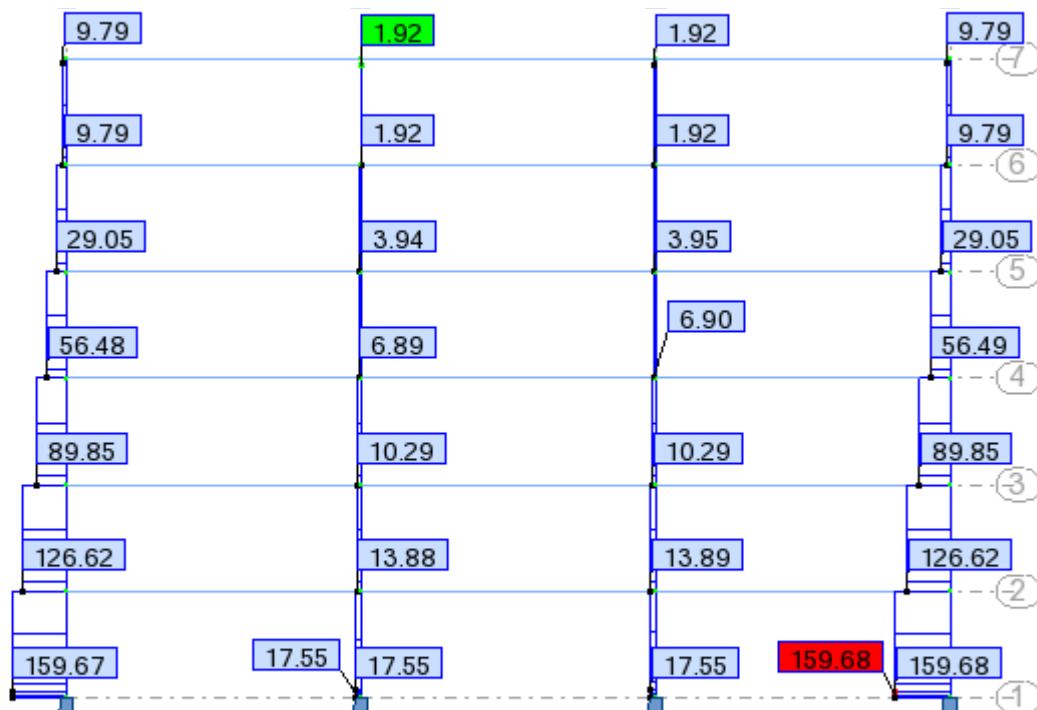


Figura 4.17. Esfuerzos axiales en un pórtico intermedio mediante el análisis modal espectral EN 1998-1:2004.

En la Figura 4.15 se observa que los diagramas de momentos flectores no presentan un cambio de signo. La forma de estos diagramas debería ser igual a la de la Figura 4.5. Esta diferencia es causada por el método de combinación SRSS, el cual se utiliza para combinar la contribución del modo 1 y 2. Al aplicarlo se está realizando una suma de cuadrados y, por tanto, el signo de cada contribución modal no importa pues todas suman. En los diagramas de esfuerzos axiales y cortantes, al no presentar estos ningún cambio de signo, no hay alteración en la forma del diagrama al combinar las contribuciones del modo 1 y 2 mediante la técnica SRSS.

La modificación en la forma del diagrama de momentos flectores comentada en el párrafo anterior altera las combinaciones con las cargas gravitatorias siguientes, provocando un aumento de la sollicitación en uno de los extremos de las barras.

Por último, los diagramas obtenidos a partir de la combinación $E + G + 0,30Q$ se utilizan para dimensionar los elementos frente a la acción sísmica y se muestran en las Figuras 4.18 a 4.20. En la Figura 4.21 se muestran los desplazamientos en cada planta. En esta combinación se han tenido en cuenta los efectos P- Δ .

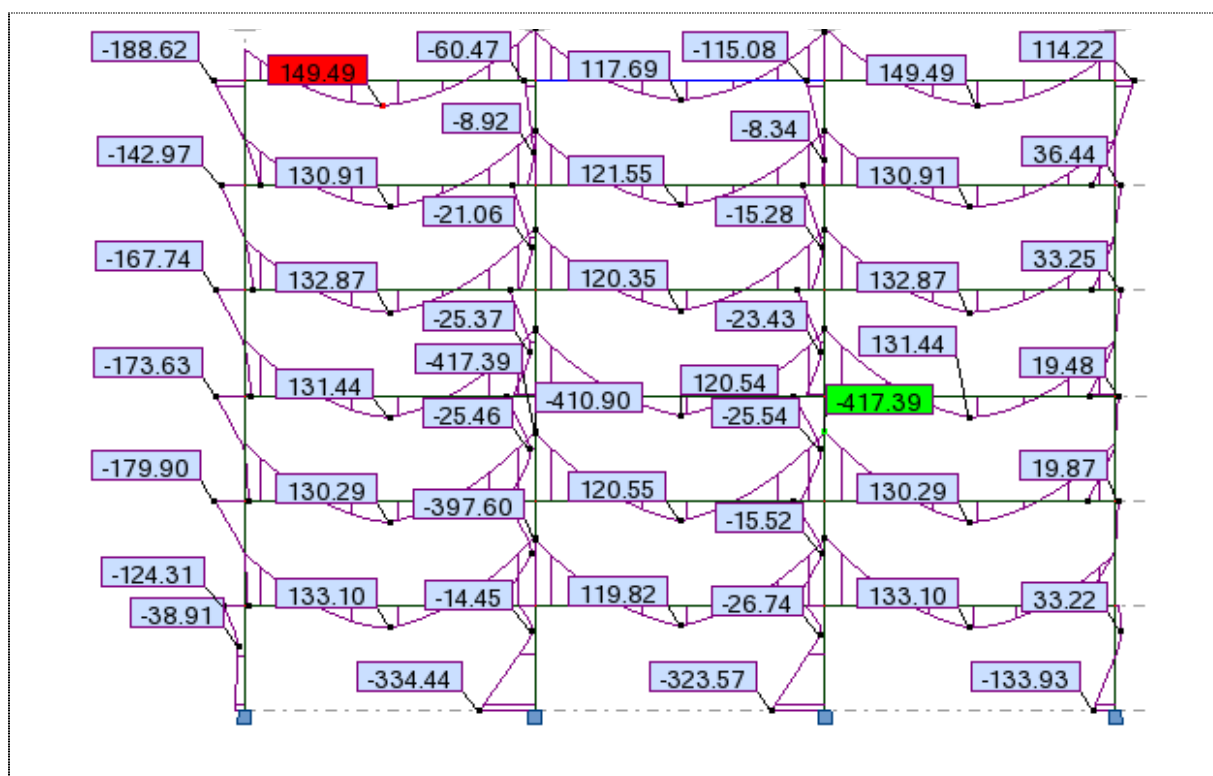


Figura 4.18. Momentos en un pórtico intermedio debidos a la combinación $E + G + 0,30Q$.

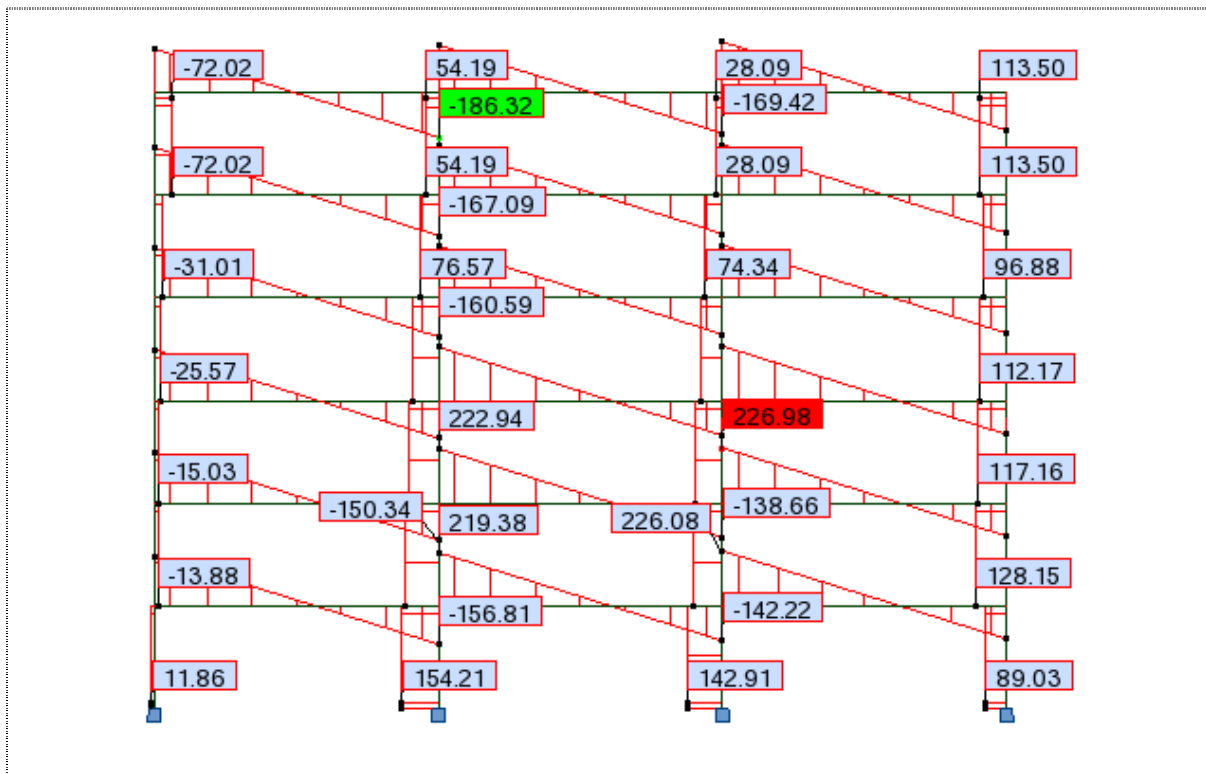


Figura 4.19. Esfuerzos cortantes en un pórtico intermedio debidos a la combinación $E + G + 0,30Q$.

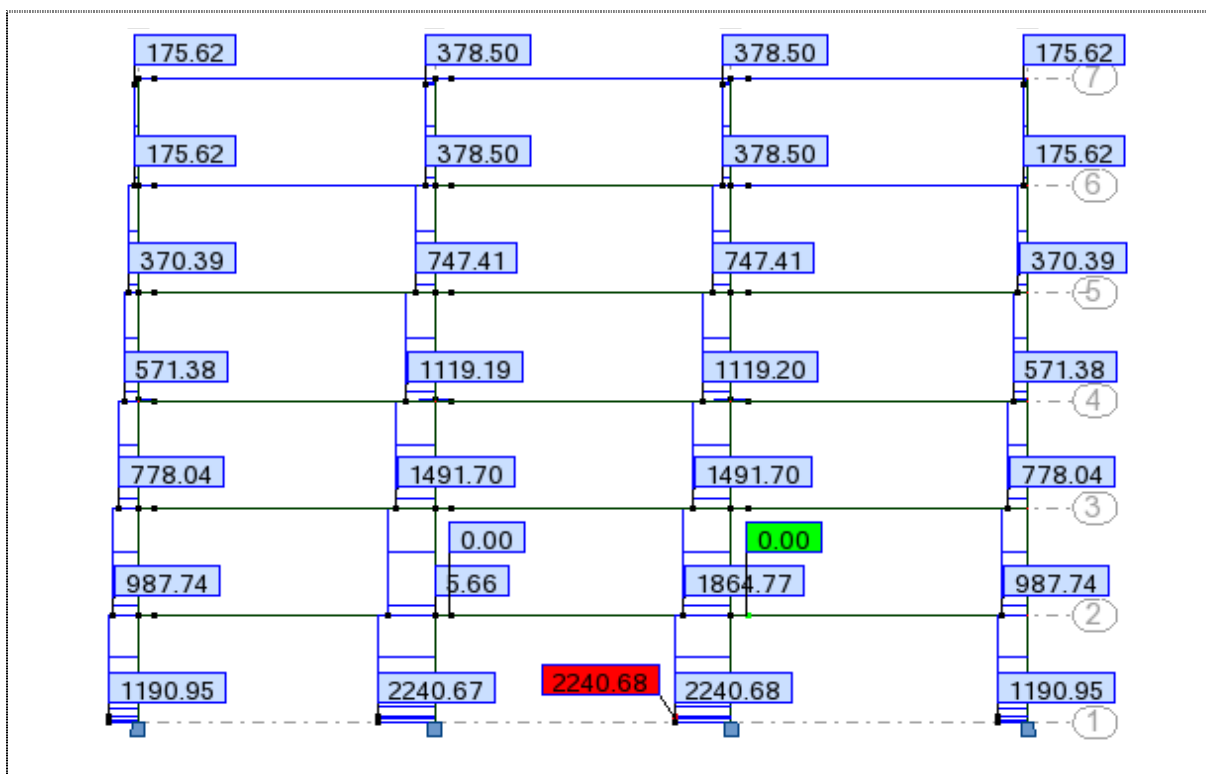
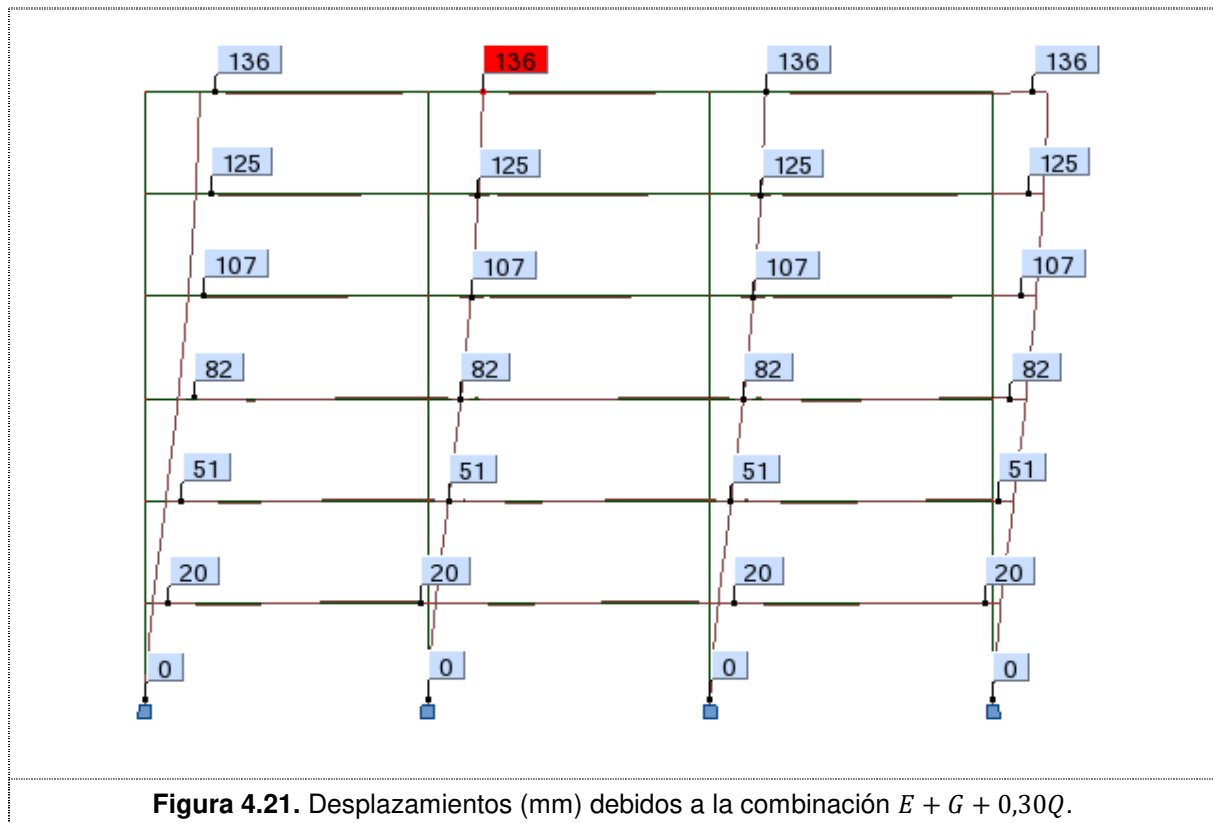


Figura 4.20. Esfuerzos axiales en un pórtico intermedio debidos a la combinación $E + G + 0,30Q$.



4.6 ANÁLISIS NO LINEAL O PUSHOVER

Este método de análisis estático no lineal está desarrollado en la sección 4.3.3.4.2 - EN 1998-1:2004.

El análisis se ha llevado a cabo usando el programa Robot. A partir de un modelo de la estructura con los casos de carga ya aplicados, los pasos a seguir son los comentados en las siguientes secciones.

4.6.1 Análisis modal

Este tipo de análisis es necesario para poder generar un análisis tipo pushover.

Para el análisis modal se transforman las cargas distribuidas ($G + 0,15Q = 35,42 \text{ kN/m}$) a masas modales y se obvia la densidad del material, pues el peso propio está incluido en la carga distribuida. Al igual que para el análisis modal espectral anterior se utilizan solo los dos primeros modos de vibración.

4.6.2 Rótulas no lineales

Para contemplar el comportamiento no lineal de la estructura se deben añadir al modelo las rótulas no lineales o plásticas; para ello, se supone que se utilizan uniones precalificadas de FEMA 350. En concreto, se utilizarán uniones de alas soldadas no reforzadas con alma

atornillada (WUF-B, ver sección 3.7). Este tipo de unión permite estimar que las rótulas plásticas se formarán en las vigas a una distancia del eje del pilar igual a $s_h = d_{pilar}/2 + d_{viga}/2$; para la unión de los perfiles usados $s_h = 44$ cm.

Además de en los vanos, tal y como establece el EN 1998-1:2004 en su sección 6.3.1, se deben colocar rótulas plásticas en la base del pórtico y en la parte superior de los pilares de la última planta. En el resto de pilares, al estar dimensionados bajo el criterio de “pilar fuerte - viga débil”, en principio, no es necesario colocar rótulas. La posición de las rótulas en los pilares se aproxima a medio canto útil medido desde cada extremo (15 cm pilares exteriores y 19 cm en los interiores).

El mecanismo de formación de rótulas será por momento flector en vigas y pilares; en estos últimos se podría incluir el efecto del axil aunque Robot no contempla la interacción entre los esfuerzos en las rótulas; por tanto, como el momento flector es predominante, al menos en este ejemplo, obviamos incluir un modelo de esfuerzo axial.

El modelo elastoplástico utilizado para representar el comportamiento de las rótulas plásticas generadas por flexión es el propuesto en FEMA 356. Este modelo consiste en una gráfica parametrizada (Ver Figura 4.22) de esfuerzo - deformación (rotación o desplazamiento) con una zona lineal, es decir elástica, hasta el punto B donde se produce la fluencia; a continuación, se produce un endurecimiento por plastificación que según el código no debe ser mayor de un 3% de la pendiente elástica en vigas y columnas. A partir de C la resistencia cae súbitamente hasta D quedando una resistencia residual.

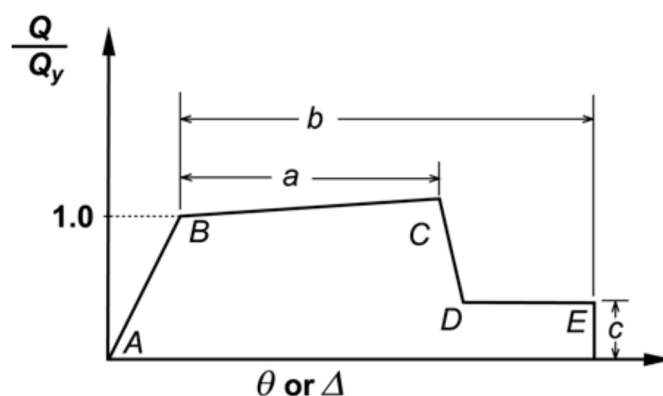


Figura 4.22. Modelo esfuerzo-deformación de una rótula plástica según FEMA.

Los parámetros a , b y c dependen del tipo y nivel de sollicitación del elemento estructural. Estos parámetros se obtienen de la Tabla 5-6 FEMA 356. Para este caso de estudio, los parámetros del modelo de rótula por momento flector en vigas coinciden con los del modelo para pilares.

$$a=9\theta_y ; b=11\theta_y ; c=0,6$$

El giro θ_y para el cual se produce el inicio de la fluencia en vigas se calcula según FEMA 356 como,

$$\theta_y = \frac{W_{ply} F_y L}{6EI_y} \quad (4.17)$$

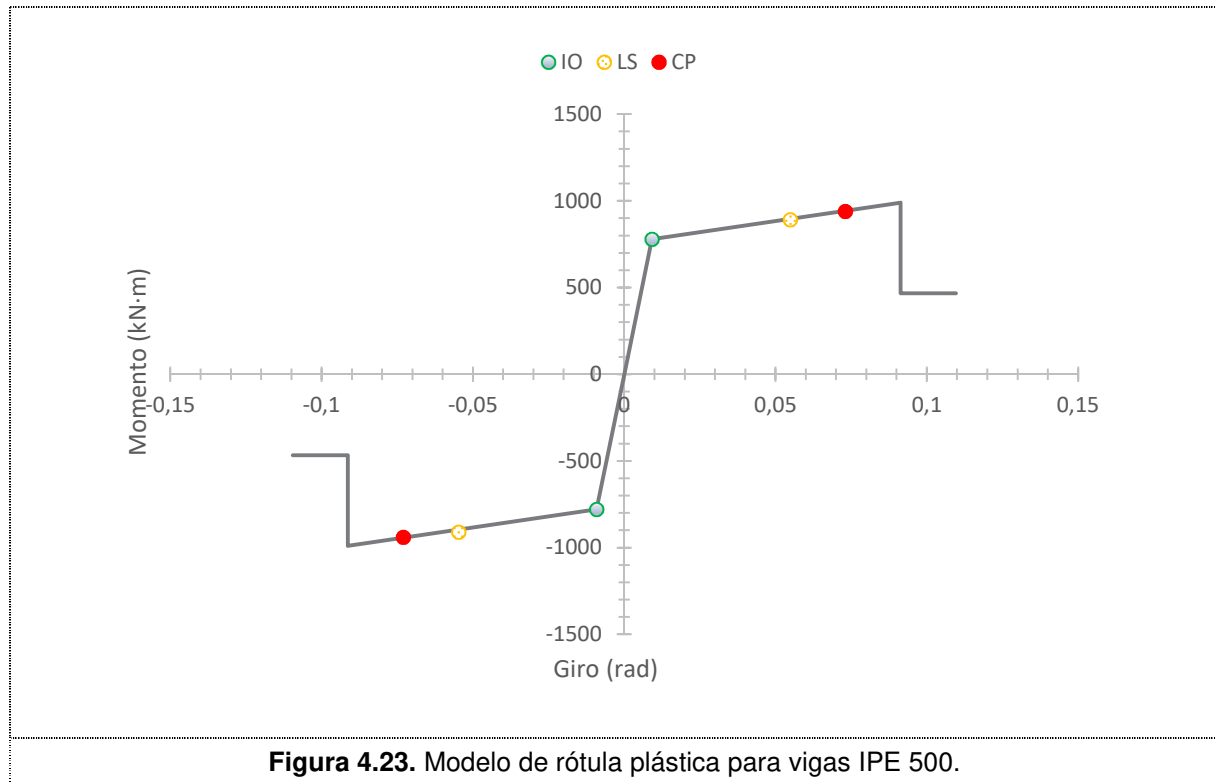
donde W_{ply} es el módulo resistente plástico en el eje y, F_y es la resistencia a fluencia del material, L la longitud de la barra, E el módulo de Young e I_y el momento de inercia en el eje y.

Además, en la misma tabla de FEMA 356 donde se encuentran los parámetros a, b y c, también aparecen los criterios de aceptación de las rótulas, los cuales indican el nivel de daños de la estructura y vienen descritos por los siguientes tres estados: Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención por Colapso (CP). Estos niveles son equivalentes a los descritos en la norma EN 1998-1:2004 con una denominación diferente:

- Estado límite de limitación de daños (DL): equivale al estado Ocupación Inmediata de FEMA. La estructura sólo está ligeramente dañada, con elementos estructurales que no han sufrido una plastificación significativa y que mantienen sus propiedades de resistencia y rigidez. Los elementos no estructurales, tales como tabiques y rellenos, pueden presentar una fisuración generalizada, pero su reparación es viable económicamente. Los desplazamientos relativos permanentes son despreciables. La estructura no necesita medida de reparación alguna.
- Estado límite de daños significativos (SD): equivale al estado Seguridad de Vida de FEMA. La estructura está significativamente dañada, con algo de rigidez y resistencia lateral residual, y los elementos verticales son capaces de soportar cargas verticales. Los elementos no estructurales están dañados, aunque los tabiques y rellenos no han fallado fuera de su plano medio. Se producen desplazamientos relativos permanentes moderados. La estructura puede resistir réplicas de intensidad moderada. La reparación de la estructura puede no resultar rentable.
- Estado límite de proximidad al colapso (NC): equivale al estado Prevención por Colapso de FEMA. La estructura está seriamente dañada, con rigidez y resistencia lateral residuales bajas, pero los elementos verticales todavía son capaces de soportar cargas verticales. La mayoría de los elementos no estructurales han colapsado. Se producen desplazamientos relativos permanentes importantes. La estructura se encuentra próxima al colapso y, probablemente, no resistirá otro terremoto, ni siquiera uno de intensidad moderada.

Una vez definidos todos los parámetros que intervienen en el modelo de rótula plástica, se representan para las diferentes secciones utilizadas en la estructura.

El modelo de rótula para las vigas IPE 500 es el representado en la Figura 4.23.



Para los pilares, como Robot no tiene en cuenta la interacción entre momento y axil o cortante, el giro θ_y , se calcula utilizando la misma expresión que para vigas.

Como hay pilares con distinta orientación, tenemos un modelo de rótula para los interiores y otro para los exteriores, los cuales están representados en las Figuras 4.24 y 4.25.

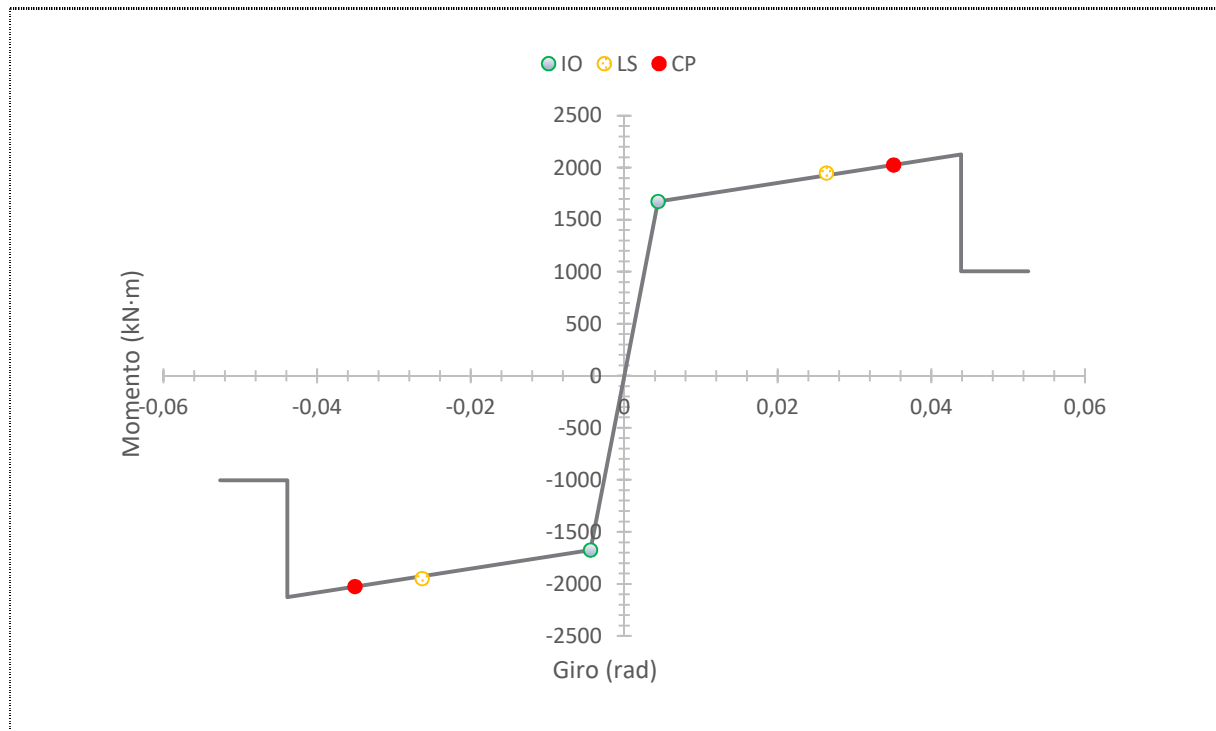


Figura 4.24. Modelo de rótula plástica para los pilares HEM 340 interiores.

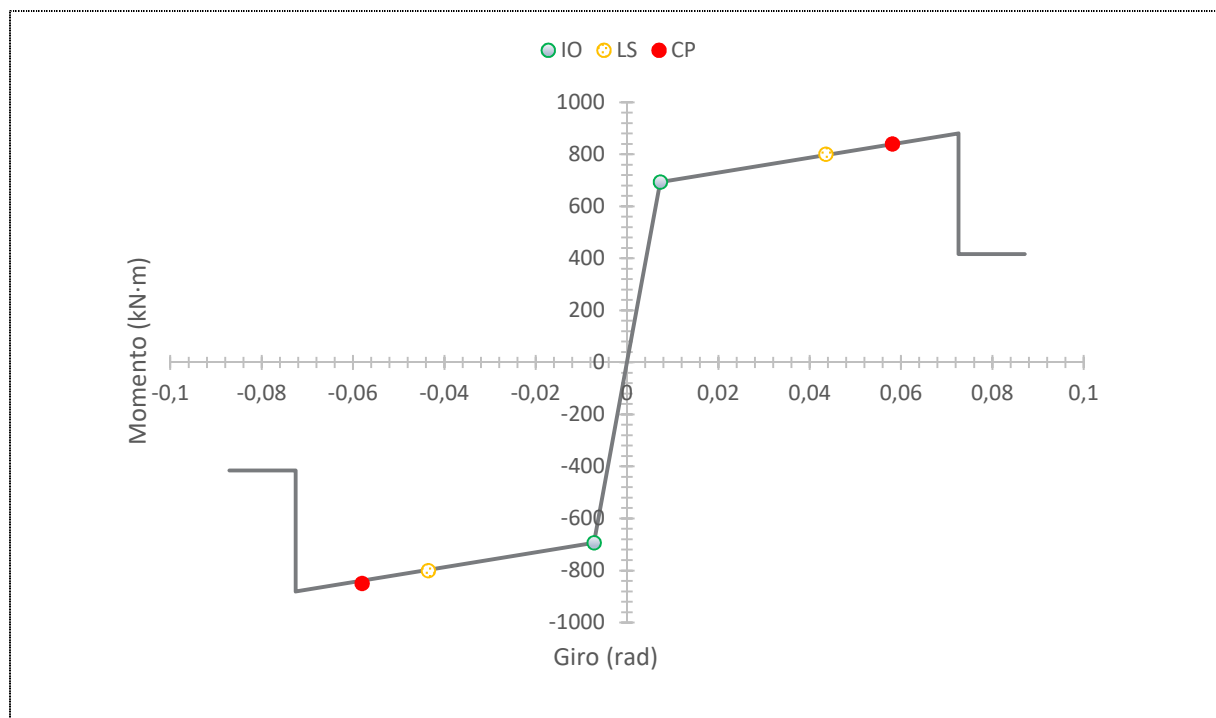


Figura 4.25. Modelo de rótula plástica para los pilares HEM 340 exteriores.

A pesar de que se están utilizando uniones precalificadas rígidas, la rigidez en la zona lineal de los modelos de rótulas anteriores es demasiado baja, lo que provoca que la rigidez global de la estructura disminuya notablemente provocando grandes desplazamientos. Para solucionar esto se ha optado por suponer un comportamiento rígido-plástico en las rótulas que es un criterio aceptado por programas como SAP2000 y ETABS.

Una vez definidos los modelos, se aplican las rótulas a los elementos necesarios. En la Figura 4.26 se muestran las rótulas en un pórtico intermedio:

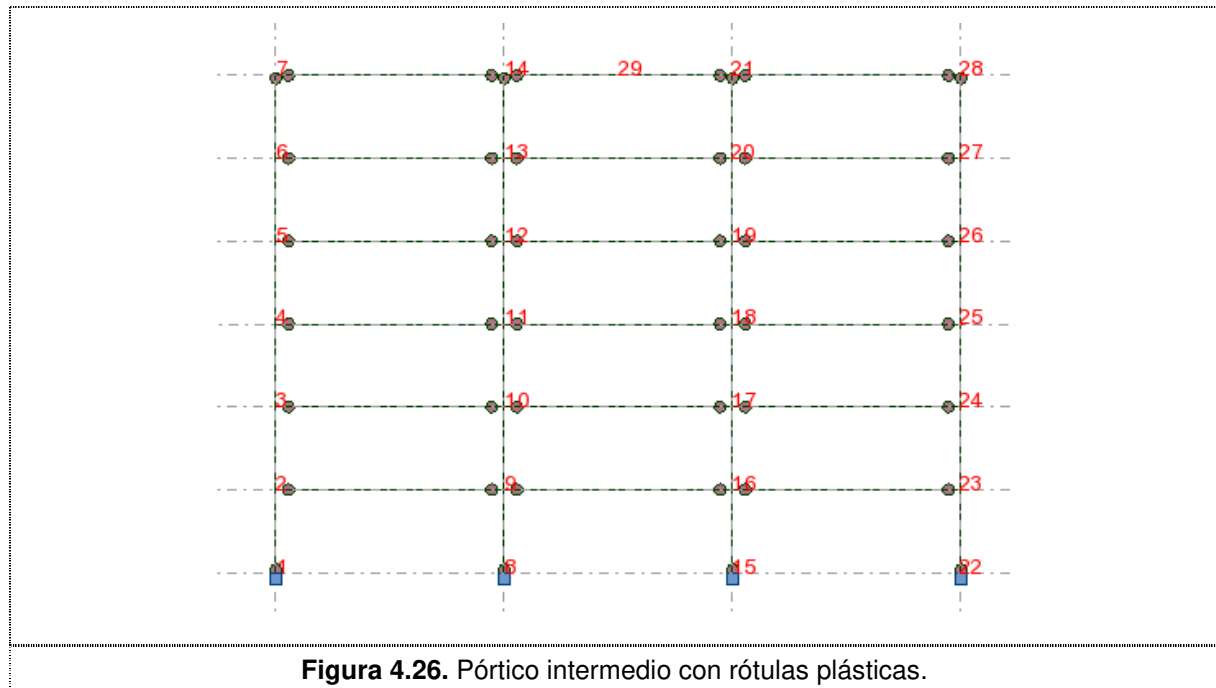


Figura 4.26. Pórtico intermedio con rótulas plásticas.

4.6.3 Análisis pushover

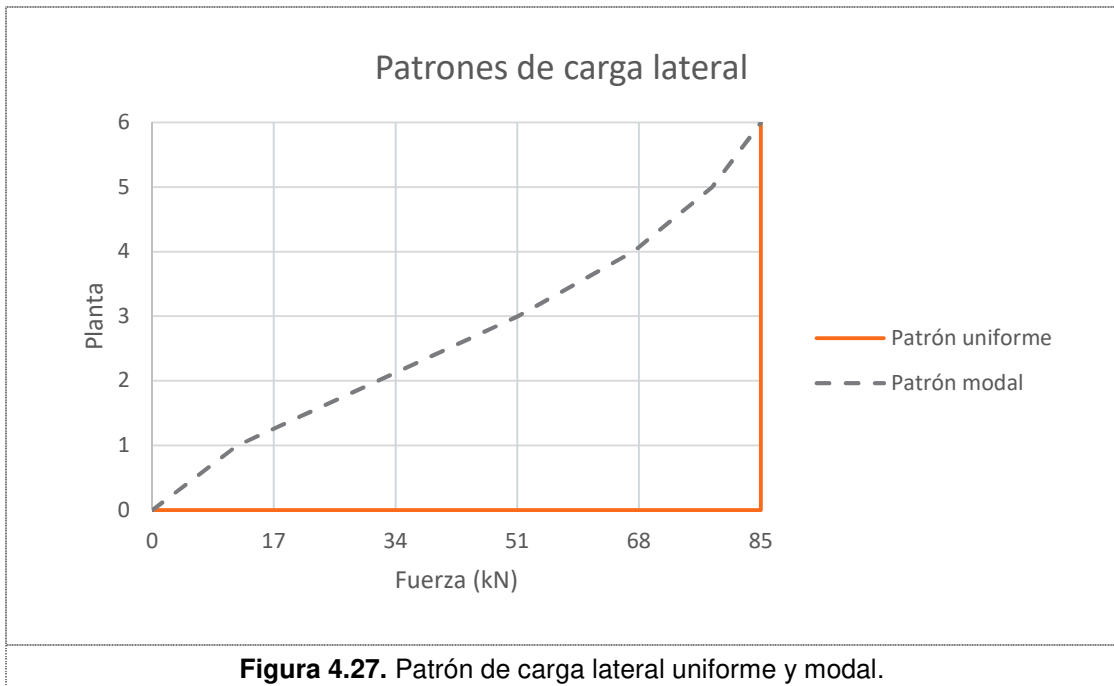
En esta sección se describe el procedimiento para generar un análisis pushover en Robot. En primer lugar, hay que crear un caso de análisis de tipo pushover: el nudo de control de desplazamiento en dirección X será el 21, situado cerca del centro de gravedad de la cubierta siguiendo la recomendación del apartado 4.3.3.4.2.3, EN 1998-1:2004.

En principio, se obtiene la curva de capacidad para un desplazamiento que provoque fluencia en la estructura, ya que se necesita una curva pushover del modelo para poder derivar el desplazamiento objetivo de un sistema equivalente de 1 gdl. Cuando se obtenga este desplazamiento, es suficiente con graficar la curva de capacidad para un desplazamiento entre 0 y el 150% del desplazamiento objetivo con el fin de verificar si nos encontramos cerca del colapso global.

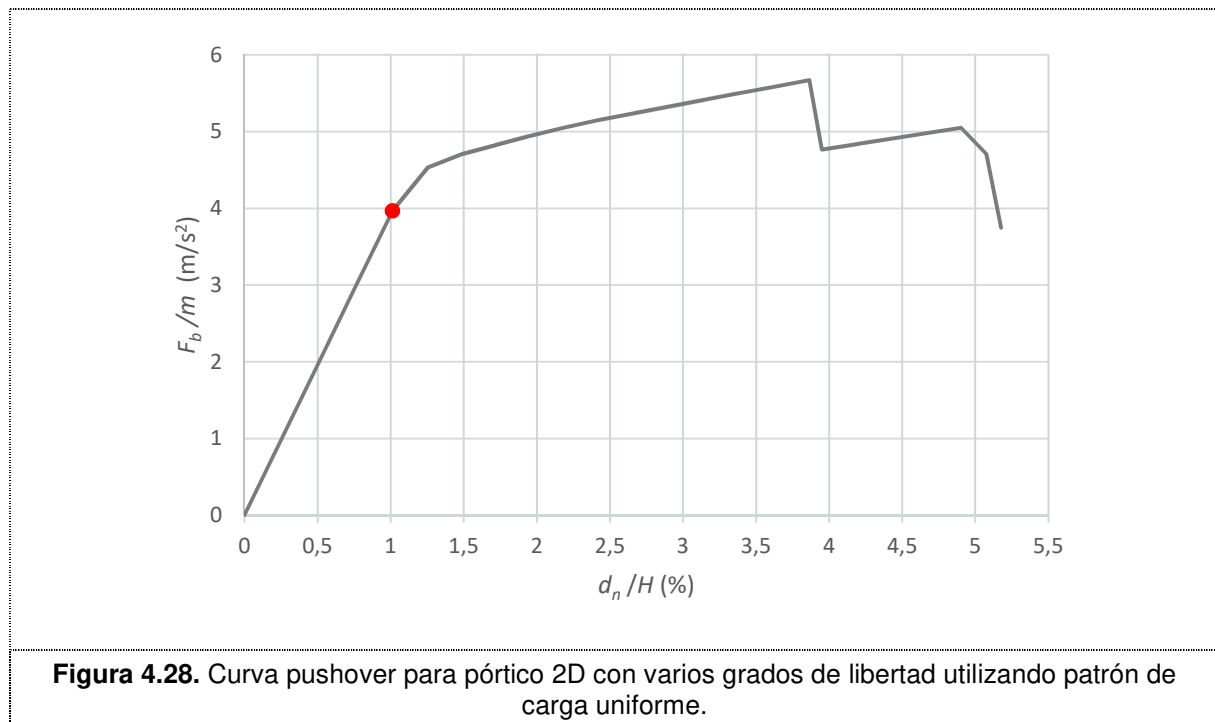
El patrón de carga incremental a utilizar para obtener la curva pushover puede ser definido de manera automática por el programa o por el usuario, siendo esta última la opción elegida en este estudio. El apartado 4.3.3.4.2.2, EN 1998-1:2004 establece que deben usarse, al menos, dos patrones de carga distintos:

- 1) Un patrón de carga uniforme basado en fuerzas proporcionales a las masas e independiente de la altura. El patrón utilizado es $F_i = m_i = 85 \text{ kN}$ mostrado en la Figura 4.27.

- 2) Un patrón de carga proporcional al modo fundamental, es decir, $F_i = m_i \cdot \phi_i = [11,90 \ 31,45 \ 51,00 \ 67,16 \ 78,21 \ 85,00]$ kN y está representado en la Figura 4.27.



Se obtienen las curvas pushover, $F_b/m - d_n/H$, del pórtico en 2D para ambos patrones (Ver Figuras 4.27 y 4.28). En el eje vertical se ha representado la fuerza dividida entre la masa del pórtico (510000 kg) y en el eje horizontal el desplazamiento relativo respecto a la altura total del edificio (17,4 m).



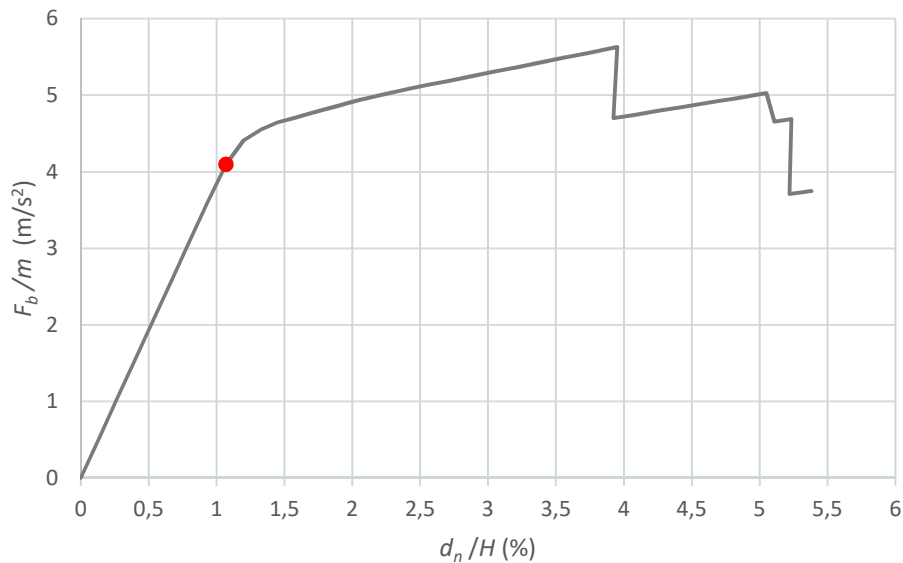


Figura 4.29. Curva pushover para pórtico 2D con varios grados de libertad utilizando patrón de carga modal.

El punto rojo en las gráficas anteriores determina la formación de la primera rótula plástica, ya que se produce un cambio en la pendiente (rigidez) de la gráfica.

4.6.3.1 Cálculo del desplazamiento objetivo

El desplazamiento objetivo se define según el apartado 4.3.3.4.2.6, EN 1998-1:2004 como la demanda sísmica deducida a partir del espectro de respuesta elástico, en términos de desplazamiento de un sistema equivalente de 1 gdl. En el Anexo B del EN 1998-1:2004 se describe el siguiente procedimiento para su cálculo:

1. Se determinan los factores m^* y Γ necesarios para obtener la curva pushover de un sistema equivalente de un grado de libertad: $m^* = 324700$ kg ; $\Gamma = 1,28$.

La curva del sistema equivalente de 1 gdl, $F^* - d^*$, se obtiene a partir de una de las curvas pushover obtenidas anteriormente de la siguiente forma: $F^* = F_b/\Gamma$; $d^* = d_n/\Gamma$ donde F_b y d_n son el cortante basal y el desplazamiento de la planta superior. De entre las dos curvas pushover disponibles para realizar esta transformación, utilizaremos la curva de capacidad calculada con el patrón modal por tener un coeficiente de sobrerresistencia menor como se muestra en la siguiente sección.

2. Se idealiza la curva con un comportamiento elasto-plástico perfecto como se aprecia en la siguiente gráfica (Ver Figura 4.30). Se debe procurar que las áreas encerradas entre ambas curvas sean iguales. El cambio de comportamiento elástico a totalmente plástico (pendiente nula) coincide con la formación del mecanismo plástico. De esta manera, quedan definidos $F_y^* = 2004$ kN y $d_y^* = 177$ mm.

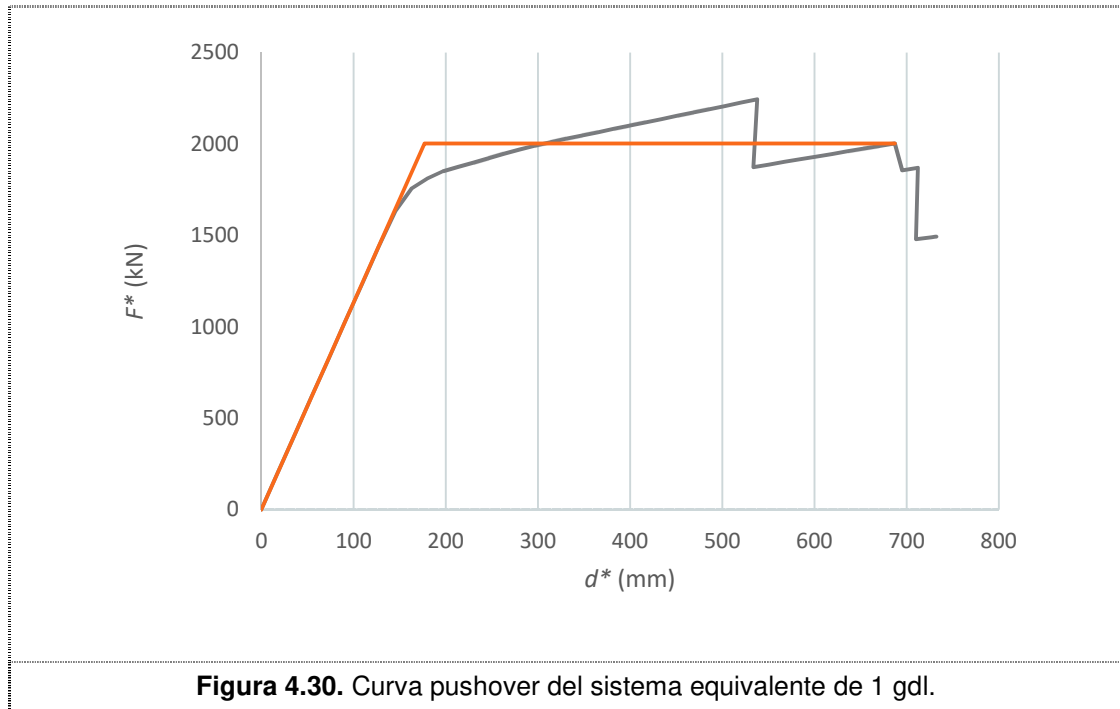


Figura 4.30. Curva pushover del sistema equivalente de 1 gdl.

3. Cálculo del periodo fundamental del sistema equivalente de 1 gdl aplicando

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (4.18)$$

El periodo es $T^* = 1,06$ s.

4. Obtener la ordenada del espectro elástico para el periodo, T^* , utilizando $a_g = 2,6 \text{ m/s}^2$ para tener en cuenta el efecto de la rotación; como $T_C < T^* < T_D$ entonces, $S_e(T^*) = 2,5 a_g S$ $T_C/T = 3,66 \text{ m/s}^2$.
5. Cálculo del desplazamiento elástico en el sistema equivalente usando la expresión,

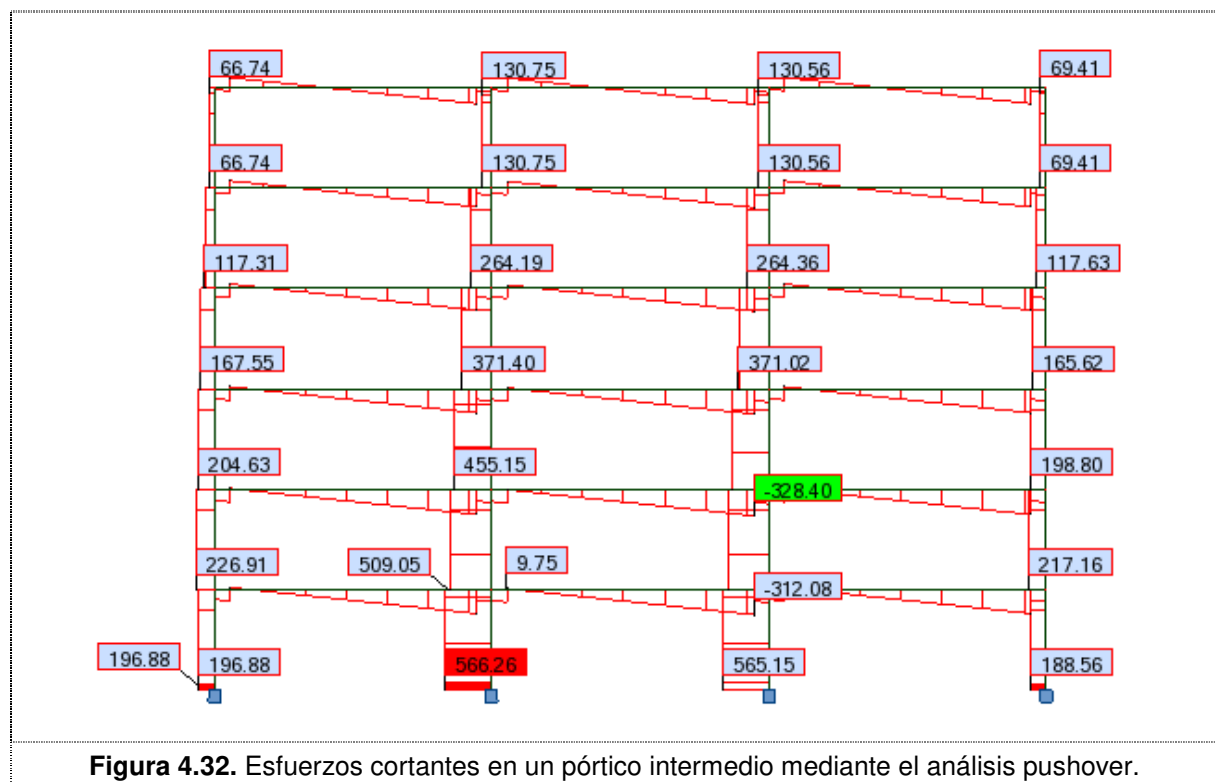
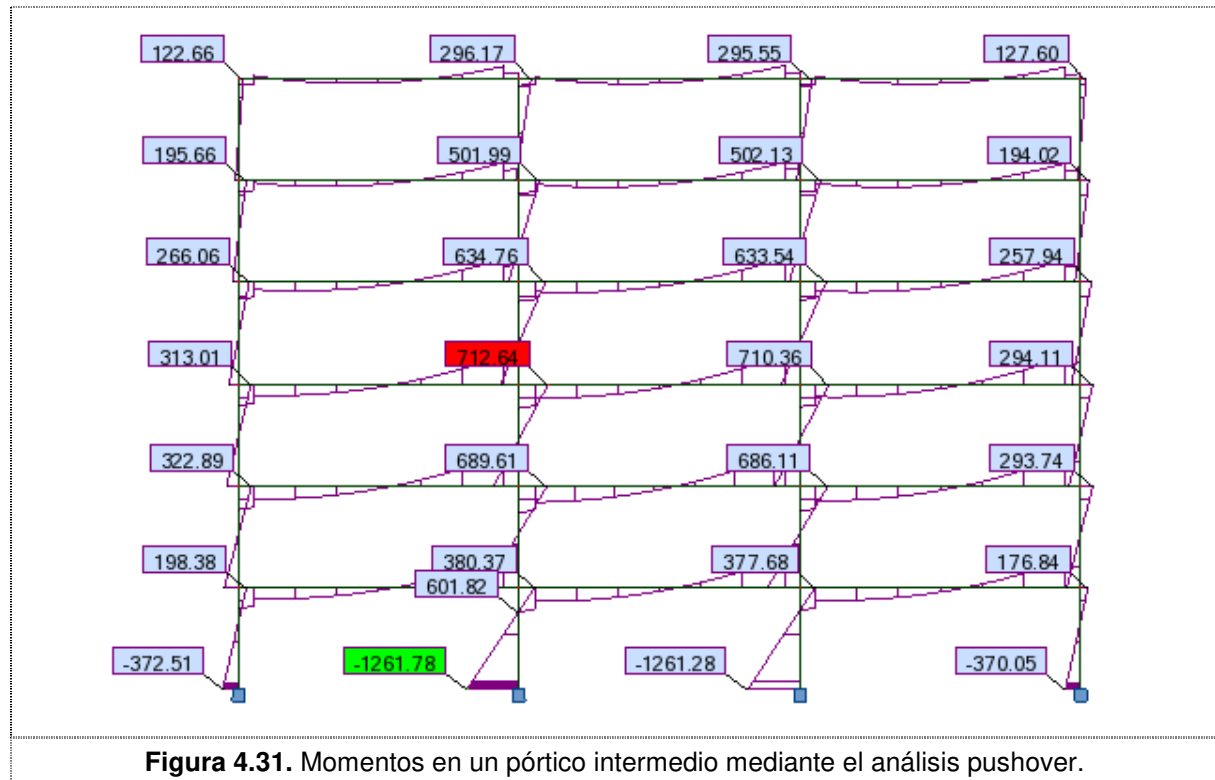
$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 \quad (4.19)$$

Se tiene que $d_{et}^* = 105$ mm.

6. Cálculo del desplazamiento inelástico para el sistema de 1 gdl; para $T^* > T_C$ es $d_t^* = d_{et}^* = 105$ mm
7. El desplazamiento en el sistema de varios grados de libertad (sistema inicial) es el desplazamiento objetivo buscado y se calcula como $d_t = \Gamma \cdot d_t^* = 134$ mm.

Por último, con este desplazamiento objetivo entramos a la curva pushover de la figura 4.29 y obtenemos el cortante basal para el cual se debe diseñar la estructura. En este caso $F_b = 1516,9$ kN.

Para el desplazamiento objetivo calculado se muestran en las Figuras 4.31 a 4.34 los diagramas de esfuerzos y desplazamientos.



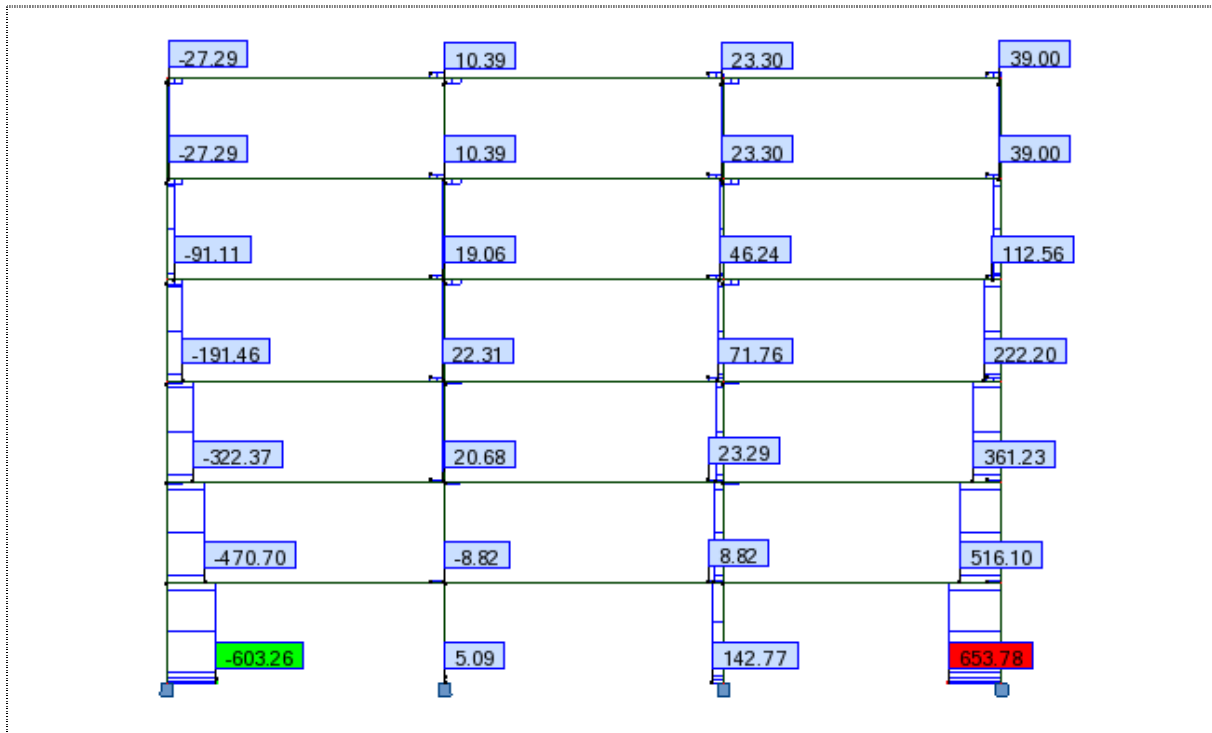


Figura 4.33. Esfuerzos axiales en un pórtico intermedio mediante el análisis pushover.

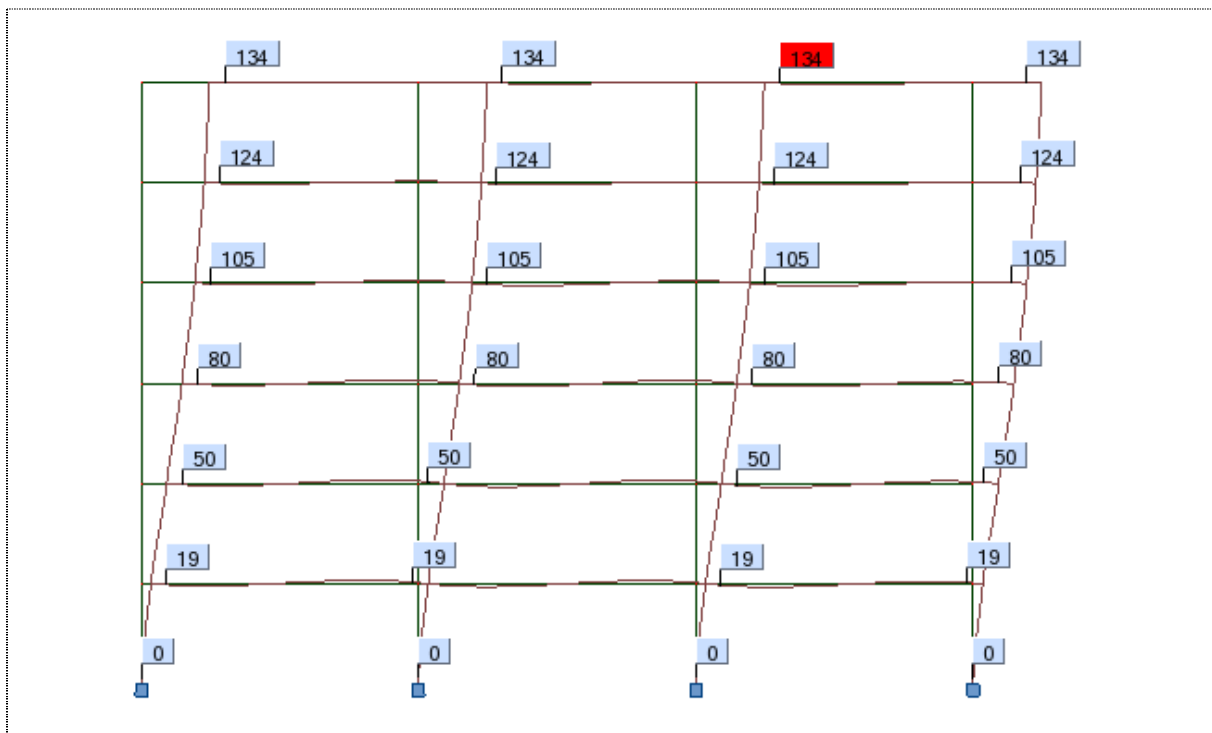


Figura 4.34. Desplazamientos (mm) mediante el análisis pushover.

4.6.4 Cálculo de los factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento

El coeficiente de sobrerresistencia o de reserva de resistencia, α_u/α_1 , se define como la relación entre el factor α_u que representa el valor por el cual se multiplica la acción sísmica de cálculo horizontal, de manera que se formen rótulas plásticas en un número suficiente de secciones para el desarrollo de la inestabilidad global de la estructura y el factor α_1 que representa el valor por el cual se multiplica la acción sísmica de cálculo horizontal, de manera que se alcance primero la resistencia a flexión en cualquier elemento de la estructura.

Además, la relación α_e/α_u , es denominada coeficiente de ductilidad, siendo el factor α_e el valor por el cual se multiplica la acción sísmica de cálculo horizontal, para alcanzar la sollicitación del caso elástico.

De estos dos parámetros anteriores se puede derivar el coeficiente de comportamiento, q , como,

$$q = \frac{\alpha_e}{\alpha_u} \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = \frac{\alpha_e}{\alpha_1} \quad (4.20)$$

Siguiendo lo establecido en la sección 4.3.3.4.2.4 del EN 1998-1:2004-1, deberá usarse el valor menor de los coeficientes de reserva de resistencia, α_u/α_1 , obtenido para las dos patrones de carga lateral.

A continuación, en las Figuras 4.35 y 4.36 se muestran los cálculos para ambos patrones.

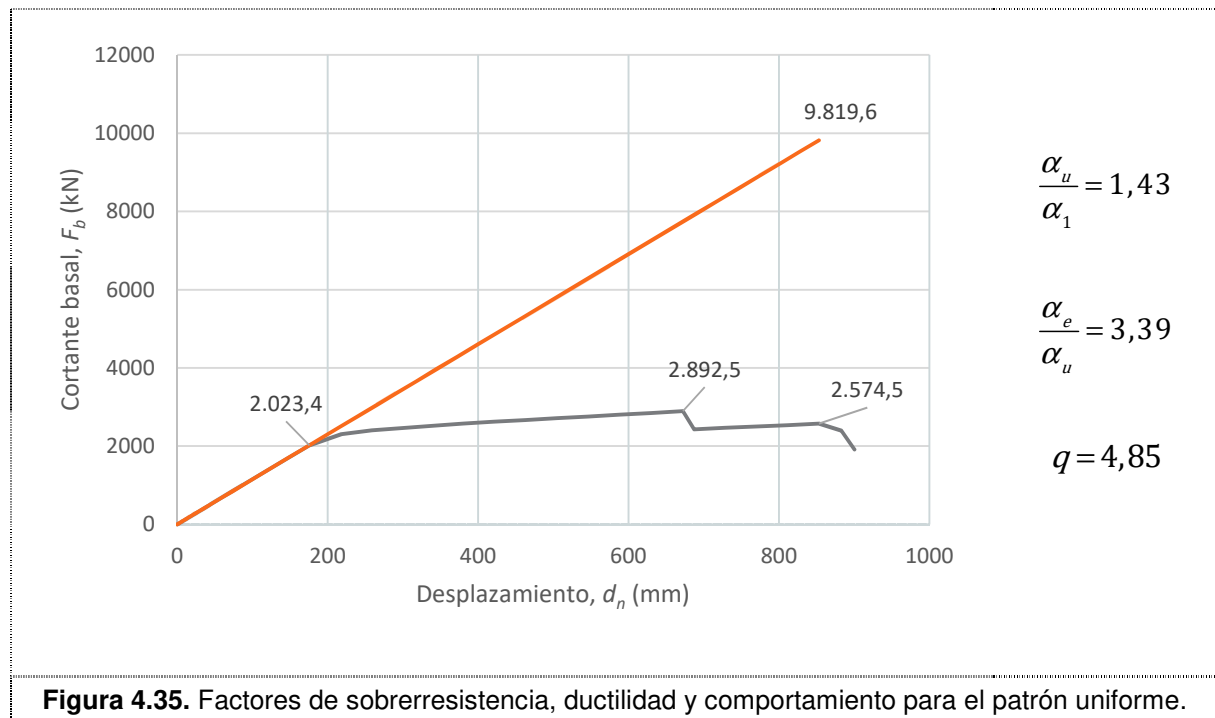


Figura 4.35. Factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento para el patrón uniforme.

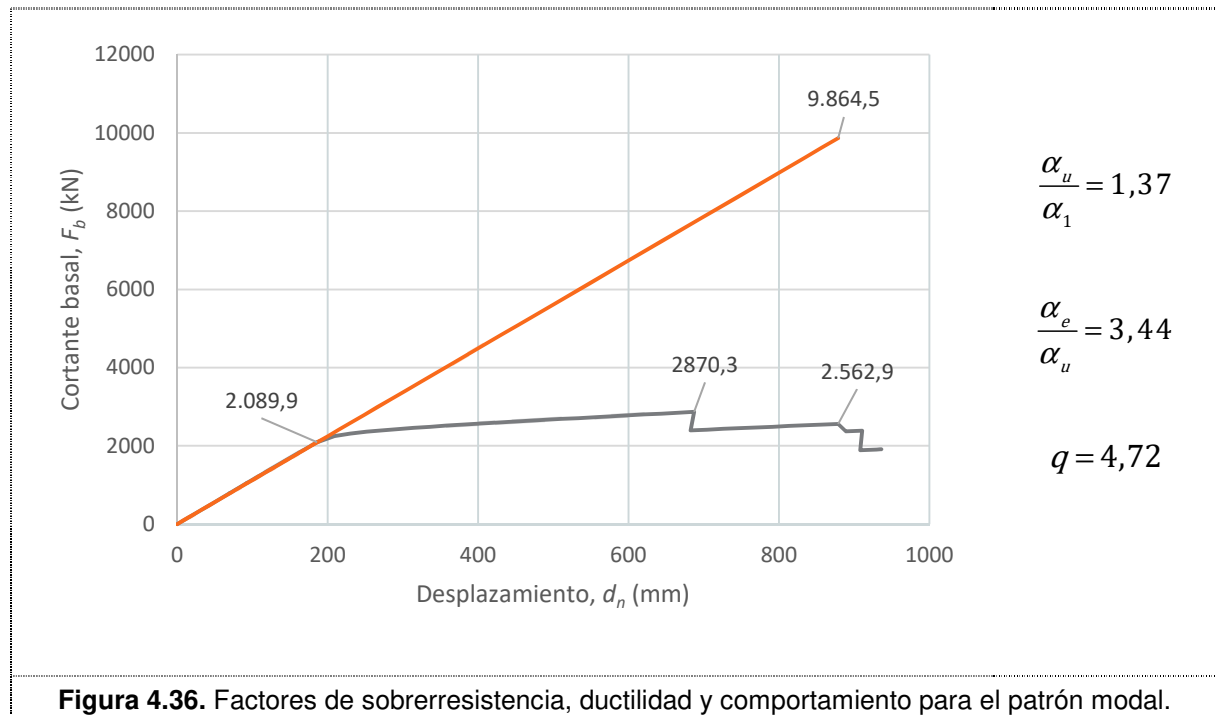


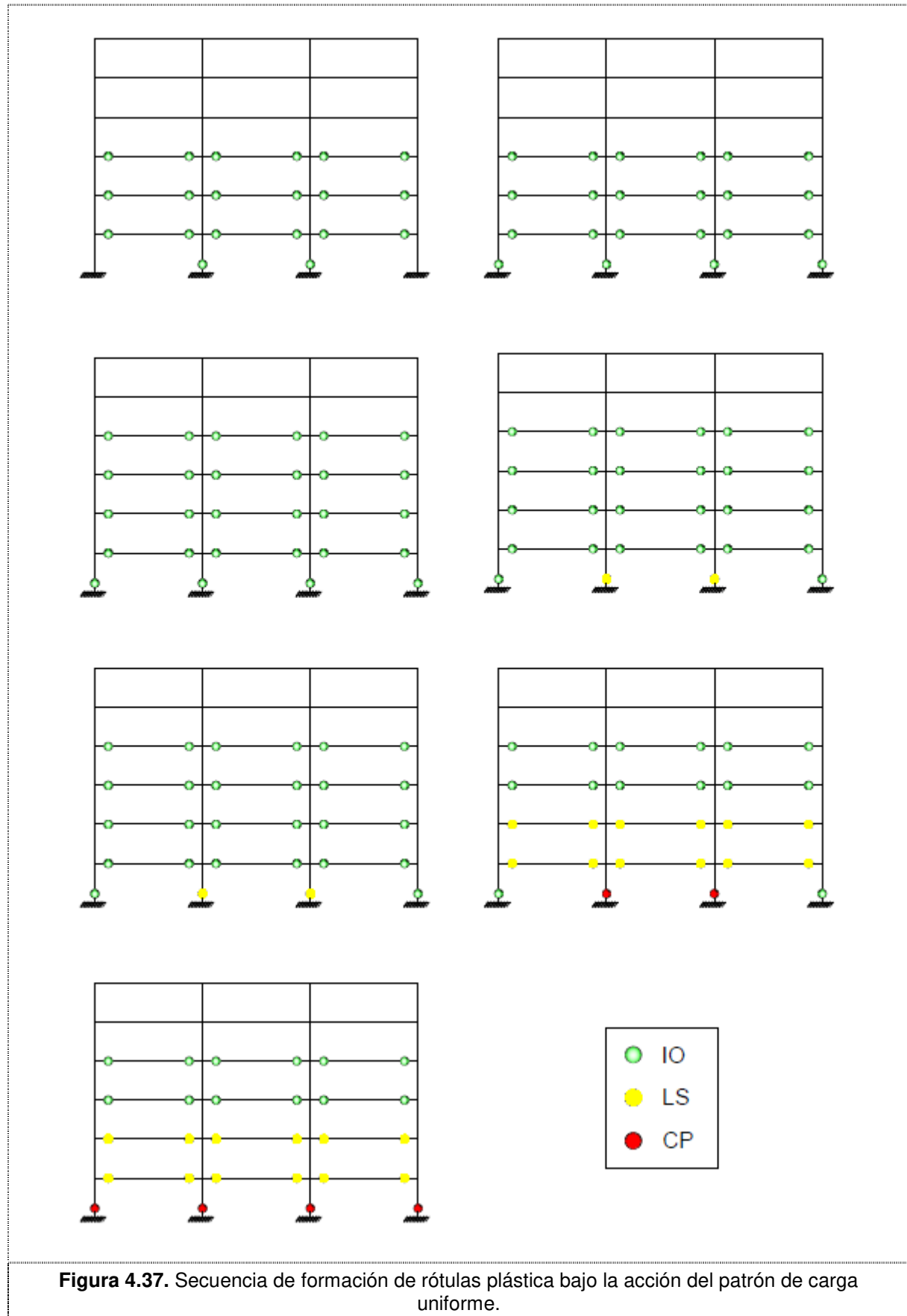
Figura 4.36. Factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento para el patrón modal.

El coeficiente de sobrerresistencia es menor para el caso del patrón modal.

4.6.5 Mecanismo plástico

El apartado 4.3.3.4.2.5 del EN 1998-1:2004-1 establece que debe determinarse, para los dos patrones de carga, el mecanismo plástico seguido por la estructura hasta la inestabilidad global que provoca el colapso.

En las Figuras 4.37 y 4.38 se muestra la secuencia de formación de las rótulas para los patrones de carga lateral uniforme y modal.



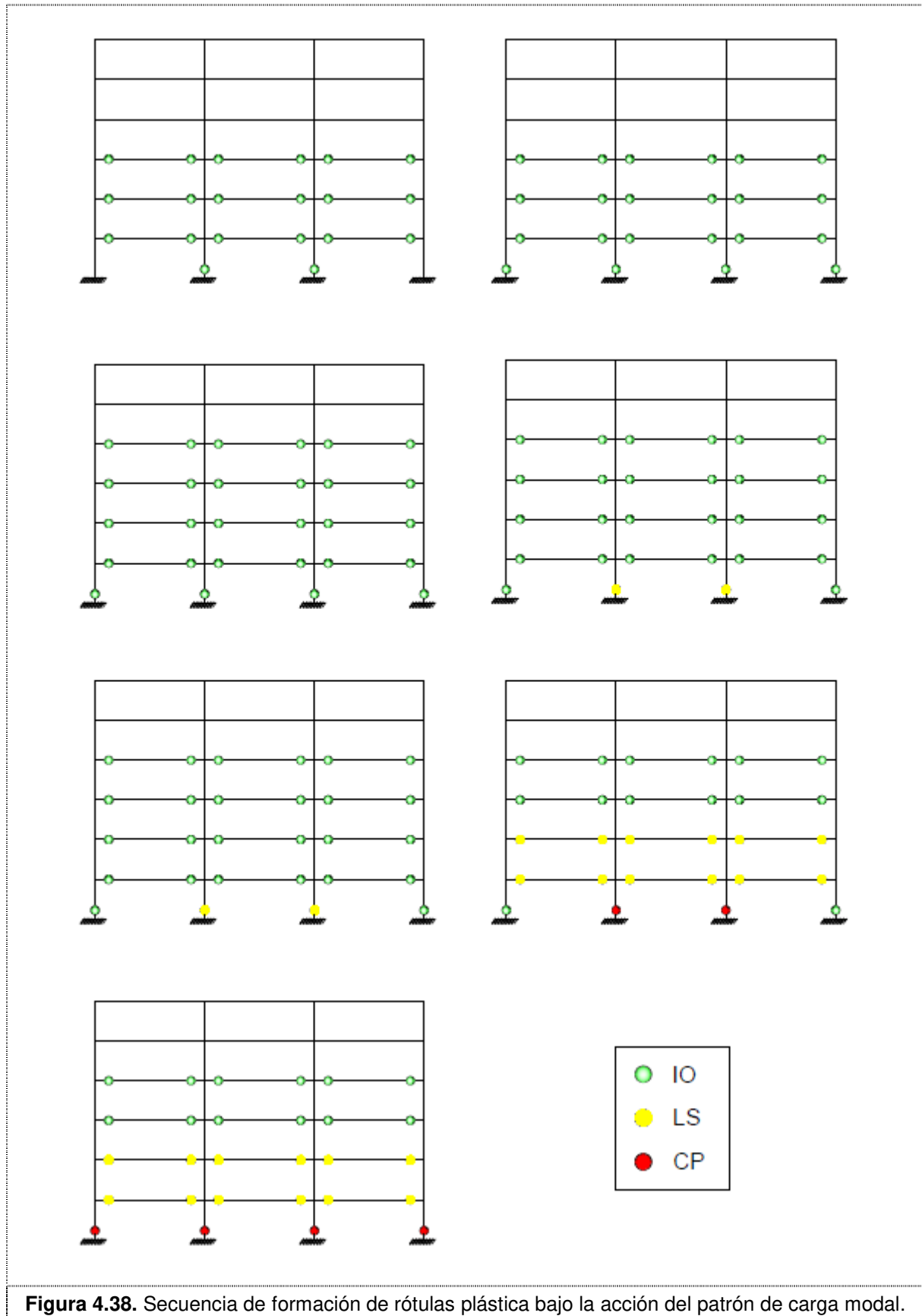


Figura 4.38. Secuencia de formación de rótulas plásticas bajo la acción del patrón de carga modal.

La secuencia de formación de rótulas coincide para ambos patrones de carga. Esta secuencia comienza con las vigas de las plantas inferiores y los pilares centrales sobrepasando el límite de Ocupación Inmediata (IO); tras esto, las vigas de plantas superiores sobrepasan el límite IO, al igual que los pilares exteriores. A continuación, los pilares interiores y las vigas de las plantas bajas superan el límite de Seguridad de Vida (LS). Por último, los pilares interiores y exteriores exceden el límite de Prevección por Colapso (CP), lo cual conduce a un inminente colapso global de la estructura por fallo en la base del pórtico.

4.7 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En esta sección se realiza una comparativa de los resultados más destacados de los métodos anteriores.

En primer lugar, se compara el periodo utilizado por cada método: el de la fuerza lateral utiliza un periodo estimado en función de la altura del edificio igual a 0,72 s, el cual es bastante inferior al periodo fundamental utilizado por el análisis modal espectral cuyo valor es 1,07. Para el análisis pushover no es necesario obtener el periodo de la estructura.

A continuación, en las Figuras 4.40 a 4.43 se muestran las fuerzas laterales, los cortantes basales y los desplazamientos de la plantas obtenidos mediante los tres tipos de análisis para la combinación $E + G + 0,30Q$. Los resultados del análisis pushover son los obtenidos a partir del patrón modal de carga para el desplazamiento objetivo (sección 4.6.3.1) con valor de 134 mm y con un cortante basal asociado de 1516,9 kN. En la Figura 4.39 se puede ver gráficamente este punto sobre la curva pushover.

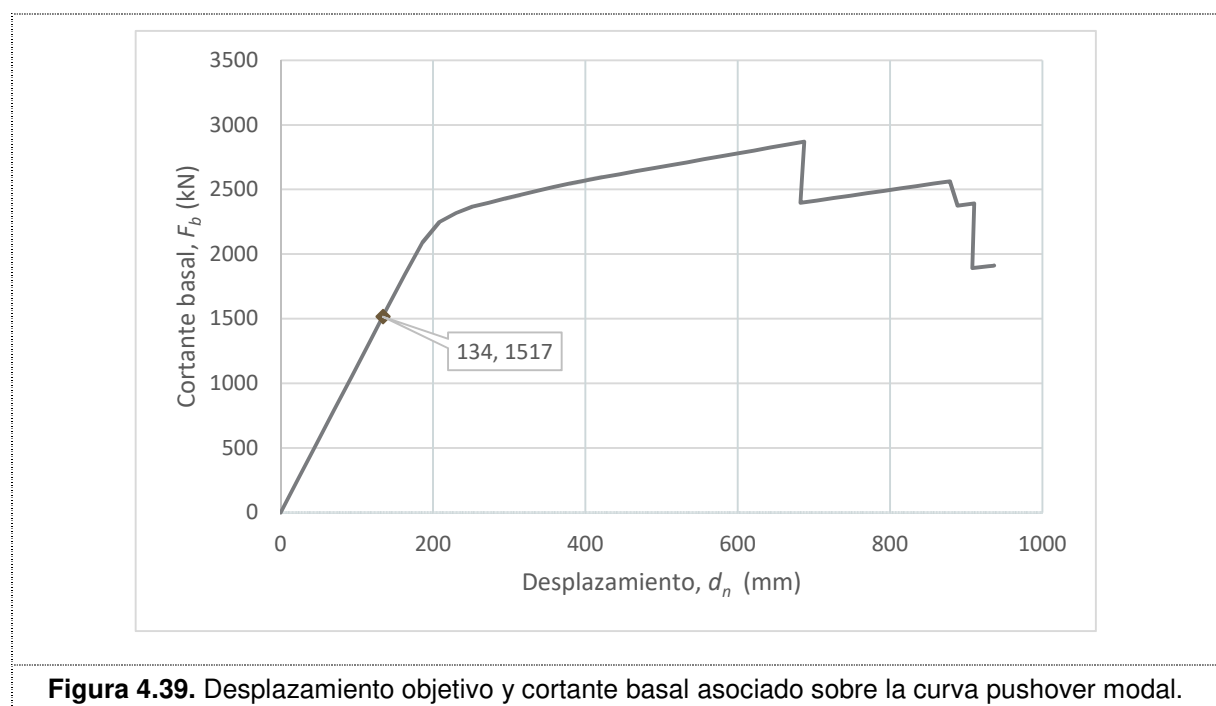


Figura 4.39. Desplazamiento objetivo y cortante basal asociado sobre la curva pushover modal.

Tabla 4.3. Comparación fuerzas aplicadas (kN) por plantas.

PLANTA	MÉTODO DE LA FUERZA LATERAL	ANÁLISIS MODAL CON ESPECTRO DE RESPUESTA	ANÁLISIS PUSHOVER MINORADO CON $q = 4$
1	27,9	21,3	14,0
2	55,8	44,3	37,0
3	83,7	51,9	59,3
4	111,6	63,8	78,0
5	139,5	93,0	91,5
6	167,5	123,8	99,4

En la Figura 4.40 se han representado las distribuciones anteriores.

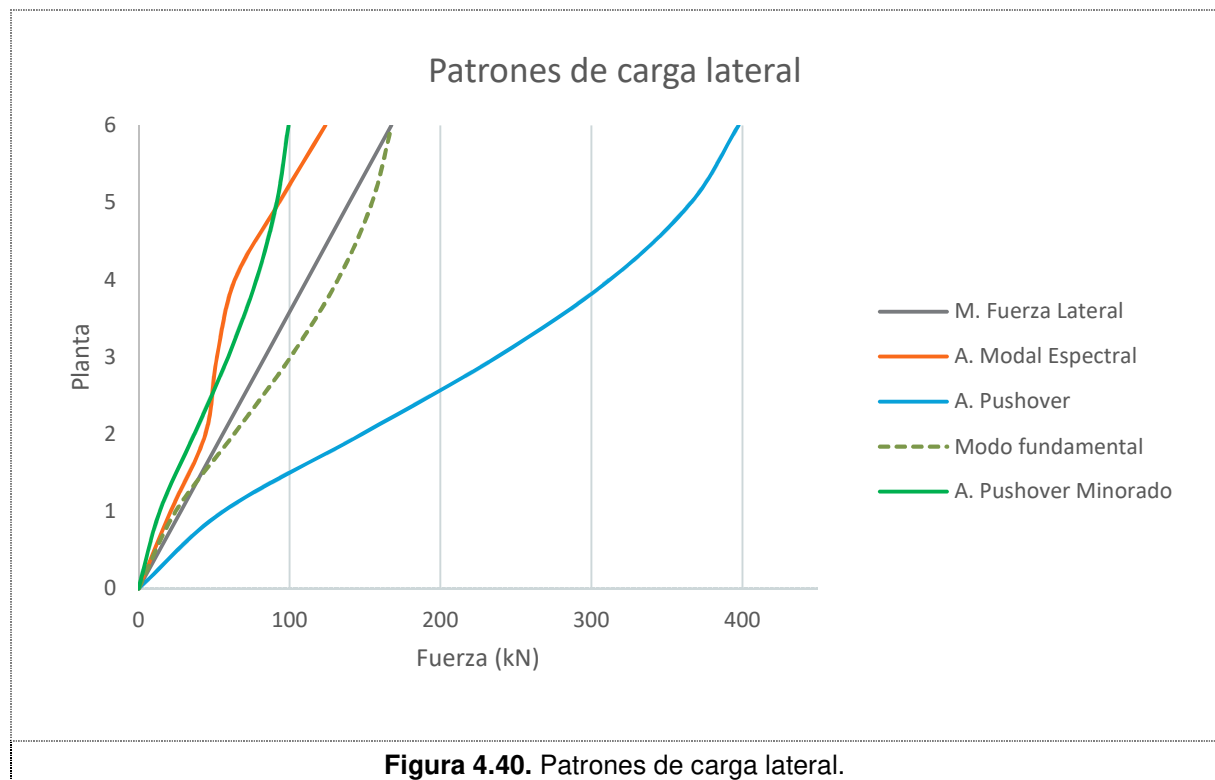


Tabla 4.4. Comparación cortantes totales (kN) por plantas.

PLANTA	MÉTODO DE LA FUERZA LATERAL	ANÁLISIS MODAL CON ESPECTRO DE RESPUESTA	ANÁLISIS PUSHOVER MINORADO CON $q = 4$
1	586,0	398,0	379,2
2	558,1	376,7	365,2
3	502,3	332,5	328,2
4	418,6	280,5	268,9
5	307,0	216,8	190,9
6	167,5	123,8	99,4

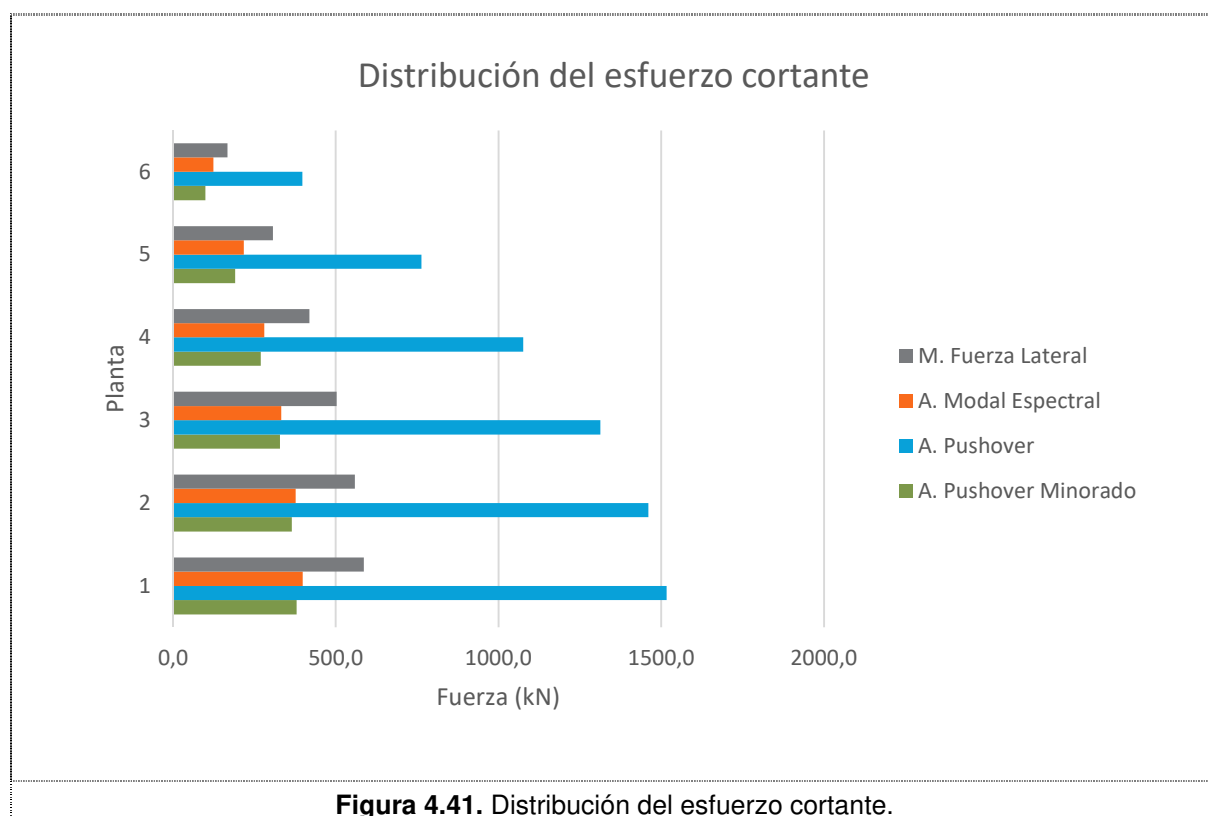
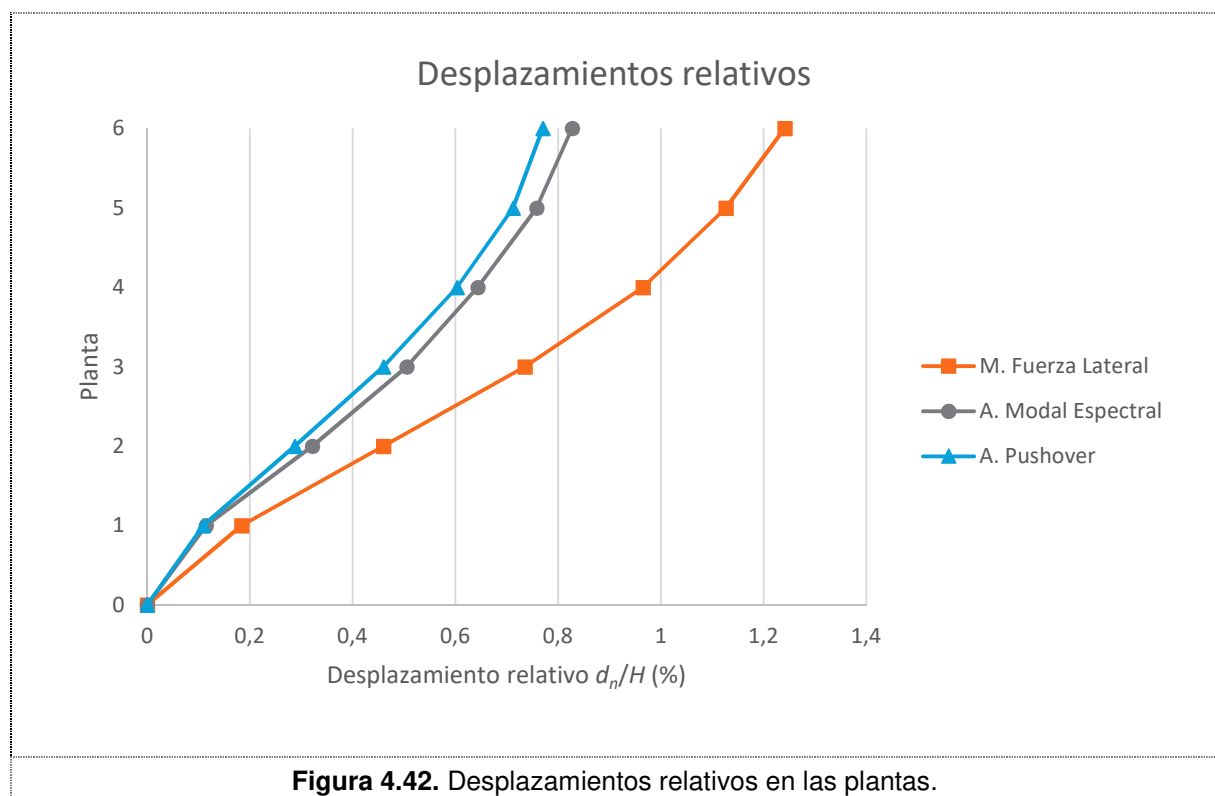


Tabla 4.5. Comparación desplazamientos

PLANTA	MÉTODO DE LA FUERZA LATERAL	ANÁLISIS MODAL CON ESPECTRO DE RESPUESTA	ANÁLISIS PUSHOVER
1	32	20	19
2	81	56	50
3	132	88	80
4	176	112	105
5	208	132	124
6	224	144	134



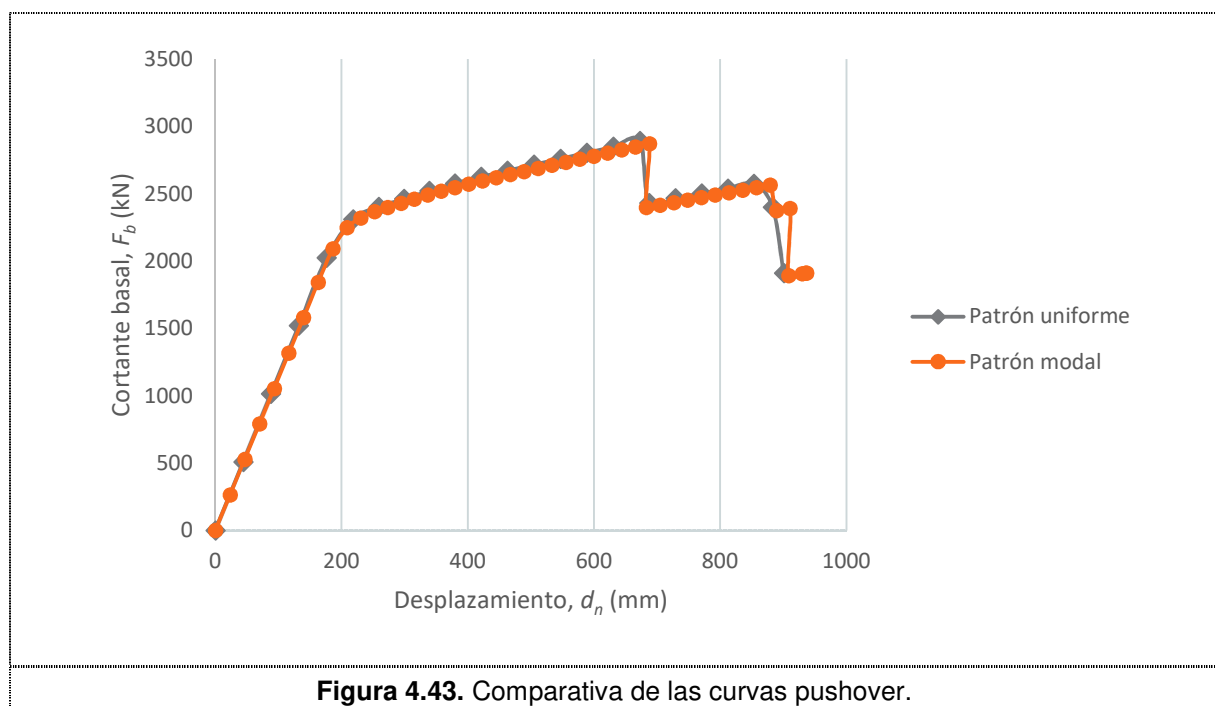
Además, los factores de comportamiento para cada caso son:

Tabla 4.6. Comparación de los factores de comportamiento

MÉTODO DE LA FUERZA LATERAL	ANÁLISIS MODAL CON ESPECTRO DE RESPUESTA	ANÁLISIS PUSHOVER (uniforme / modal)
q	4	4,85 / 4,72

En el caso del método de la fuerza lateral y del análisis modal espectral el factor de comportamiento es seleccionado a priori en función del tipo de estructura y su comportamiento disipativo. Por tanto, es un valor de entrada para realizar el análisis y los resultados obtenidos dependen directamente de éste. Sin embargo, el coeficiente de comportamiento en el análisis pushover es un resultado derivado de la curva de capacidad de la estructura.

Por último, en la Figura 4.43 se comparan las curvas pushover obtenidas con el patrón de carga lateral uniforme y modal.



4.8 ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación, se realiza una discusión de los resultados anteriores.

En la Figura 4.40 se comparan gráficamente los patrones de carga utilizados en cada método. El patrón del método de las fuerzas laterales sigue una distribución triangular invertida que se aproxima a la forma modal fundamental; estas fuerzas son superiores a las utilizadas por el análisis modal espectral. La diferencia existente entre ambos patrones es causada por dos motivos: (1) en el análisis modal espectral se tiene en cuenta la contribución de los dos primeros modos de vibración lo que genera un patrón de carga con una forma distinta a la fundamental mientras que en el método de la fuerza lateral el patrón es una carga triangular invertida que intenta aproximarse al modo fundamental; (2) el periodo utilizado para calcular el cortante basal en el método de la fuerza lateral es igual a 0,72 s frente a 1,07 s utilizado por el método modal espectral para el modo fundamental, el cual es el modo más significativo de los dos tenidos en cuenta por aportar el 81,38% de la masa total. Si se entra con estos periodos al espectro de respuesta elástico minorado de la Figura 4.3 se comprueba que la aceleración es menor para el análisis modal espectral y, por tanto, también el cortante basal que se obtiene a través de la expresión (4.13) y con el cual se calcula el patrón de carga lateral usando la expresión (4.15). Comparando estos dos patrones con el utilizado para alcanzar el desplazamiento objetivo en el análisis pushover se aprecia una diferencia importante. Este último patrón es proporcional al modo fundamental y se aleja tanto de los anteriores debido a que estos se han obtenido minorando el espectro de respuesta elástico con el coeficiente de comportamiento q , el cual representa el comportamiento dúctil de la estructura (esta función la desempeñan las rótulas plásticas en el análisis pushover). Para realizar una comparativa entre los patrones de carga de los diferentes métodos se ha minorado con el coeficiente de comportamiento $q = 4$ el patrón de carga utilizado en el análisis pushover para el desplazamiento objetivo (Ver Figura 4.39). Como se determina más adelante a partir de la curva de capacidad, este coeficiente de comportamiento $q = 4$ tomado a priori es algo inferior al real, es decir, se está suponiendo un nivel de ductilidad menor. Una vez minorado el patrón de carga utilizado en el análisis pushover se observa en la Figura 4.40 que es similar al utilizado en el análisis modal espectral y, por lo cual, está bastante alejado del utilizado en el método de la fuerza lateral.

La distribución del esfuerzo cortante en cada planta para los diferentes métodos de análisis aparece comparada en la Figura 4.41. Estos esfuerzos son consecuencia directa de los patrones de carga laterales anteriores y debido a esto, las diferencias entre los resultados se mantienen. Los elevados esfuerzos obtenidos con el análisis pushover, en comparación con los resultados del resto de métodos, se deben a que la estructura permanece en el rango elástico para un cortante basal mayor de lo que el método de la fuerza lateral o el análisis

modal espectral determinan mediante el coeficiente de comportamiento q . Dicho de otro modo: el método de la fuerza modal y el análisis modal espectral establecen que para un cierto cortante basal, 586 kN y 398 kN, respectivamente, la estructura entra en la zona plástica y el cortante no puede aumentar más, pero lo cierto es que con el análisis pushover se observa que la estructura permanece en la zona elástica hasta un desplazamiento aproximado de 19 cm y un cortante basal igual a 2089,9 kN (Ver Figura 4.28 o 4.29), a partir del cual, comienzan a plastificar ciertas secciones siguiendo la secuencia mostrada en la Figura 4.37 o 4.38 hasta llegar al colapso global. Sin embargo, si se minoran de nuevo los esfuerzos derivados del análisis pushover con el coeficiente de comportamiento $q = 4$ se obtiene una distribución de cortante en las plantas similar a la obtenida con el análisis modal espectral.

En cuanto a los desplazamientos, en la Figura 4.42 aparecen comparados. La diferencia existente entre los resultados del método de la fuerza lateral y el análisis modal espectral es causada por la diferencia en los patrones de carga lateral que, como ya se ha comentado, se debe principalmente al periodo; por tanto, con diferentes patrones de carga lateral se obtienen diferentes desplazamientos en las plantas. Por otro lado, los desplazamientos derivados del análisis pushover coinciden con los del análisis modal espectral con pequeñas variaciones menores al 10%. Esto era de esperar ya que la estructura se encuentra en el rango elástico y los patrones de carga utilizados en estos métodos son similares.

Resumiendo, el método de la fuerza modal y el análisis modal espectral son métodos de diseño sísmico basados en fuerzas, los cuales fueron presentados en la sección 2.6.1. Esto significa que para la combinación sísmica $E + G + 0,3Q$, se obtiene un cortante basal a partir de un análisis elástico y se minoran este mediante el factor de comportamiento q , con el fin de incluir la ductilidad en el cálculo; este cortante minorado será el valor hipotético para el cual la estructura plastifica y alcanza el desplazamiento correspondiente al caso elástico. De estos dos métodos, el de la fuerza lateral es más conservador pues el periodo del modo fundamental estimado en función, exclusivamente de la altura, es inferior al real. Esto hace que el valor de aceleración obtenido a partir del espectro elástico de respuesta minorado, sea más alto y, con ello, también el cortante basal. En cambio, el análisis modal espectral obtiene el periodo fundamental, y el resto de periodos de los modos participantes, de forma analítica teniendo en cuenta todas las características de la estructura (masa, rigidez, altura,...). El resultado es un periodo fundamental más alto que conduce a una aceleración y a un cortante basal menor.

Por otro lado, el análisis pushover es un método de diseño sísmico basado en desplazamientos (ver sección 2.6.3) pues consiste en un patrón de cargas incremental que busca alcanzar un desplazamiento objetivo determinado previamente a partir de un modelo simplificado de 1 gdl. Además, el análisis pushover no necesita partir de un factor de comportamiento determinado, sino que este se deriva posteriormente a partir de la curva de

capacidad. El cortante basal límite para el cual la estructura comienza a plastificar está determinado por el cambio de pendiente en la curva de capacidad. Hasta este punto, la estructura tiene un comportamiento lineal. Como se ve en los resultados (ver Figuras 4.37 y 4.38), para la acción sísmica descrita, la estructura permanece en el rango elástico y es debido a esto que el cortante basal toma un valor mayor que en el resto de métodos.

Otros resultados interesantes que se derivan del análisis pushover y no del resto de métodos son los factores de sobrerresistencia, comportamiento y ductilidad y la secuencia de plastificación en la estructura.

Los factores de sobrerresistencia (Ver Figuras 4.35 y 4.36) obtenidos mediante el análisis pushover son 1,27 con el patrón uniforme y 1,23 con el patrón modal. Estos valores son del mismo orden, aunque ligeramente inferiores, al valor de 1,3 establecido por el apartado 6.3.2, EN 1998-1:2004. Además, observando el factor de comportamiento, q , calculado a partir de la curva pushover se comprueba que la estructura presenta un comportamiento disipativo con clase de ductilidad alta tal y como establece la Tabla 6.1, EN 1998-1:2004. Los coeficientes de comportamiento obtenidos, $q = 4,85$ para el patrón uniforme y $q = 4,72$ para el patrón modal, son superiores en ambos casos al supuesto para el método de la fuerza lateral y el análisis modal espectral, $q = 4$, por tanto, como ya se ha comentado, el valor seleccionado para el coeficiente de comportamiento infravalora el comportamiento dúctil de la estructura.

Respecto a la secuencia de plastificación de las diferentes secciones, ambas coinciden tanto para el patrón uniforme como para el modal, tal y como se aprecia en las Figuras 4.37 y 4.38. El mecanismo plástico que conduce al colapso global de la estructura con ambos patrones se produce por el colapso de los pilares en la base del pórtico.

5 Análisis pushover de un edificio con diferentes tipos de arriostramientos

En este capítulo se realizan varios análisis pushover sobre una serie de pórticos en 2D con diferentes tipos de arriostramientos. Los pórticos forman parte del edificio analizado en el capítulo anterior. Los diferentes análisis se realizan utilizando el programa Robot.

5.1 CASOS DE ANÁLISIS

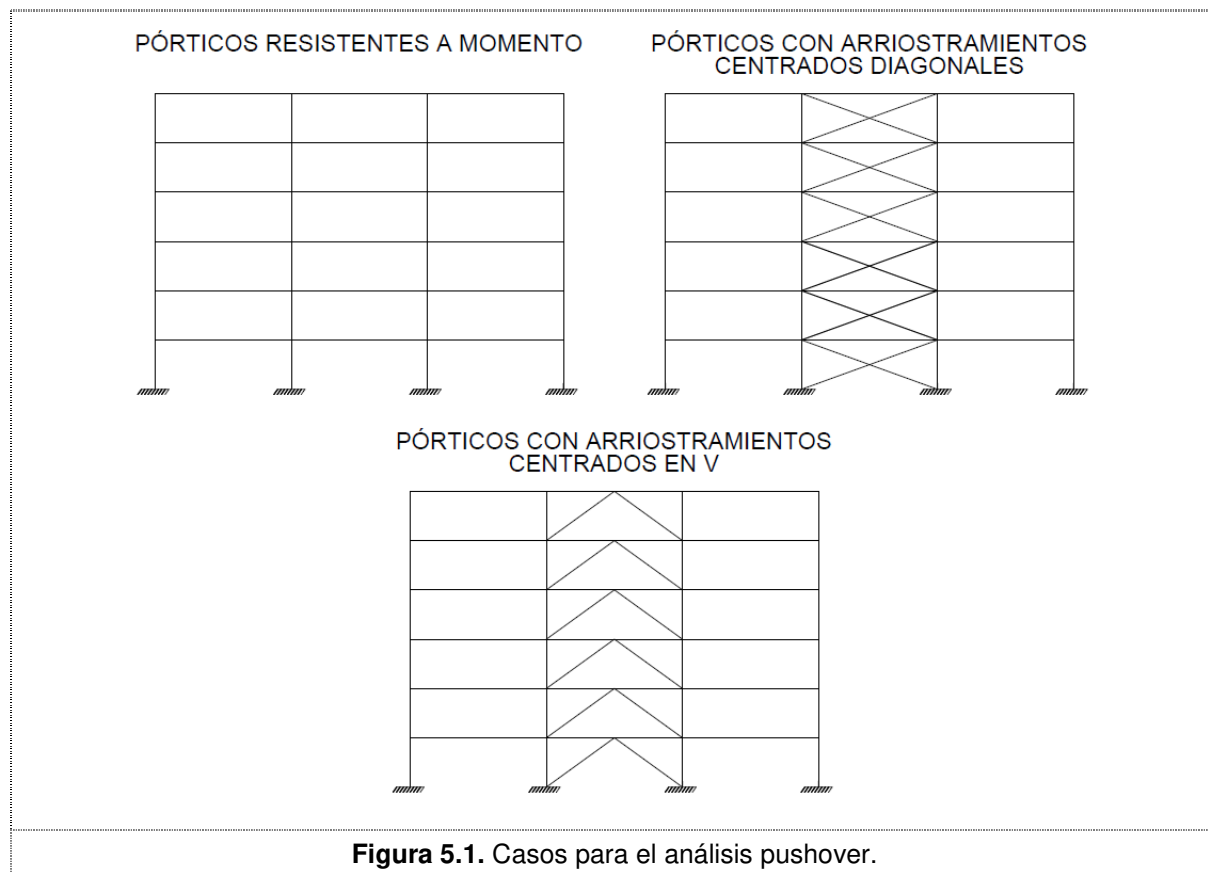
Con el objetivo de analizar la influencia que tienen los arriostramientos en la respuesta sísmica de un edificio de acero se plantean varios pórticos con distintas distribuciones. Los casos de análisis considerados son:

- Caso 1: análisis pushover de un pórtico resistente a momento (pórtico sin arriostrar).
- Caso 2: análisis pushover de un pórtico resistente a momento con arriostramientos centrados diagonales (pórtico arriostrado en X).
- Caso 3: análisis pushover de un pórtico resistente a momento con arriostramientos centrados en V (pórtico arriostrado en V).

En el caso 1 todos los pórticos que forman el edificio son iguales y se reparten las cargas laterales por igual. En los casos 2 y 3 los pórticos arriostrados son colocados en la parte externa del edificio y son los encargados de resistir las fuerzas laterales. Esta distribución de fuerzas laterales es importante para dimensionar los pórticos sin arriostrar (como se ha presentado en el capítulo anterior) y los arriostramientos en el resto de casos.

La combinación de pórticos resistentes a momento con arriostramientos pretende combinar la ductilidad de los primeros con la resistencia que aportan los últimos.

En la Figura 5.1 se representan los diferentes casos.



5.2 DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA

El edificio considerado es el del capítulo anterior y está representado en la Figura 4.1. El material utilizado es acero S355, tanto para pilares como para vigas. Para el caso del pórtico sin arriostrar la sección de todos los pilares es HEM 340; las vigas en la dirección X son IPE 500 y en la dirección Y son IPEA 450. Sin embargo, al incluir los arriostramientos en los casos 2 y 3 las cargas laterales son resistidas por los arriostramientos colocados en los pórticos exteriores, por lo que las vigas y pilares sólo deben soportar la sollicitación debida a las cargas gravitatorias. Por tanto, las vigas en la dirección X son IPE 400 y en la dirección Y son IPE 360; los pilares son HEM 300. El dimensionado de vigas y pilares, en todos los casos, cumple con lo establecido en la norma EN 1993-1-1 y está documentado en [29].

Por simplicidad, para un mismo caso, los pilares, vigas y arriostramientos son iguales para cualquier planta del edificio.

En los casos de análisis con arriostramientos (casos de 2 y 3) se han añadido estos en la parte central de los pórticos más externos del edificio en la dirección X. El análisis sísmico del edificio en la dirección Y no se contempla en este trabajo.

Antes de dimensionar los arriostramientos se definen en las siguientes secciones las cargas aplicadas y la acción sísmica.

Además, se recuerda que la estructura está clasificada como de ductilidad media (DCM), por tanto, el coeficiente de comportamiento está limitado a $q = 4$ para todos los casos de estudio (pórtico resistente a momento con y sin triangulaciones) como estipula la tabla 6.2, EN 1998-1:2004.

5.3 CARGAS Y MASAS

Las cargas a tener en cuenta son las mismas que en el estudio del capítulo anterior. Estas son:

- Forjado: 5 kN/m²
- Carga de servicio, Q : 3 kN/m²
- La tabiquería y fachada son 300 kg/m; entre fachada y tabiques hay 264 m lineales (30 m x 4 + 24 m x 6), por lo que son 79200 kg/planta.
- En la terraza se consideran también 79200 kg, debido a equipos y otros.
- El peso propio de la estructura es 38384 kg/planta en el caso 1 y 32958 kg/planta en el caso 2 y 3, sin tener en cuenta la masa de los arriostramientos.

Obviando el peso de los arriostramientos, el cual no supone una aportación significativa como se verá más adelante, las combinaciones de cargas se pueden resumir en,

- La combinación $G + 0,15 Q = 35,42$ kN/m para el caso 1 o $G + 0,15 Q = 35,04$ kN/m para el caso 2 y 3 se utiliza como masa sísmica en el análisis modal.
- La combinación $G + 0,30 Q = 45,2$ kN/m para el caso 1 o $G + 0,30 Q = 44,75$ kN/m para el caso 2 y 3 se utiliza junto con la acción sísmica E para dimensionar los elementos.

El procedimiento de cálculo de estas cargas aparece detallado en la sección 4.2.

En la siguiente tabla se muestra la masa sísmica en movimiento de cada pórtico analizado (sin el peso de los arriostramientos).

Tabla 5.1. Masas de cada pórtico.

Caso	Masa (kg)
1	510000
2	504558
3	504558

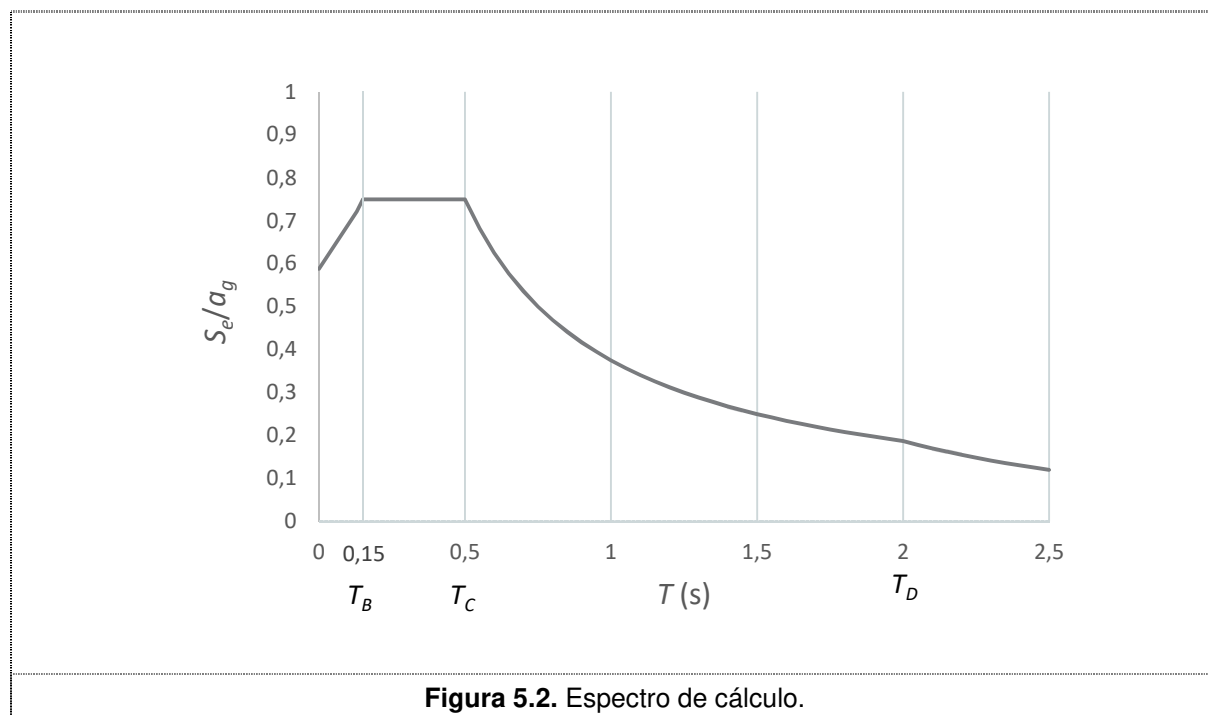
5.4 CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA

En esta sección se define la acción sísmica según el apartado 3.2, EN 1998-1:2004 para el edificio de acero del capítulo anterior, el cual va a ser destinado a oficinas y está localizado en la provincia de Alicante. La acción sísmica viene definida por:

- Zona sísmica con aceleración máxima de referencia $a_{gR} = 0,16g \text{ m/s}^2$. Este valor se ha obtenido del mapa de peligrosidad sísmica de la norma NCSE-02.
- Importancia del edificio: edificio de oficinas $\rightarrow \gamma_I = 1,0 \rightarrow a_g = 0,16g \text{ m/s}^2$.
- Espectro de diseño tipo 1.
- Terreno tipo B $\rightarrow S = 1,2 ; T_B = 0,15 \text{ s} ; T_C = 0,5 \text{ s} ; T_D = 2 \text{ s}$

Además, como se ha comentado en la sección 4.4, se deben tener en cuenta los efectos accidentales de torsión amplificando la acción sísmica mediante el coeficiente δ que para este caso toma el valor de 1,3. Por tanto, la aceleración de cálculo es $a_g = 0,208g \text{ m/s}^2$.

En la Figura 5.2 se ha representado el espectro de respuesta elástico para la acción sísmica descrita.



5.5 DIMENSIONADO DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS

A continuación se muestra el procedimiento seguido para dimensionar los arriostramientos según establecen las reglas del apartado 6.7 y 6.8, EN 1998-1:2004. La sección propuesta para los arriostramientos será de tipo HEA.

Caso 1: pórticos resistentes a momento.

Este primer caso carece de arriostramientos.

Caso 2: arriostramientos centrados diagonales.

El apartado 6.7.2, EN 1998-1:2004 establece que:

- Bajo condiciones de cargas gravitatorias, debe considerarse que dichas cargas se resisten exclusivamente por las vigas y pilares, sin tener en cuenta los arriostramientos.
- En un análisis estático para la acción sísmica solo deben tenerse en cuenta las diagonales en tracción en estructuras con triangulaciones centradas.

A partir del primer criterio se han calculado las vigas IPE 400 y los pilares HEM 300 como aparece documentado en [17].

Siguiendo la indicación del segundo criterio se ha realizado un análisis elástico teniendo en cuenta la acción sísmica descrita en 5.4. El esfuerzo existente en los arriostramientos es de tipo axial ya que la unión con el pórtico se considera articulada. Este esfuerzo axial corresponde al obtenido bajo la acción sísmica E , la cual se ha calculado mediante el método de la fuerza lateral; esta fuerza se deriva de la expresión (4.13) y se distribuye por igual entre los pórticos exteriores, es decir, se divide entre dos.

Otro criterio más es que se debe elegir un perfil que cumpla que $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$ según dicta el apartado 6.7.3, EN 1998-1:2004 donde $N_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica de la sección transversal.

Por tratarse de un pórtico resistente a momento con arriostramientos en X se propone para el dimensionado de los arriostramientos una esbeltez adimensional igual a 4. La esbeltez adimensional para secciones clase 1 (clase plástica) viene dada en el apartado 6.3.1.2, 1993-1-1:2005 por,

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i \pi \sqrt{E / f_y}} \quad (4.21)$$

donde A es el área transversal de la sección, f_y el límite elástico del material, N_{cr} el esfuerzo axial crítico para el modo de pandeo considerado, E el módulo de elasticidad, i el radio de giro de la sección y, por último, L_{cr} la longitud de pandeo. Con esta expresión se obtiene un radio

de giro mínimo siendo en este caso $i = 28 \text{ mm}$ ($L_{cr} = 8510 \text{ mm}$; $E = 210 \text{ GPa}$; $f_y = 355 \text{ MPa}$). La sección mínima será un HEA 120.

Utilizando el programa Robot se han dimensionado los arriostramientos siendo la sección calculada un HEA 120 de acero S355, que cumple con los requisitos anteriores y con lo establecido en EN 1993-1-1:2005. A continuación, se muestran los pasos necesarios para la verificación de la sección.

Propiedades de la sección - HEA 120.

$$a = 114 \text{ mm} ; b = 220 \text{ mm} ; t_f = 8 \text{ mm} ; t_w = 5 \text{ mm}$$

$$A = 25,34 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 606,15 \text{ cm}^4 ; I_z = 230,90 \text{ cm}^4$$

$$\text{Peso: } 19,89 \text{ kg/m}$$

Propiedades del material S355.

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

Solicitación de la sección: $N_{Ed} = -880,79 \text{ kN}$; esfuerzo axial de tracción (negativo)

Coefficientes parciales recomendados por EN 1993-1-1:2005.

$$\gamma_{M0} = 1,00 ; \gamma_{M1} = 1,00 ; \gamma_{M2} = 1,25$$

Clase de la sección a compresión (Tabla 5.2, EN 1993-1-1:2005)

$$c = 108 \text{ mm} ; t = 8 \text{ mm} \rightarrow c/t = 13,5 \leq 33\varepsilon \rightarrow \text{Clase 1}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$$

Resistencia de la sección.

$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 899,43 \text{ kN}$	Resistencia límite plástica en tracción	6.2.3, EN 1993-1-1:2005
--	---	-------------------------

Verificaciones.

$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0,98 \leq 1$	Verificación esfuerzo axial de tracción	6.2.3(1), EN 1993-1-1:2005
$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,98 \leq 1$	Verificación de la resistencia plástica	6.7.3(5), EN 1998-1:2004

El peso propio de los arriostramientos es: $12 \text{ barras} \cdot 8,51 \text{ m} \cdot 19,89 \text{ kg/m} = 2031,2 \text{ kg}$. Esta masa representa menos del 0,5% de la masa total del pórtico (504558 kg). Aun así, se ha incluido este peso propio para recalculer la fuerza lateral y se ha realizado de nuevo el proceso de verificación sin que se produzca un cambio significativo en la sollicitación de los arriostramientos.

Caso 3: arriostramientos centrados en V.

El apartado 6.7.2, EN 1998-1:2004 establece que en un análisis estático para la acción sísmica deben tenerse en cuenta tanto las diagonales en tracción como las diagonales en compresión en estructuras con triangulaciones en V.

Al igual que en el dimensionado del caso anterior, se calcula el esfuerzo axial para el arriostramiento más solicitados mediante el método de la fuerza lateral. En este caso, como los arriostramientos a compresión se tienen en cuenta en el cálculo, se propone una esbeltez adimensional igual a 2,5. De esta manera, la sección mínima a utilizar es un HEA 200.

Utilizando el programa Robot se han dimensionado estos arriostramientos siendo la sección elegida un HEA 200 de acero S355, que cumple con los requisitos anteriores y con lo establecido en EN 1993-1-1:2005. A continuación, se muestran los pasos necesarios para la verificación de la sección.

Propiedades de la sección - HEA 200

$$a = 190 \text{ mm} ; b = 200 \text{ mm} ; t_f = 10 \text{ mm} ; t_w = 6,5 \text{ mm}$$

$$A = 53,83 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 3692,15 \text{ cm}^4 ; I_z = 1335,51 \text{ cm}^4$$

$$\text{Peso: } 42,26 \text{ kg/m}$$

Propiedades del material S355.

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

Solicitación de la sección: $N_{Ed} = \pm 734,07 \text{ kN}$; el esfuerzo axial es de tracción si es negativo y de compresión si es positivo.

Coefficientes parciales recomendados por EN 1993-1-1:2005.

$$\gamma_{M0} = 1,00 ; \gamma_{M1} = 1,00 ; \gamma_{M2} = 1,25$$

Clase de la sección a compresión (Tabla 5.2, EN 1993-1-1:2005)

$$c = 104 \text{ mm}; t = 8 \text{ mm} \rightarrow c/t = 13 \leq 33\varepsilon \rightarrow \text{Clase 1}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$$

Parámetros de análisis de pandeo (6.3.1.2, EN 1993-1-1:2005)

El pandeo se analiza para el eje más débil, es decir, el eje Z.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,39$$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 1,61$$

Curva de pandeo (Tabla 6.2, EN 1993-1-1:2005): c \rightarrow $\alpha = 0,49$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = 1,30$$

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{EI}{L_{cr}^2} = 1133,96 \text{ kN}$$

$L_{cr} = 4,94 \text{ m}$ (Se considera que el arriostramiento está articulado, situación más desfavorable, $\beta = 1$)

Resistencia de la sección.

$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 1911,01 \text{ kN}$	Resistencia límite plástica en tracción	6.2.3, EN 1993-1-1:2005
$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 1911,01 \text{ kN}$	Resistencia límite plástica en compresión	6.2.4, EN 1993-1-1:2005
$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = 744,51 \text{ kN}$	Resistencia límite en compresión considerando el pandeo	6.3.1.1, EN 1993-1-1:2005

Verificaciones.

$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0,38 \leq 1$	Verificación esfuerzo axil de tracción	6.2.3(1), EN 1993-1-1:2005
$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0,38 \leq 1$	Verificación esfuerzo axil de compresión	6.2.4, EN 1993-1-1:2005
$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,99 \leq 1$	Verificación del esfuerzo axil de compresión considerando el pandeo	6.3.1.1, EN 1993-1-1:2005

El peso propio de los arriostramientos es: $12 \text{ barras} \cdot 4,94 \text{ m} \cdot 42,26 \text{ kg/m} = 2505,2 \text{ kg}$. Esta masa representa menos del 0,5% de la masa total del pórtico (504558 kg). Aun así, se ha incluido este peso propio a la carga gravitatoria y se ha realizado de nuevo el proceso de verificación sin que se produzca un cambio significativo en la sollicitación de los arriostramientos.

5.6 ANÁLISIS DEL CASO 1: PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO

5.6.1 Análisis modal

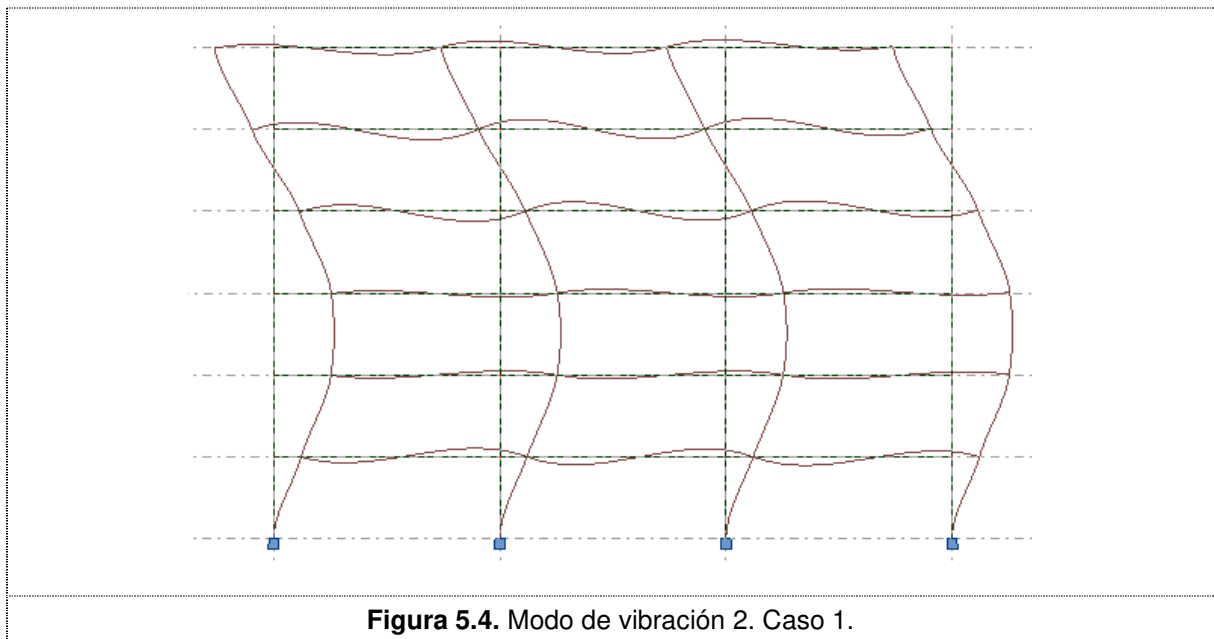
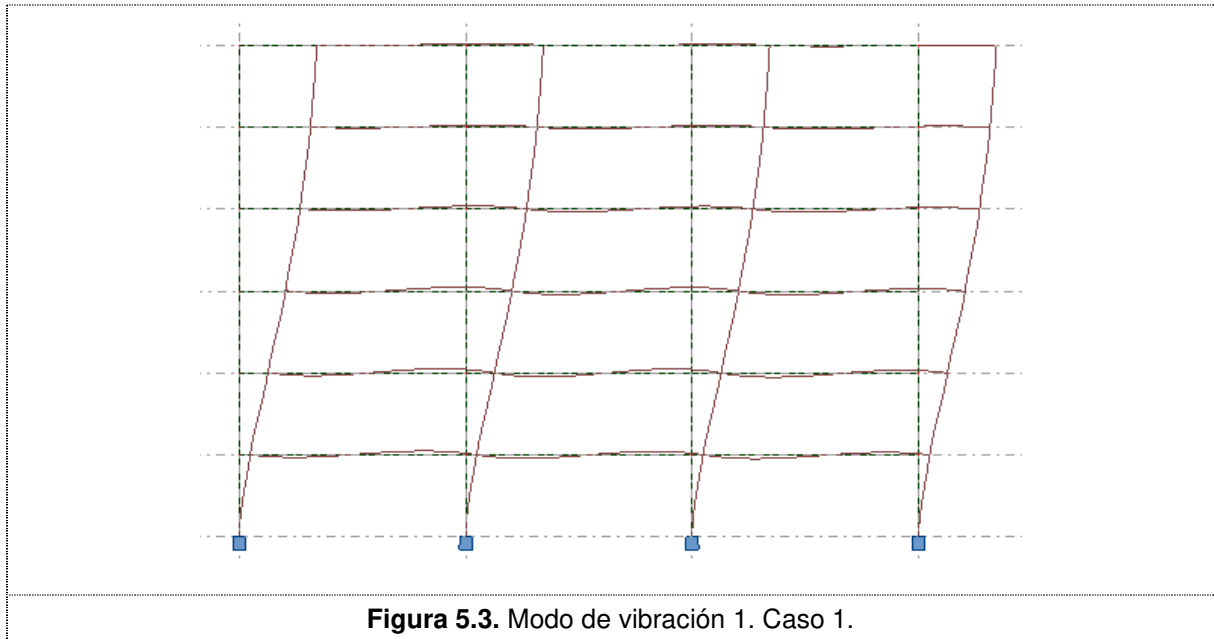
Tal y como se ha comentado anteriormente para realizar un análisis pushover con Robot es necesario generar, en primer lugar, un análisis modal. La masa sísmica se obtiene a partir de la combinación $G + 0,15Q = 35,42 \text{ kN/m}$.

Los resultados para los 10 primeros modos son:

Tabla 5.2. Modos de vibración. Caso 1.

Modo	Periodo (s)	Masa participante en X (%)	Masa participante acumulada en X (%)
1	1,07	81,38	81,38
2	0,34	10,29	91,68
3	0,19	4,22	95,90
4	0,12	2,29	98,18
5	0,09	0,00	98,18
6	0,09	0,00	98,19
7	0,09	1,24	99,43
8	0,07	0,44	99,86
9	0,07	0,00	99,86
10	0,07	0,00	99,86

Los dos primeros modos son los más significativos. En las Figura 5.3 y 5.4 se muestra su forma modal.



5.6.2 Rótulas no lineales

Los modelos de rótulas plásticas en las vigas y pilares son los presentados en la sección 4.6.1 del capítulo anterior ya que el dimensionado de vigas y pilares es idéntico. Las rótulas siguen estando colocadas en los extremos de las vigas, en la base del pórtico y en la parte superior de los pilares de la última planta tal y como muestra la Figura 5.5.

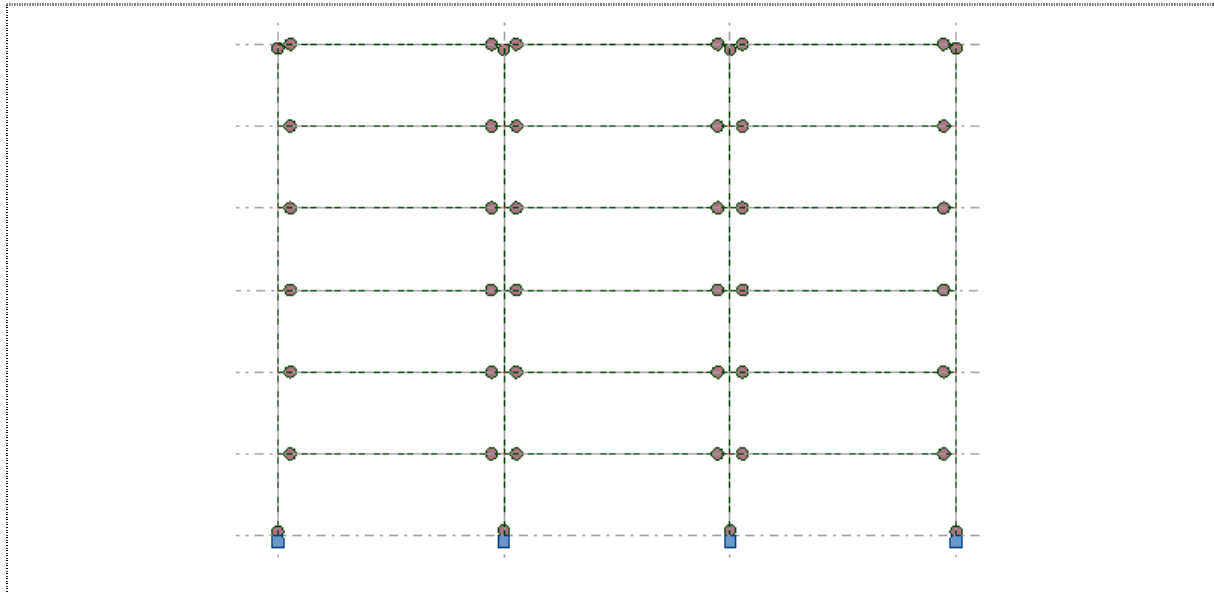


Figura 5.5. Pórtico intermedio con rótulas plásticas para el caso 1.

5.6.3 Análisis pushover

Al igual que en la sección 4.6.3 se calculan los dos patrones de carga lateral según el apartado 4.3.3.4.2.2, EN 1998-1:2004.

- 1) El patrón uniforme utilizado es $F_i = m_i = 85$ kN mostrado en la Figura 5.6.
- 2) El patrón modal utilizado es $F_i = m_i \cdot \phi_i = [11,90 \ 31,45 \ 51,00 \ 67,16 \ 78,21 \ 85,00]$ kN y está representado en la Figura 5.6.

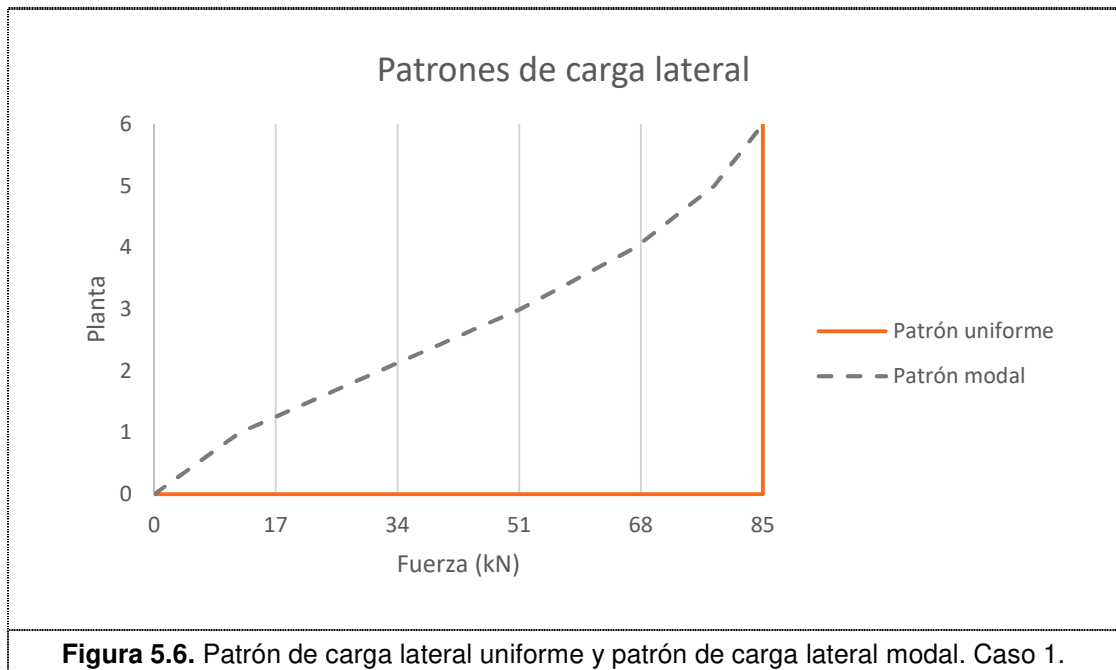


Figura 5.6. Patrón de carga lateral uniforme y patrón de carga lateral modal. Caso 1.

Obtenemos las curvas pushover, $F_b/m - d_n/H$, del pórtico en 2D para ambos patrones (Ver Figuras 5.7 y 5.8).

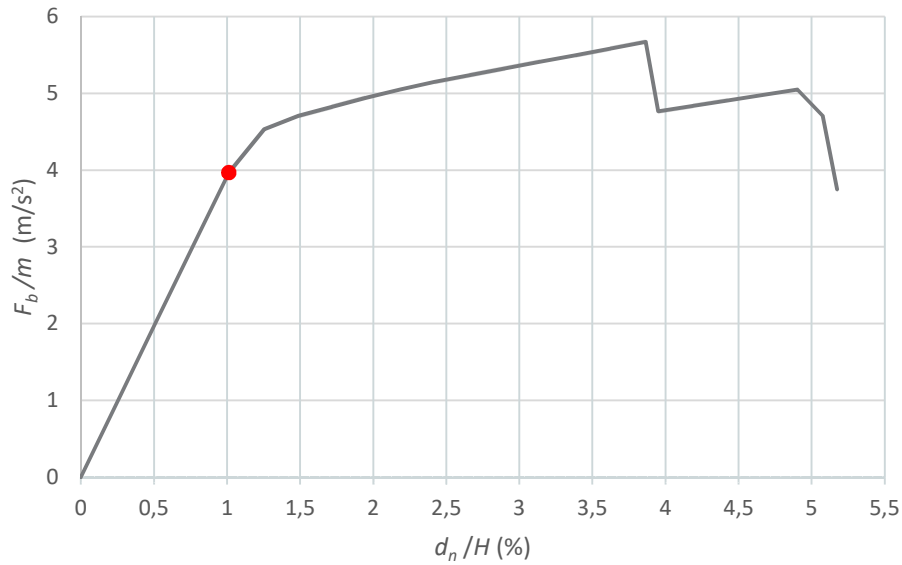


Figura 5.7. Curva pushover para pórtico 2D utilizando patrón de carga uniforme. Caso 1.

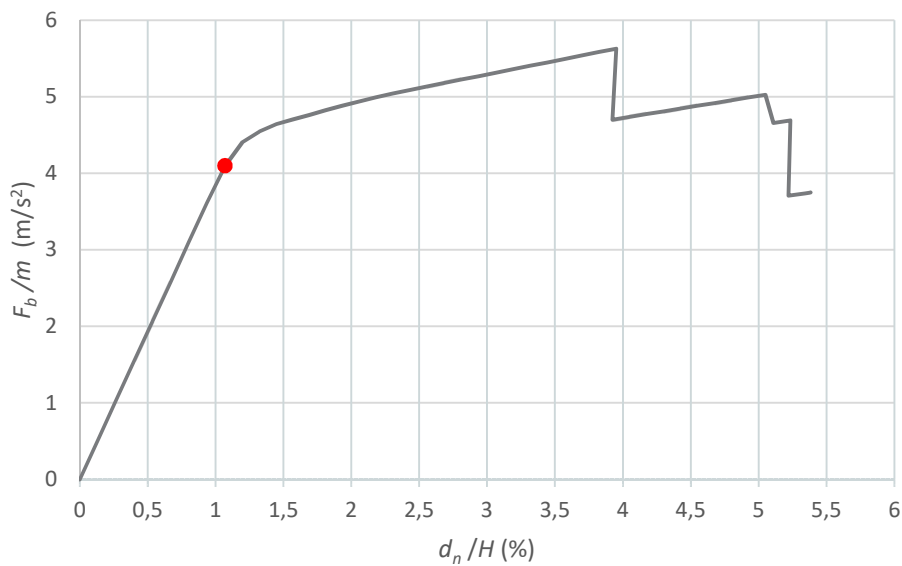


Figura 5.8. Curva pushover para pórtico 2D utilizando patrón de carga modal. Caso 1.

El punto rojo en las gráficas anteriores determina la formación de la primera rótula plástica, ya que se produce un cambio en la pendiente (rigidez) de la gráfica.

5.6.3.1 Cálculo del desplazamiento objetivo

El procedimiento para obtener el desplazamiento objetivo se ha realizado detalladamente en la sección 4.6.3.1 siguiendo los pasos marcados por el Anexo B del código EN 1998-1:2004. A continuación, de manera más simplificada se calculará este desplazamiento para la situación sísmica descrita en la sección 5.4.

- Factores m^* y Γ : $m^* = 324700 \text{ kg}$; $\Gamma = 1,28$.

Se obtiene la curva del sistema equivalente de 1 gdl, $F^* - d^*$, a partir de la curva calculada con el patrón modal.

- Idealización elastoplástica perfecta de la curva anterior (Ver Figura 5.9). De esta manera, quedan definidos $F_y^* = 2004 \text{ kN}$ y $d_y^* = 177 \text{ mm}$.

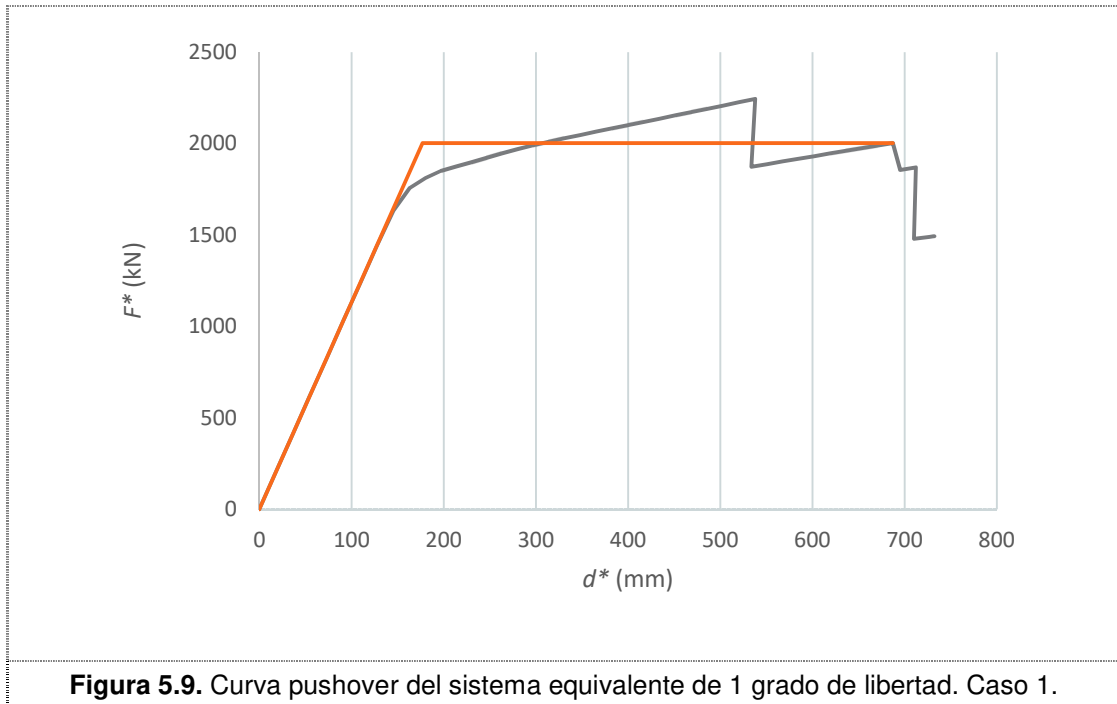


Figura 5.9. Curva pushover del sistema equivalente de 1 grado de libertad. Caso 1.

- Cálculo del periodo fundamental del sistema equivalente de 1 gdl aplicando. El periodo es $T^* = 1,06 \text{ s}$.
- Obtener la ordenada del espectro elástico para el periodo, T^* , utilizando $a_g = 2,04 \text{ m/s}^2$ para tener en cuenta el efecto de la rotación; como $T_c < T^* < T_D$ entonces, $S_e(T^*) = 2,5 a_g S T_c/T = 2,87 \text{ m/s}^2$.
- Cálculo del desplazamiento elástico en el sistema equivalente. Se tiene que $d_{et}^* = 83 \text{ mm}$.
- Cálculo del desplazamiento inelástico para el sistema de 1 gdl; para $T^* > T_c$ es $d_{et}^* = d_{et}^* = 83 \text{ mm}$.
- El desplazamiento en el sistema inicial se calcula como $d_t = \Gamma d_t^* = 106 \text{ mm}$ y es el desplazamiento objetivo buscado.

Por último, con este desplazamiento objetivo entramos a la curva pushover de la Figura 5.8 y obtenemos el cortante basal para el cual se debe diseñar la estructura. En este caso $F_b = 1193,8 \text{ kN}$.

Para el desplazamiento objetivo calculado se muestran en las Figuras 5.10 a 5.13 los diagramas de esfuerzos y desplazamientos.

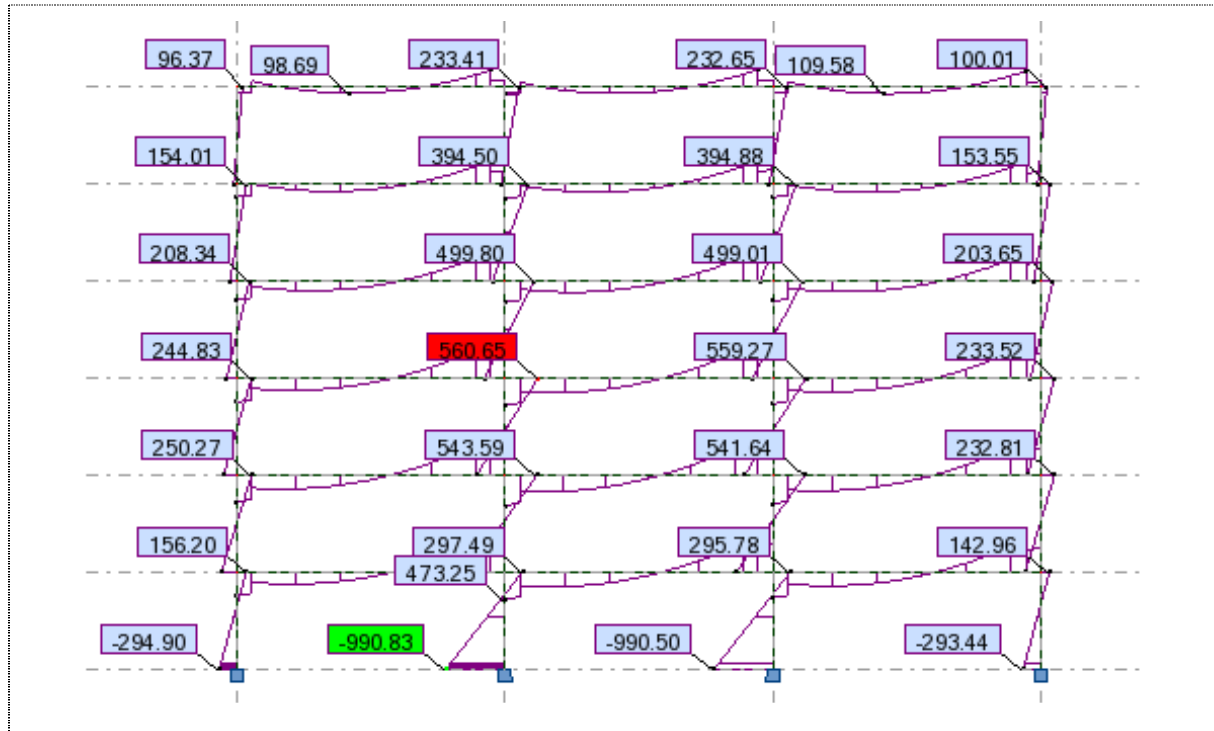


Figura 5.10. Momentos en un pórtico mediante el análisis pushover. Caso 1.

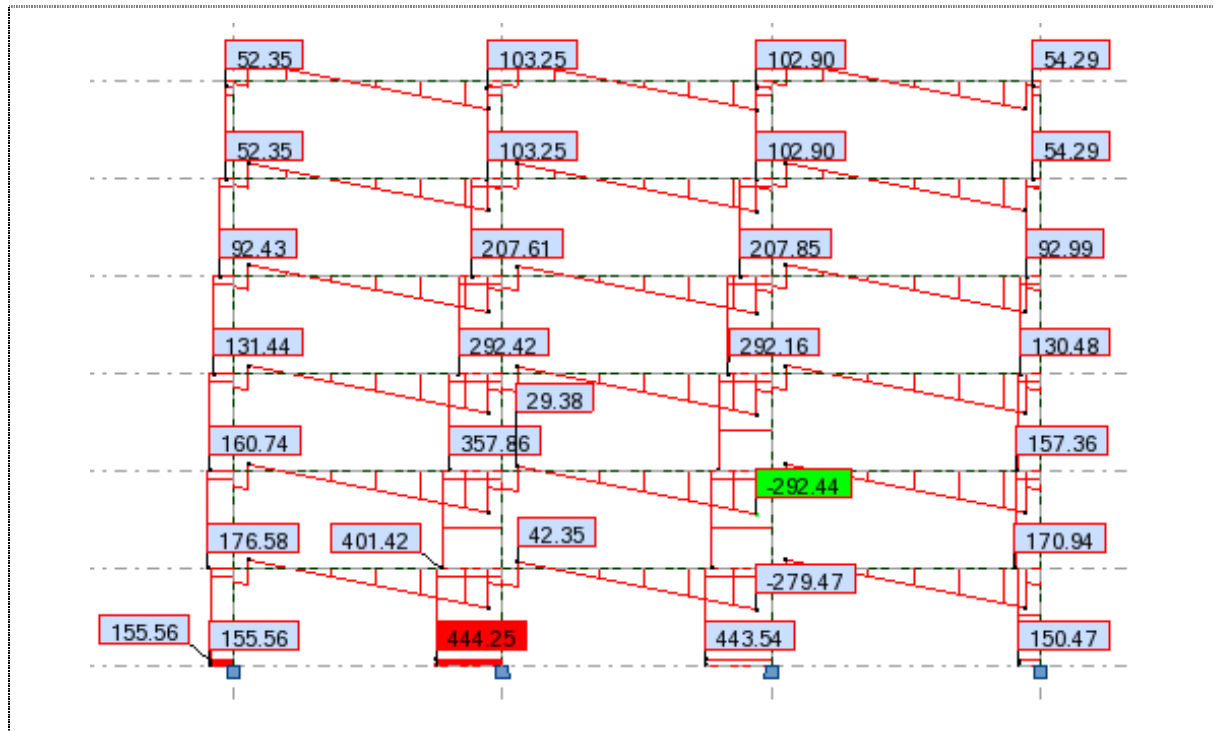


Figura 5.11. Esfuerzos cortantes en un pórtico el mediante el análisis pushover. Caso 1.

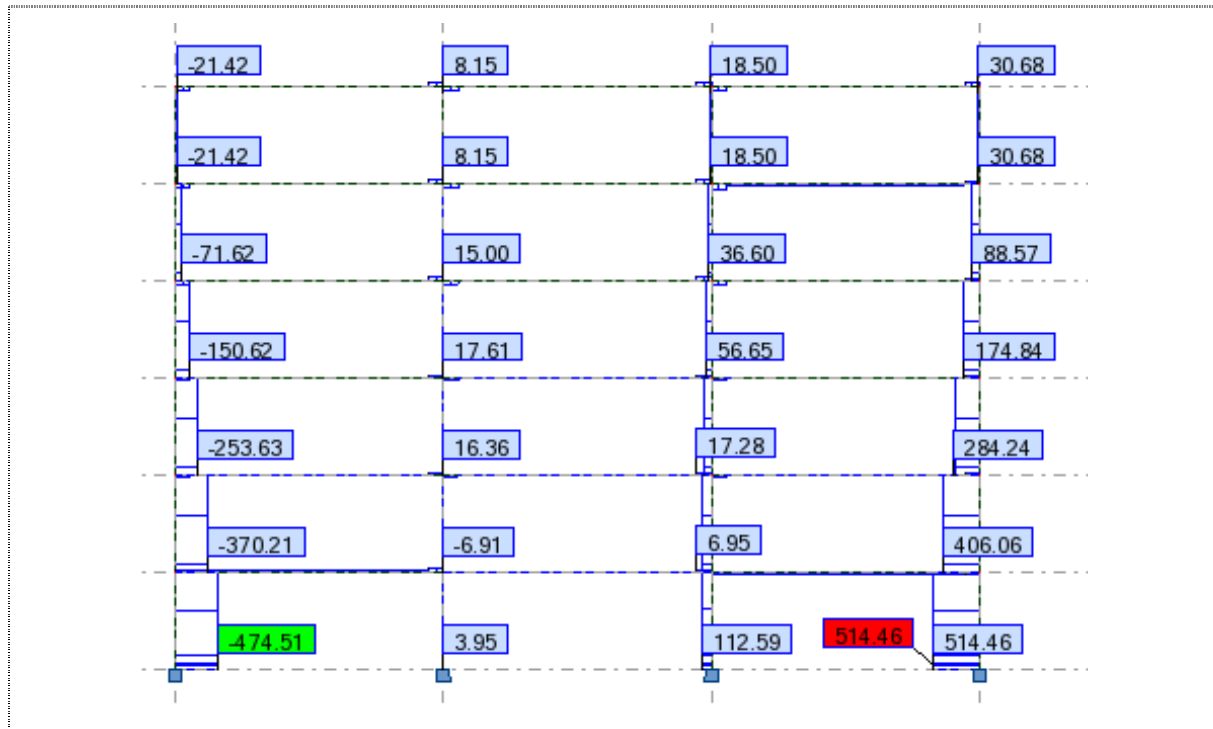


Figura 5.12. Esfuerzos axiales en un pórtico mediante el análisis pushover. Caso 1.

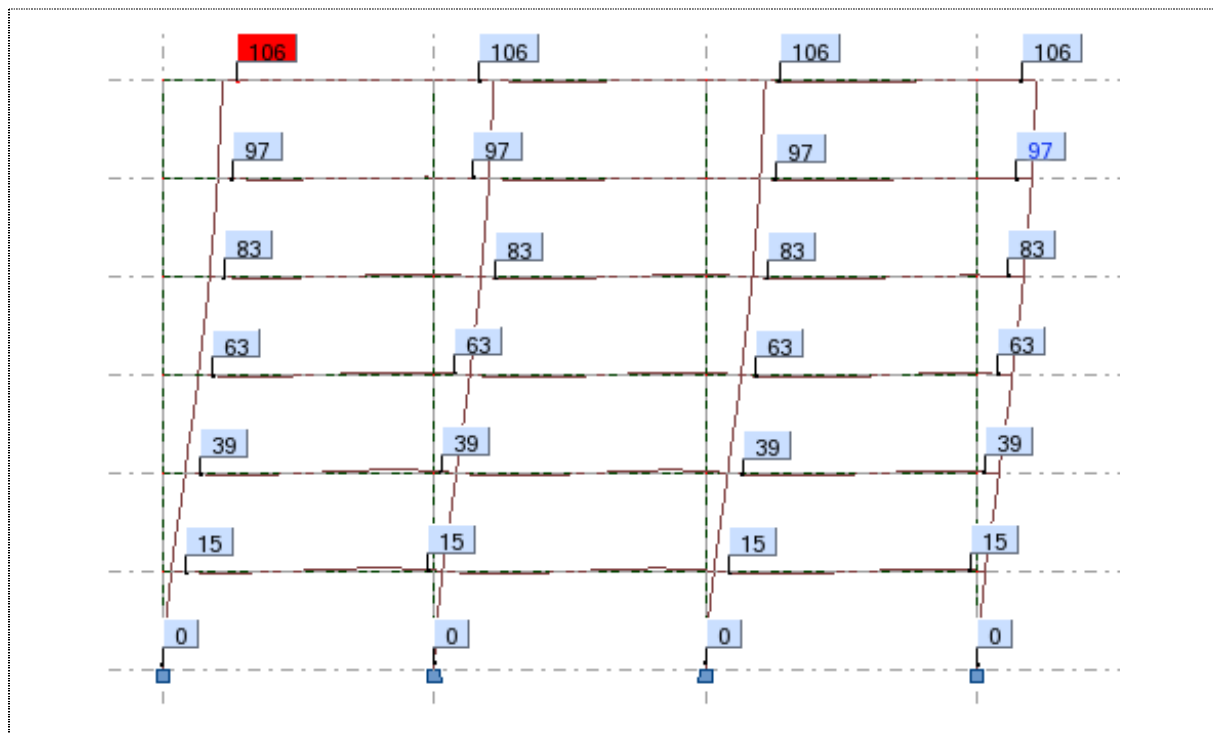


Figura 5.13. Desplazamientos en plantas para un pórtico mediante el análisis pushover. Caso 1.

5.6.4 Cálculo de los factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento

Siguiendo los pasos de la sección 4.6.4 se obtienen el factor de sobrerresistencia, α_u/α_1 , ductilidad, α_e/α_u , y comportamiento, q , para ambos patrones de carga: uniforme y modal. Estos aparecen representados en las Figuras 5.14 y 5.15, respectivamente.

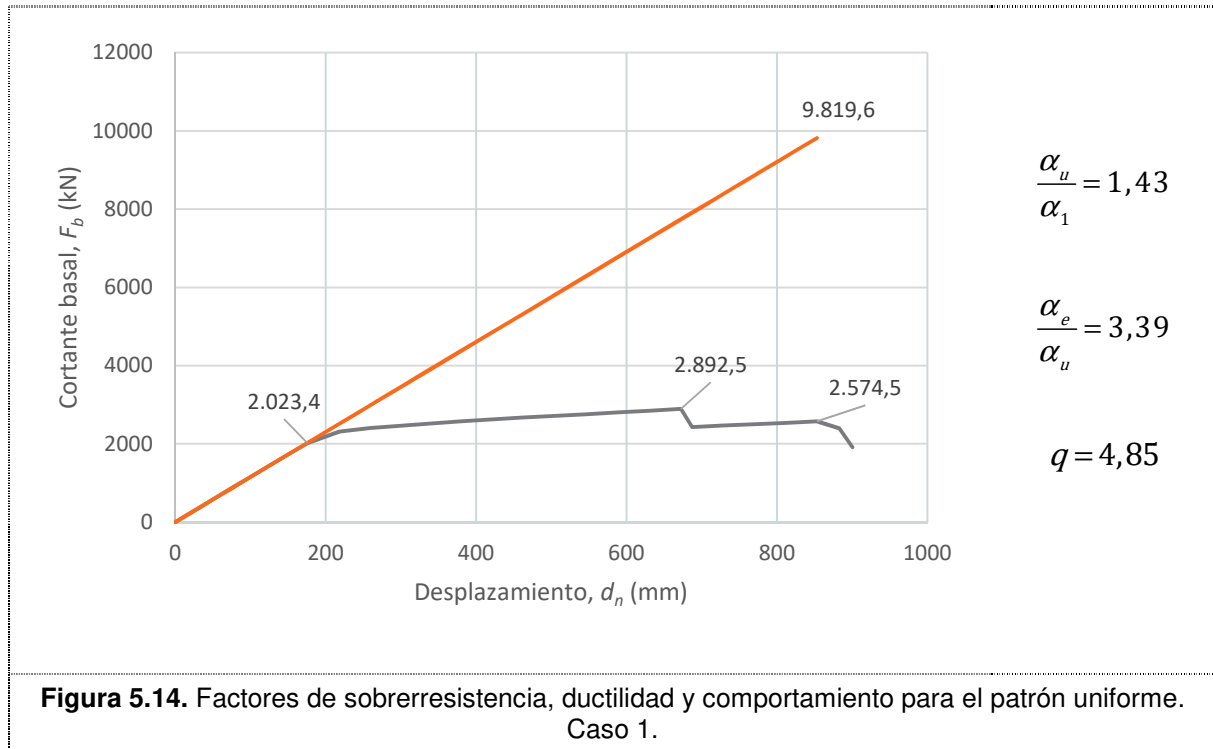


Figura 5.14. Factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento para el patrón uniforme. Caso 1.

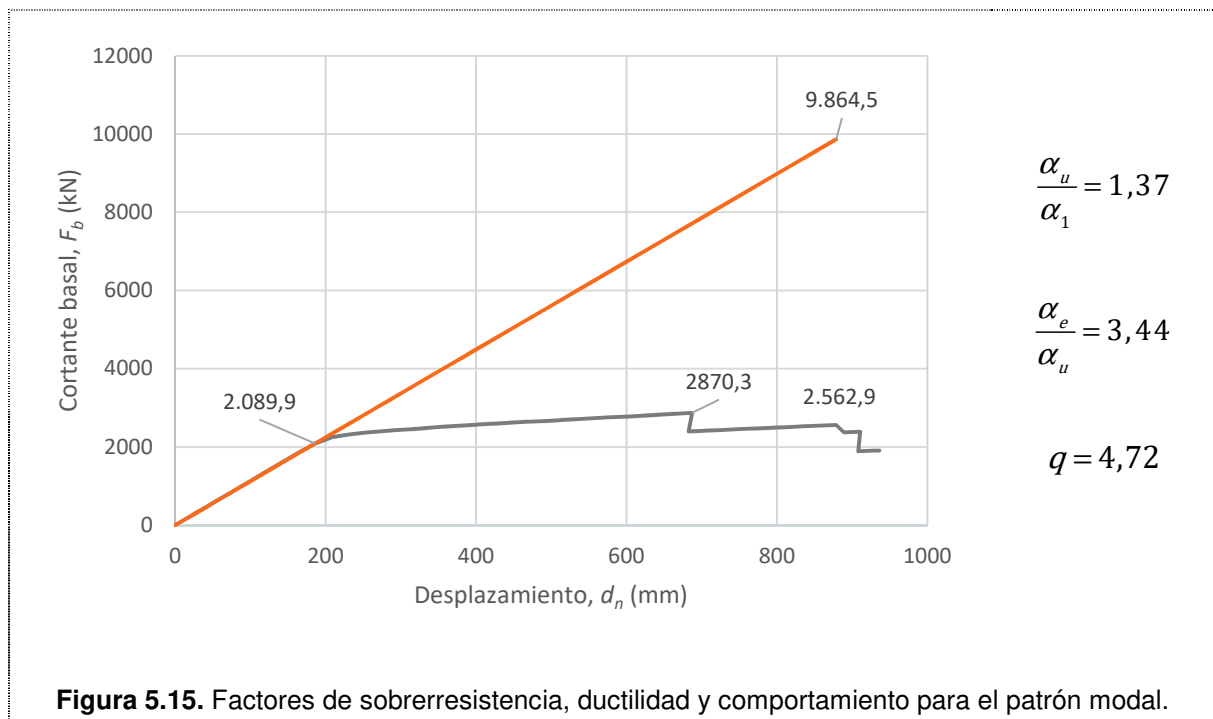


Figura 5.15. Factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento para el patrón modal.

5.6.5 Mecanismo plástico

En las Figuras 5.16 y 5.17 se muestra la secuencia de formación de las rótulas para los patrones de carga lateral uniforme y modal.

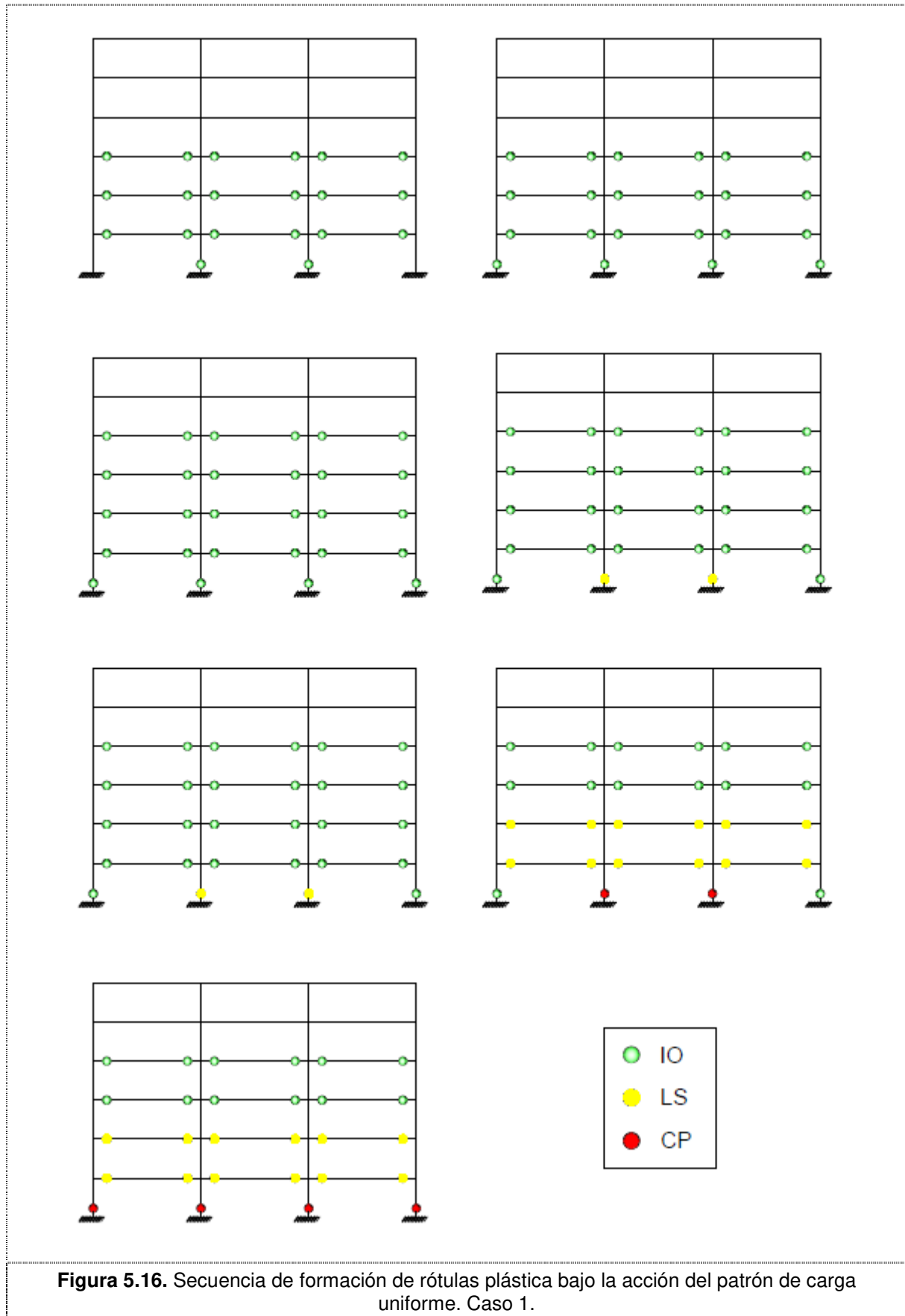
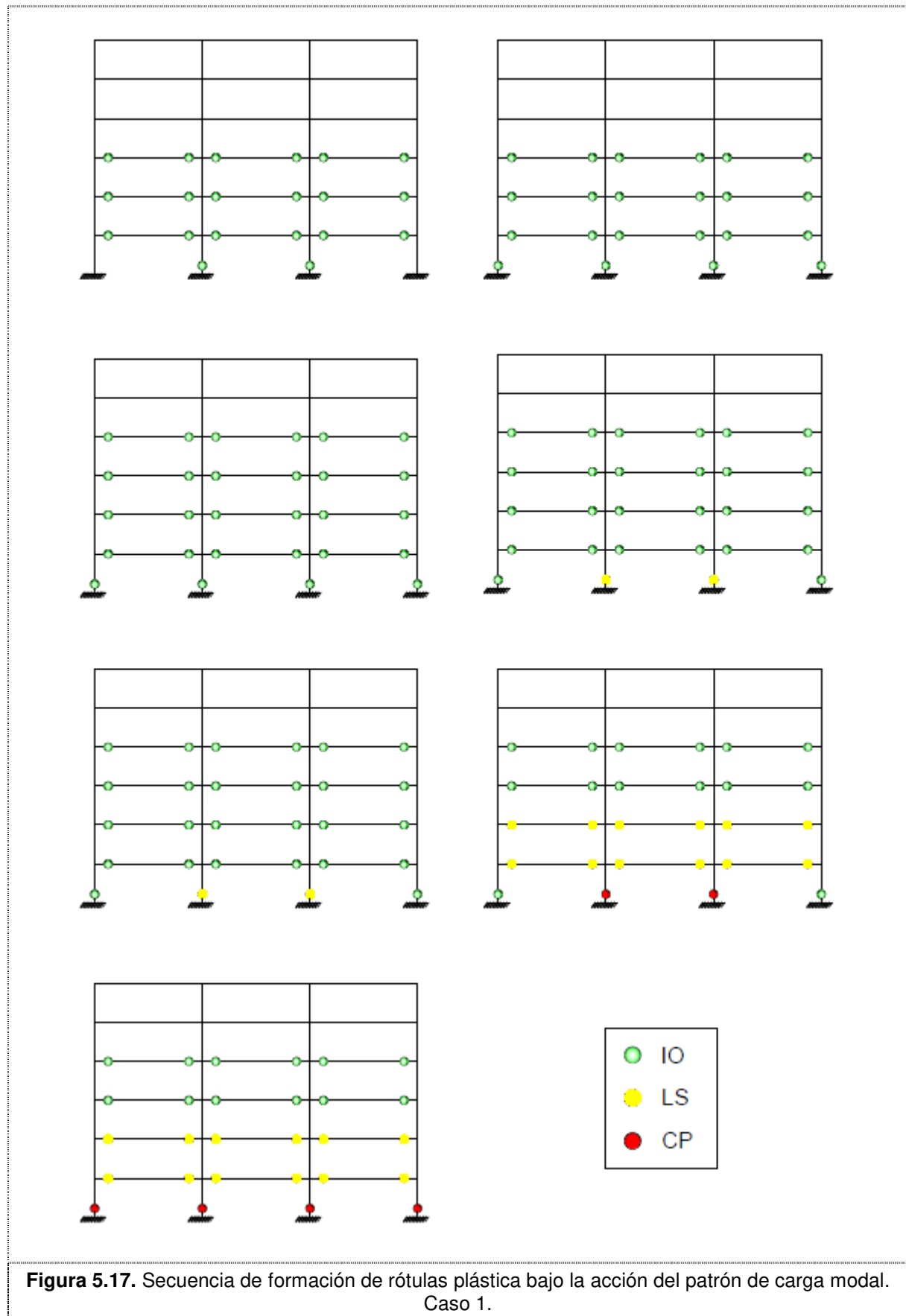


Figura 5.16. Secuencia de formación de rótulas plástica bajo la acción del patrón de carga uniforme. Caso 1.



Como se ha comentado en el capítulo anterior, la secuencia de plastificación coincide para ambos patrones de carga y el mecanismo plástico que conduce al colapso global de la estructura comienza, primeramente, por los extremos de las vigas de las plantas inferiores y los pilares centrales sobrepasando el límite Ocupación Inmediata (IO); tras esto, las vigas de plantas superiores sobrepasan el límite IO, al igual que los pilares exteriores. A continuación, los pilares interiores y las vigas de las plantas bajas superan el límite de Seguridad de Vida (LS). Por último, los pilares interiores y exteriores exceden el límite de Prevección por Colapso (CP), lo cual conduce a un inminente colapso global de la estructura por fallo en la base del pórtico.

5.7 ANÁLISIS DEL CASO 2: ARRIOSTRAMIENTOS CENTRADOS DIAGONALES

5.7.1 Análisis modal

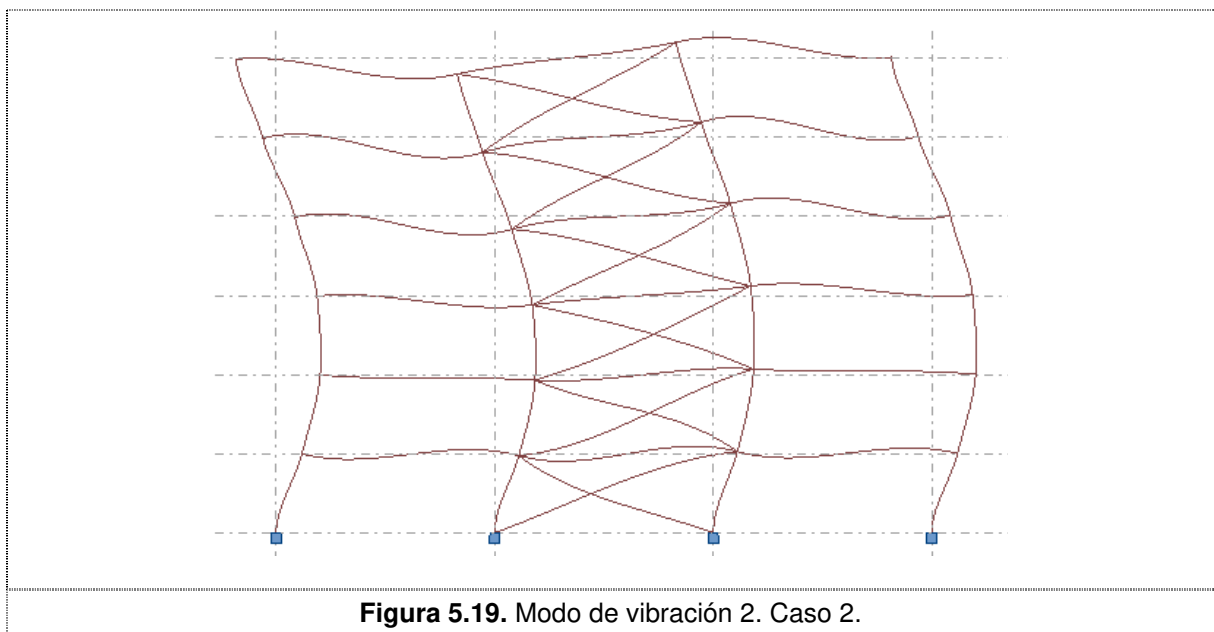
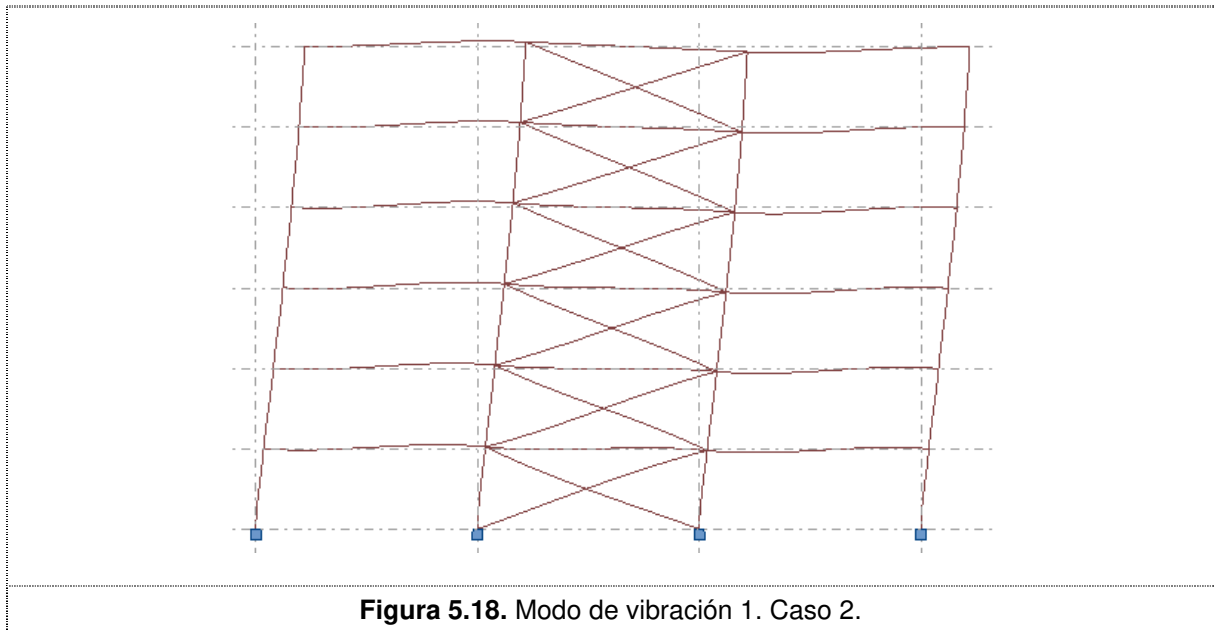
Para el análisis modal se utilizan en este caso la carga distribuida $G + 0,15Q = 35,04$ kN/m, la cual se utiliza como masa sísmica. Se recuerda que en este caso y en el siguiente la masa es un 1,1% inferior a la del caso 1.

Los resultados para los 10 primeros modos son:

Tabla 5.3. Modos de vibración. Caso 2.

Modo	Periodo (s)	Masa participante en X (%)	Masa participante acumulada en X (%)
1	0,67	83,04	83,04
2	0,22	10,48	93,52
3	0,13	3,31	96,83
4	0,10	1,63	98,46
5	0,09	0,00	98,46
6	0,09	0,03	98,48
7	0,07	0,86	99,35
8	0,07	0,00	99,35
9	0,07	0,05	99,39
10	0,07	0,00	99,39

Los dos primeros modos son los más significativos. En las Figura 5.18 y 5.19 se muestra su forma modal.



5.7.2 Rótulas no lineales

Además de las rótulas colocadas en los extremos de las vigas, en la base del pórtico y en la parte superior de los pilares de la última planta, se colocan también en los arriostramientos. Los modelos de rótulas plásticas en las vigas y pilares son diferentes a los del caso 1. En las Figuras 5.20 a 5.22 se muestran estos modelos para las nuevas secciones utilizadas.

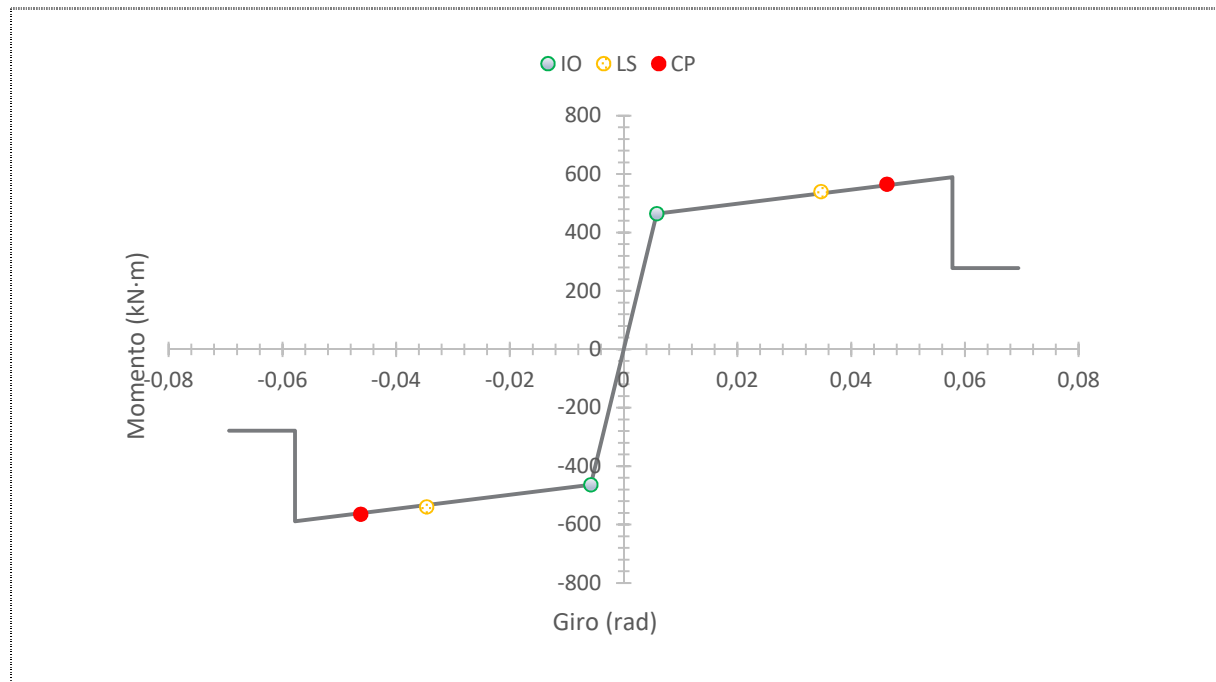


Figura 5.20. Modelo de rótula plástica para viga IPE 400.

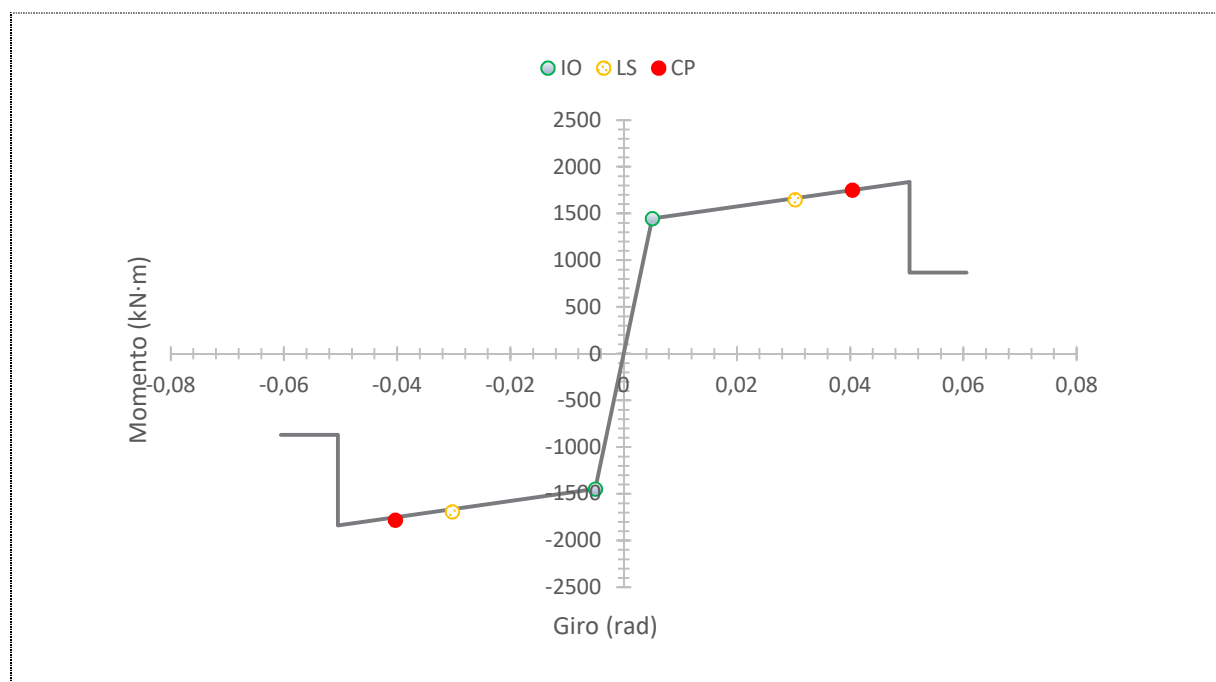


Figura 5.21. Modelo de rótula plástica para pilar interior HEM 300.

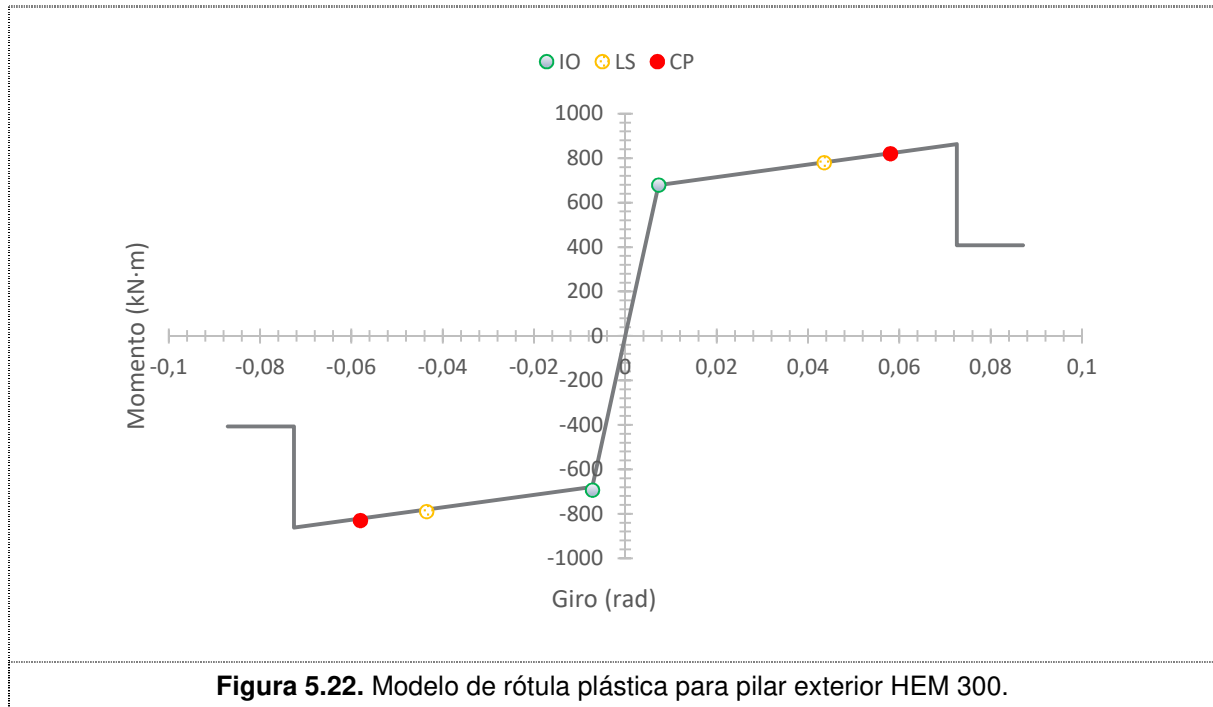


Figura 5.22. Modelo de rótula plástica para pilar exterior HEM 300.

En los arriostramientos, el mecanismo de formación de la rótula es debido a los esfuerzos axiales (compresión y tracción) y no a los momentos flectores como ocurre en vigas y pilares. La rótula puede localizarse en cualquier punto a lo largo del elemento pues el esfuerzo longitudinal es constante. El modelo estándar esfuerzo - deformación para describir el comportamiento de las rótulas plásticas se presentó en la Figura 4.28. Para los arriostramientos en tracción y compresión a, b y c se obtienen también de la tabla 5.6, FEMA 356. En la Figura 5.23 se representa el modelo de rótula plástica para los arriostramientos HEA 120.

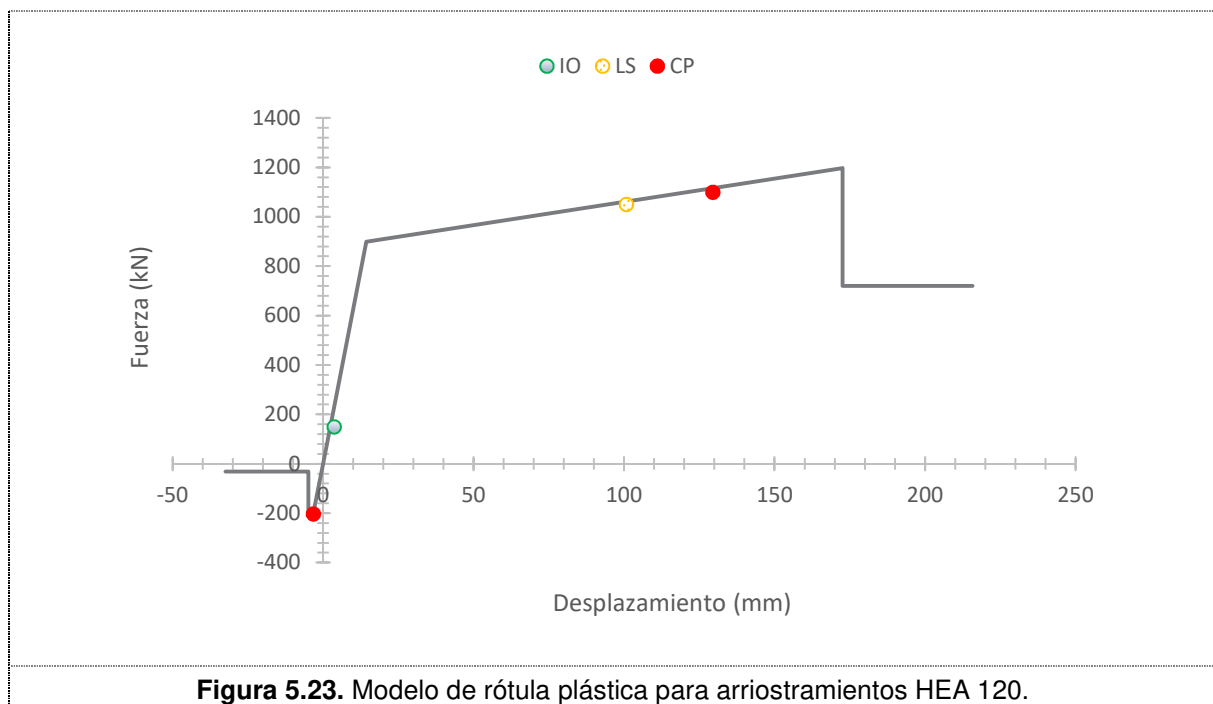
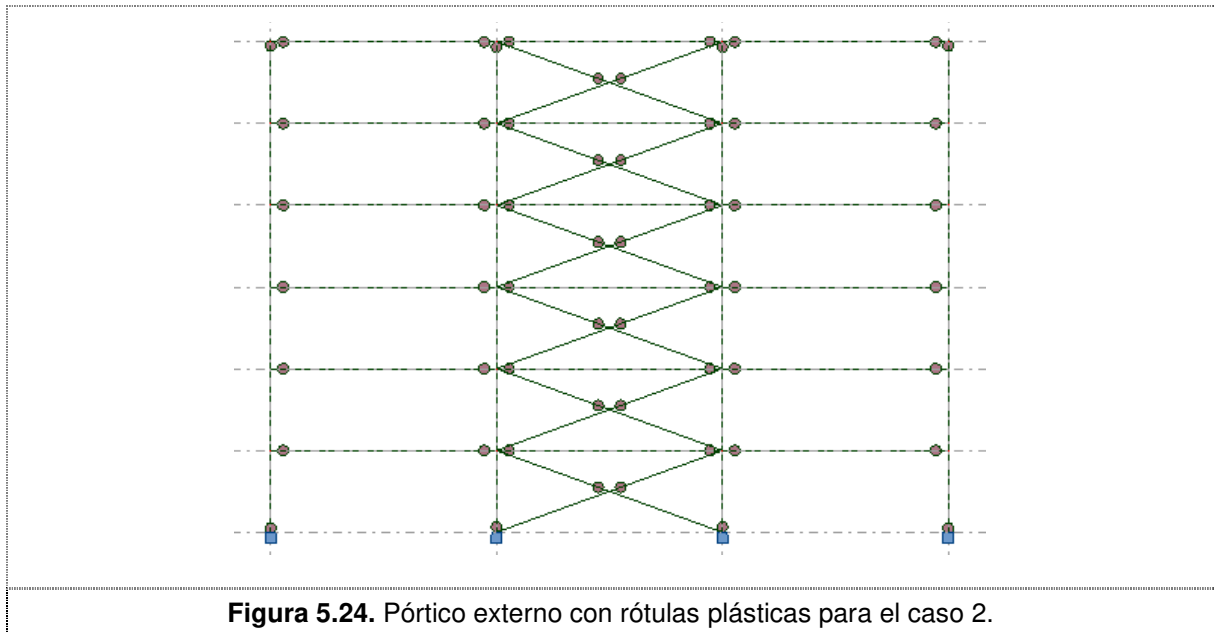


Figura 5.23. Modelo de rótula plástica para arriostramientos HEA 120.

Siguiendo el criterio de FEMA 356, en los arriostramientos a tracción el límite del estado de Ocupación Inmediata (IO) no coincide con la plastificación de la sección, sino que comienza para un desplazamiento 0,25 veces el de fluencia, Δ_t . Otra característica importante del modelo de rótula por esfuerzo axial en los arriostramientos es que tras el pandeo, la resistencia cae súbitamente un 80%.

Al igual que en el capítulo anterior, para evitar una pérdida de rigidez global en la estructura los modelos de rótulas anteriores también han sido introducidos en Robot con un comportamiento rígido-plástico.

En la Figura 5.24 se aprecia la localización de las rótulas plásticas en cada elemento.



5.7.3 Análisis pushover

Los patrones de carga lateral que se deben aplicar según el apartado 4.3.3.4.2.2, EN 1998-1:2004 son:

- 1) El patrón uniforme utilizado es $F_i = m_i = 84,09$ kN mostrado en la Figura 5.25.
- 2) El patrón modal utilizado es $F_i = m_i \cdot \phi_i = [14,30 \ 33,64 \ 51,30 \ 65,59 \ 77,37 \ 84,09]$ kN y está representado en la Figura 5.25.

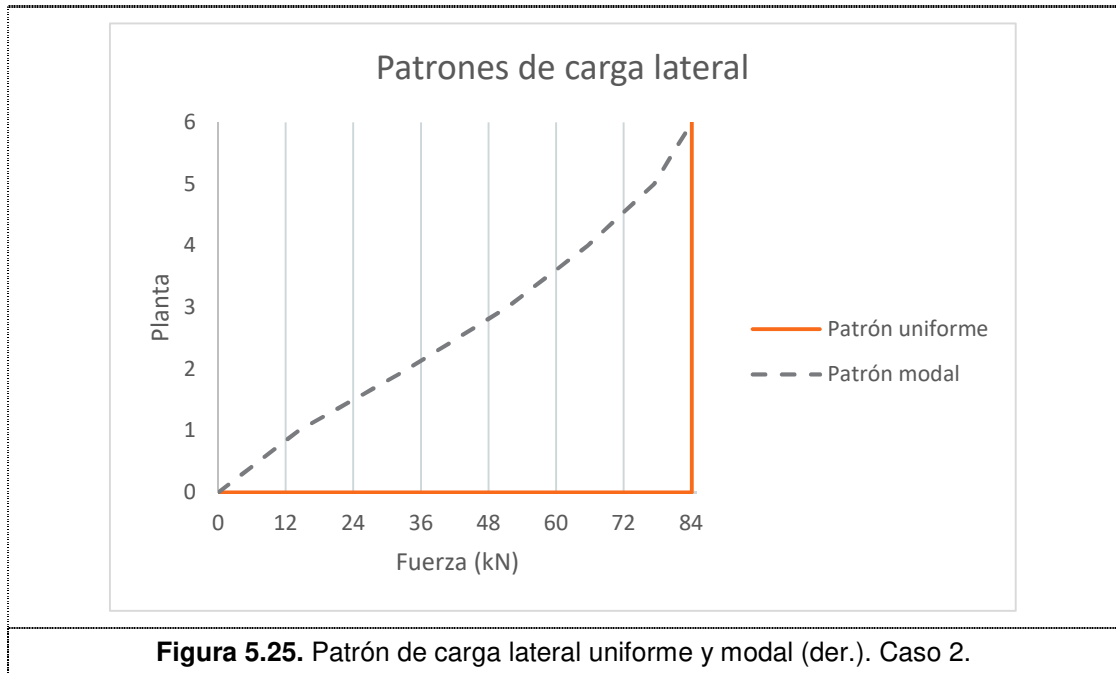


Figura 5.25. Patrón de carga lateral uniforme y modal (der.). Caso 2.

Obtenemos las curvas pushover, $F_b/m - d_n/H$, del pórtico en 2D para ambos patrones (Ver Figuras 5.26 y 5.27).

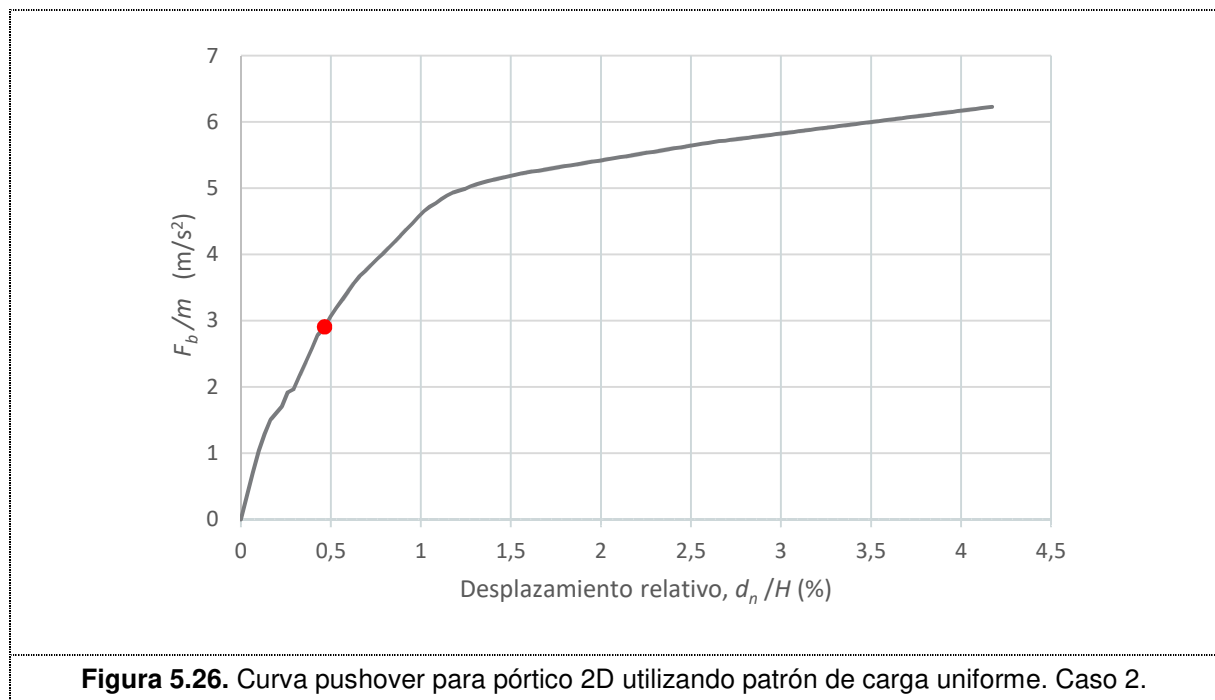


Figura 5.26. Curva pushover para pórtico 2D utilizando patrón de carga uniforme. Caso 2.

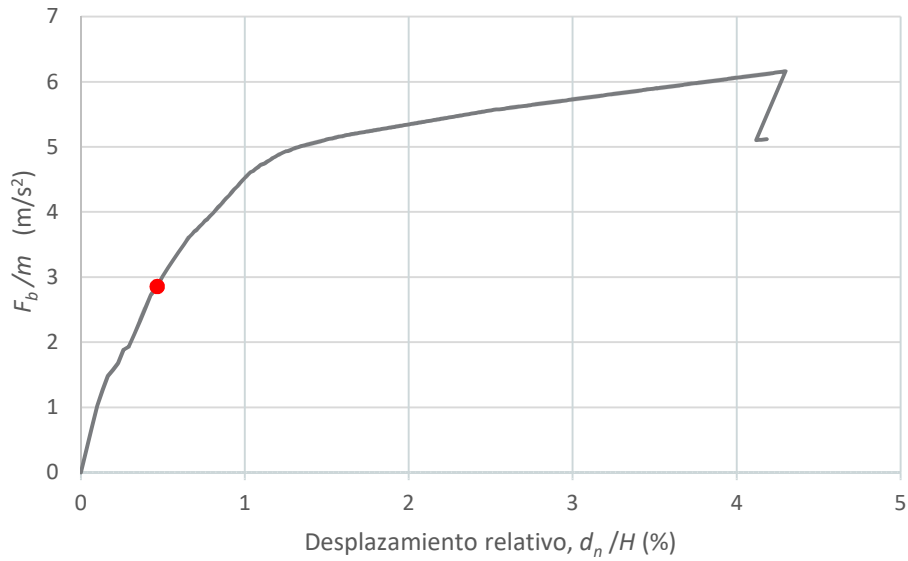


Figura 5.27. Curva pushover para pórtico 2D utilizando patrón de carga modal. Caso 2.

El punto rojo en las gráficas anteriores determina la formación de la primera rótula plástica, ya que se produce un cambio en la pendiente (rigidez) de la gráfica. La pérdida de rigidez antes de alcanzar este punto es causada por el pandeo de los arriostramientos.

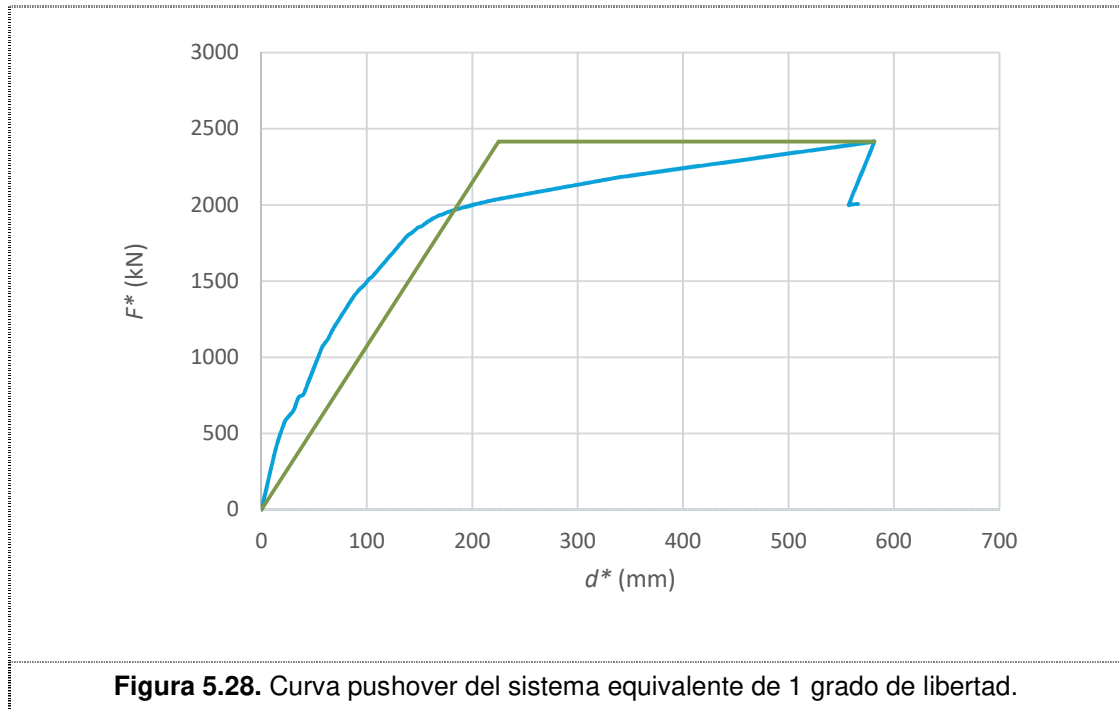
5.7.3.1 Cálculo del desplazamiento objetivo

De forma breve, los pasos a seguir para calcular el desplazamiento objetivo son:

1. Obtener los factores m^* y Γ : $m^* = 326281 \text{ kg}$; $\Gamma = 1,29$.

Se obtiene la curva del sistema equivalente de 1 gdl, $F^* - d^*$, a partir de la curva pushover calculada con el patrón modal.

2. Idealización elastoplástica perfecta de la curva anterior (Ver Figura 5.28). De esta manera, quedan definidos $F_y^* = 2415,6 \text{ kN}$ y $d_y^* = 225 \text{ mm}$.



3. Cálculo del periodo fundamental del sistema equivalente de 1 gdl. El periodo es $T^* = 1,09$ s.
4. Obtener la ordenada del espectro elástico para el periodo, T^* , utilizando $a_g = 2,04 \text{ m/s}^2$ para tener en cuenta el efecto de la rotación; como $T_c < T^* < T_D$ entonces, $S_e(T^*) = 2,5 a_g S$ $T_c/T = 2,89 \text{ m/s}^2$.
5. Cálculo del desplazamiento elástico en el sistema equivalente usando la expresión. Se tiene que $d_{et}^* = 85$ mm.
6. Cálculo del desplazamiento inelástico para el sistema de 1 gdl; para $T^* > T_c$ es $d_t^* = d_{et}^* = 85$ mm.
7. El desplazamiento en el sistema inicial se calcula como $d_t = \Gamma d_t^* = 109$ mm y es el desplazamiento objetivo buscado.

Por último, con este desplazamiento objetivo entramos a la curva pushover de la figura 5.27 y obtenemos el cortante basal para el cual se debe diseñar la estructura. En este caso $F_b = 1758$ kN.

Para el desplazamiento objetivo calculado se muestran en las Figuras 5.29 a 5.32 los diagramas de esfuerzos y desplazamientos.

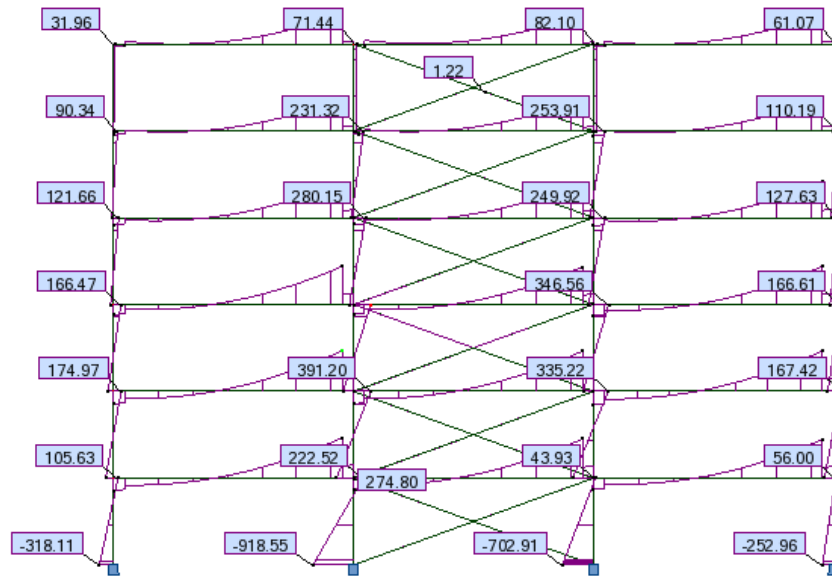


Figura 5.29. Momentos en un pórtico exterior mediante el análisis pushover. Caso 2.

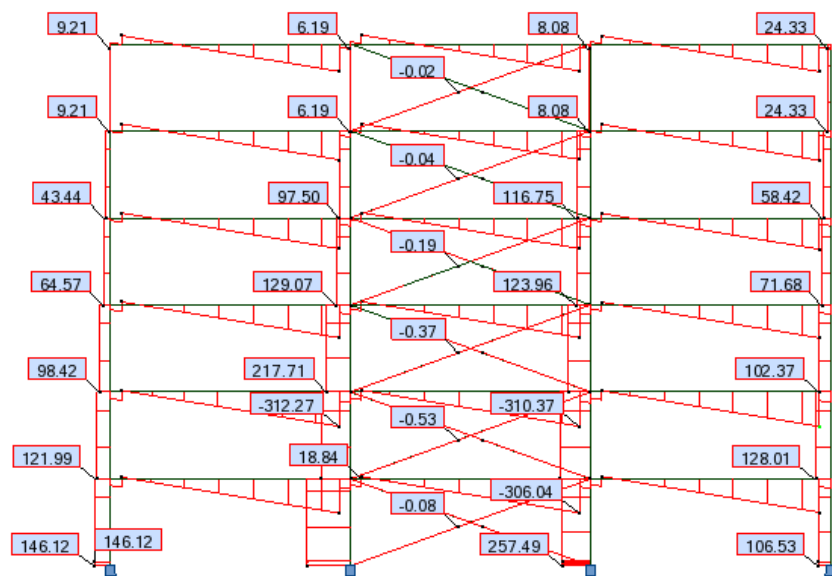


Figura 5.30. Esfuerzos cortantes en un pórtico exterior mediante el análisis pushover. Caso 2.

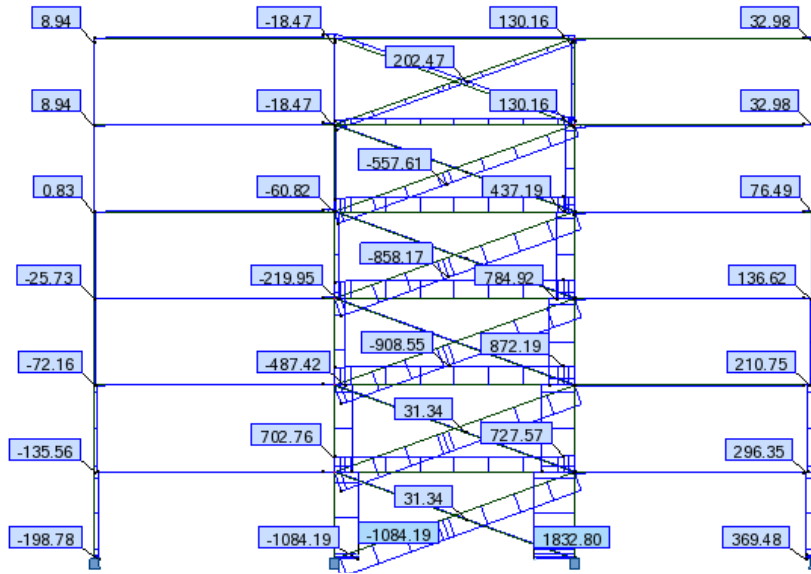


Figura 5.31. Esfuerzos axiales en un pórtico exterior mediante el análisis pushover. Caso 2.

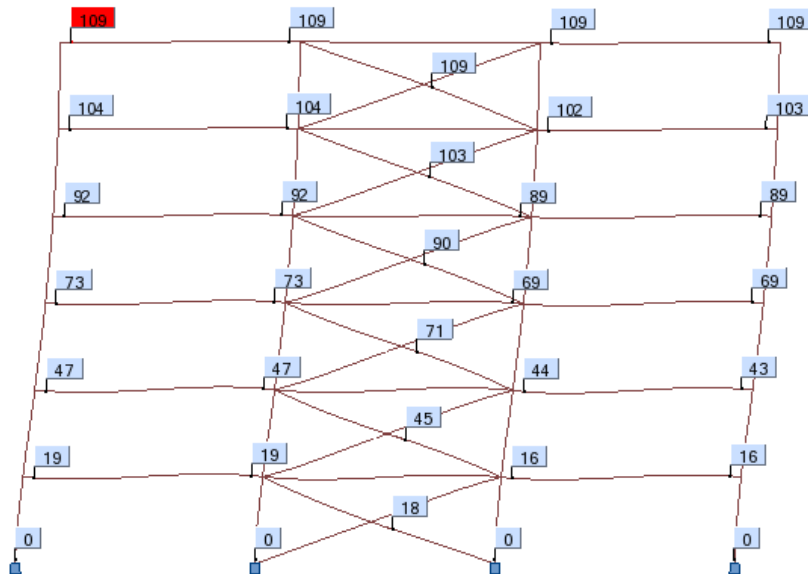
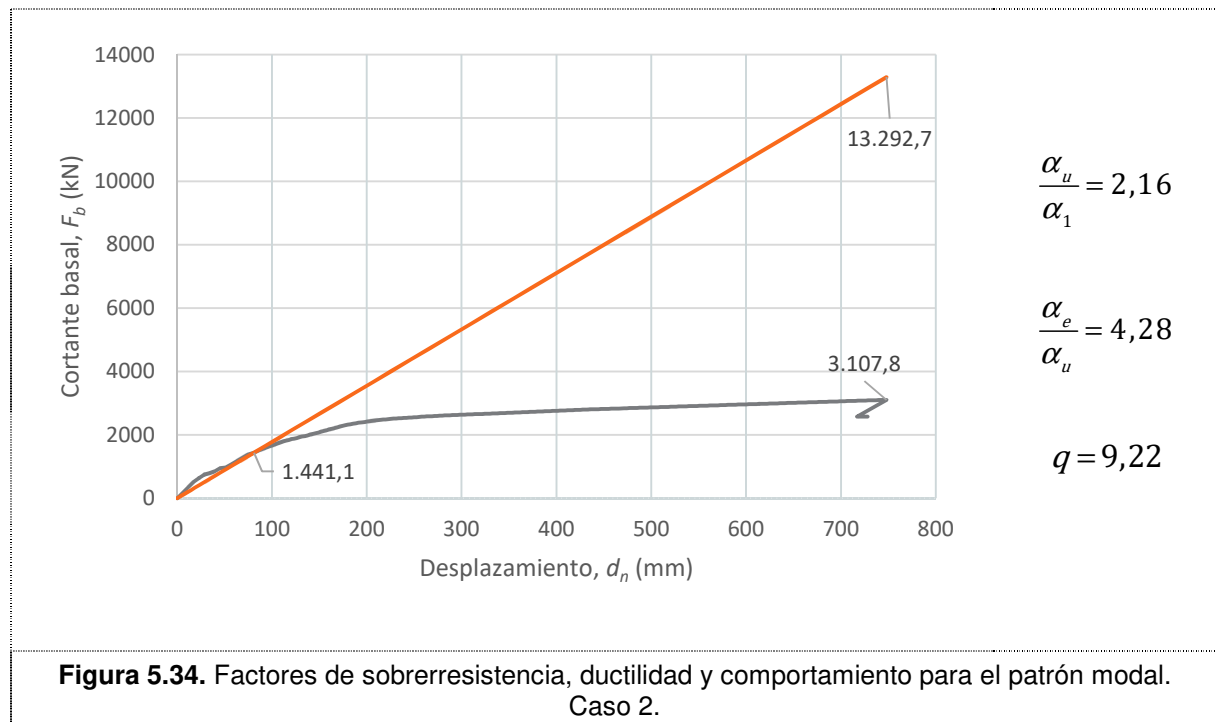
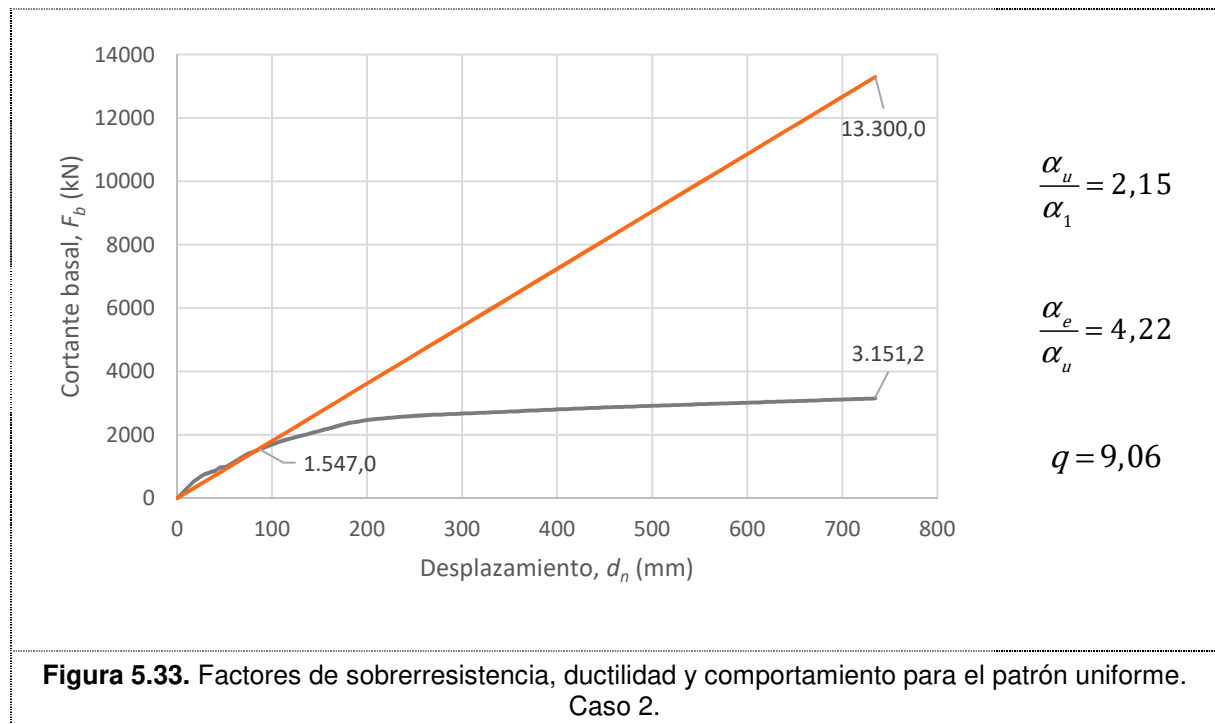


Figura 5.32. Desplazamientos en plantas para un pórtico exterior mediante el análisis pushover. Caso 2.

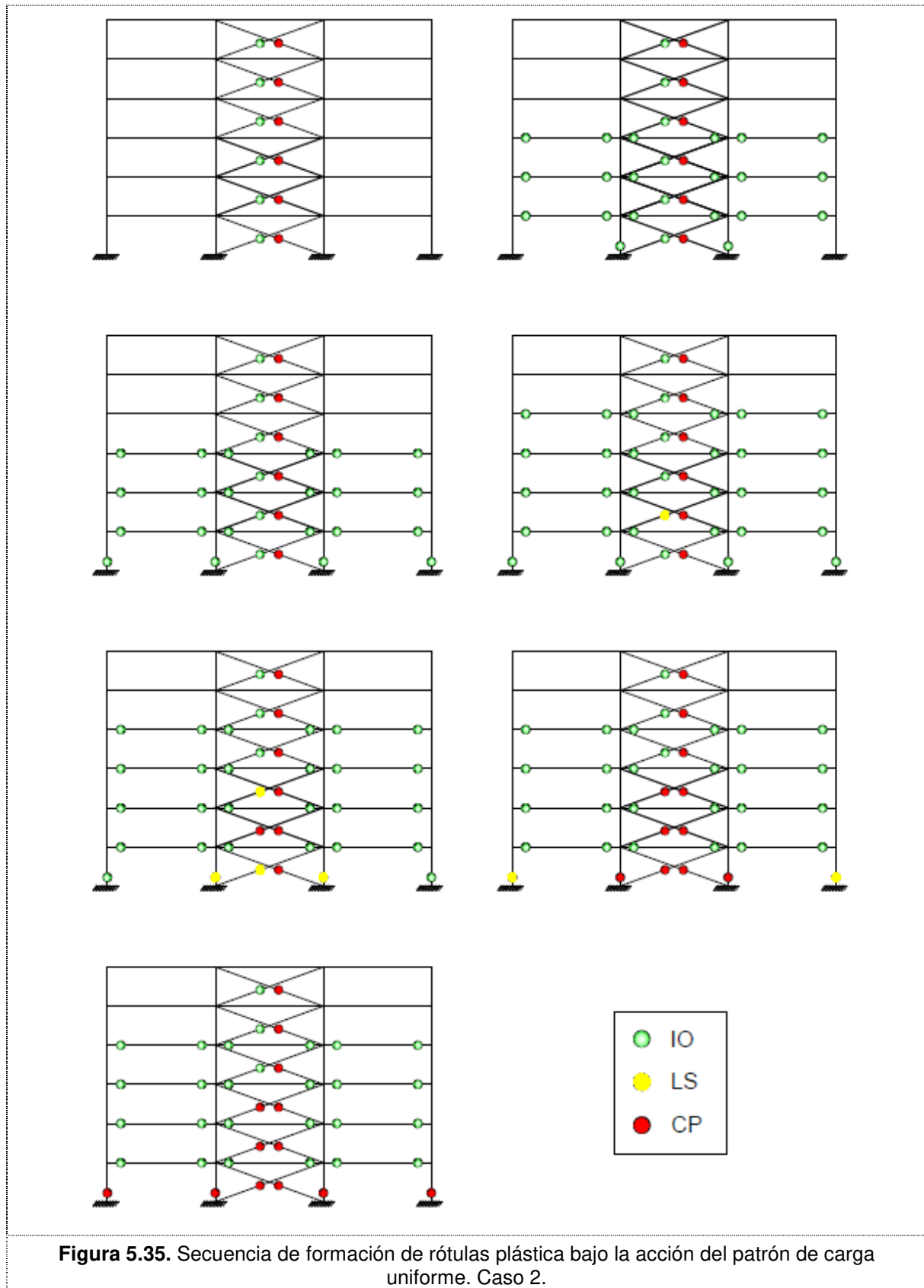
5.7.4 Cálculo de los factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento

Estos aparecen representados para el patrón uniforme y modal en las Figuras 5.33 y 5.34, respectivamente.



5.7.5 Mecanismo plástico

En las Figuras 5.35 y 5.36 se muestra la secuencia de formación de las rótulas para los los patrones de carga lateral uniforme y modal.



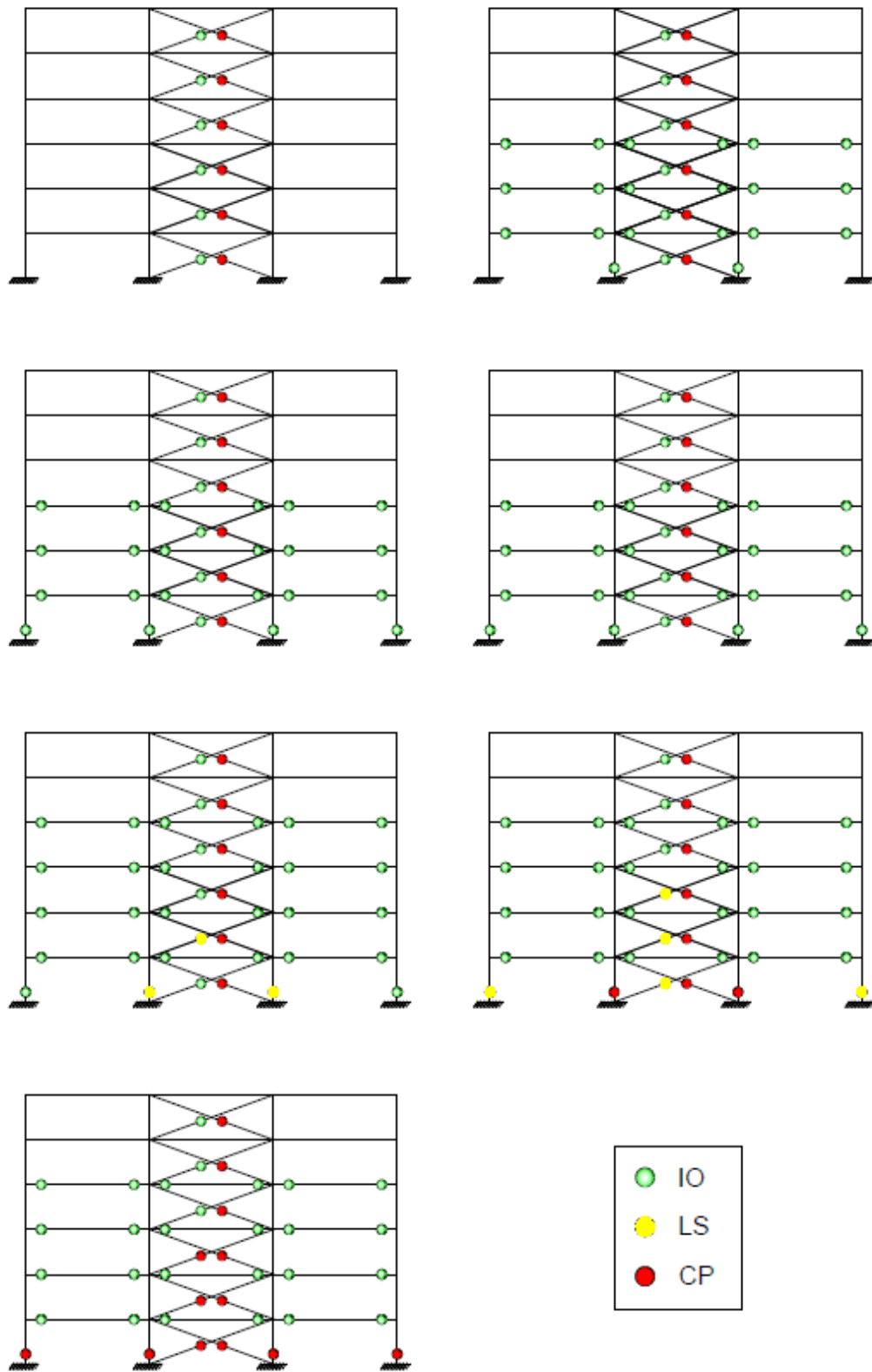


Figura 5.36. Secuencia de formación de rótulas plásticas bajo la acción del patrón de carga modal. Caso 2.

La secuencia de plastificación coincide aunque la formación de algunas rótulas o el cambio entre los estados IO, LS y CP se producen en diferentes iteraciones; esto se debe a que no se realiza el mismo número de incrementos de carga con ambos patrones ni el tamaño del incremento es igual para ambos ya que esto depende del criterio de convergencia del algoritmo.

Se observa un comportamiento idéntico en ambas secuencias. En primer lugar, se produce al mismo tiempo el pandeo de los arriostramientos y el rebase del límite de Ocupación Indemediata (IO) de los arriostramientos a tracción. Comentar que en los arriostramientos, a diferencia de lo que ocurre en vigas y pilares, sobrepasar el límite de IO no supone entrar en zona plástica, ya que por definición en arriostramientos a tracción, el estado límite IO se alcanza a $0,25\Delta_t$ donde Δ_t es el desplazamiento de fluencia según FEMA.

Una vez han pandeado y plastificado los arriostramientos, comienzan a superar el estado IO los extremos de las vigas en las plantas más bajas. Lo mismo ocurre en la base de los pilares interiores y exteriores. Más tarde, los pilares interiores y los arriostramientos en las plantas bajas sobrepasan el límite de Seguridad de Vida (LS). Por último, el colapso de los arriostramientos más solicitados sobrecarga los pilares, los cuales acaban sobrepasando el límite de Prevención por Colapso (CP) y formando un mecanismo plástico que conduce al colapso global de la estructura.

En este caso, a diferencia del caso sin arriostar, en ninguna viga se sobrepasa el límite Seguridad de Vida (LS).

En vista de la secuencia y localización de las rótulas se observa una combinación de los mecanismos resistentes del pórtico a momento junto con la contribución de los arriostramientos, es decir, los arriostramientos disminuyen la sollicitación en las vigas a consta de su deformación plástica.

5.8 ANÁLISIS DEL CASO 3: ARRIOSTRAMIENTOS CENTRADOS EN V

5.8.1 Análisis modal

Al igual que en el resto de casos se genera un análisis modal. Para este caso, como en el anterior, la masa sísmica viene dada por la carga distribuida $G + 0,15Q = 35,04 \text{ kN/m}$.

Los resultados para los 10 primeros modos son:

Tabla 5.4. Modos de vibración. Caso 3.

Modo	Periodo (s)	Masa participante en X (%)	Masa participante acumulada en X (%)
1	0,50	82,16	82,16
2	0,17	11,53	93,69
3	0,10	3,27	96,96
4	0,10	0,00	96,96
5	0,08	1,29	98,25
6	0,08	0,00	98,25
7	0,07	0,00	98,25
8	0,07	0,02	98,27
9	0,07	0,00	98,27
10	0,07	0,00	98,27

Los dos primeros modos son los más significativos. En las Figura 5.37 y 5.38 se muestra su forma modal.

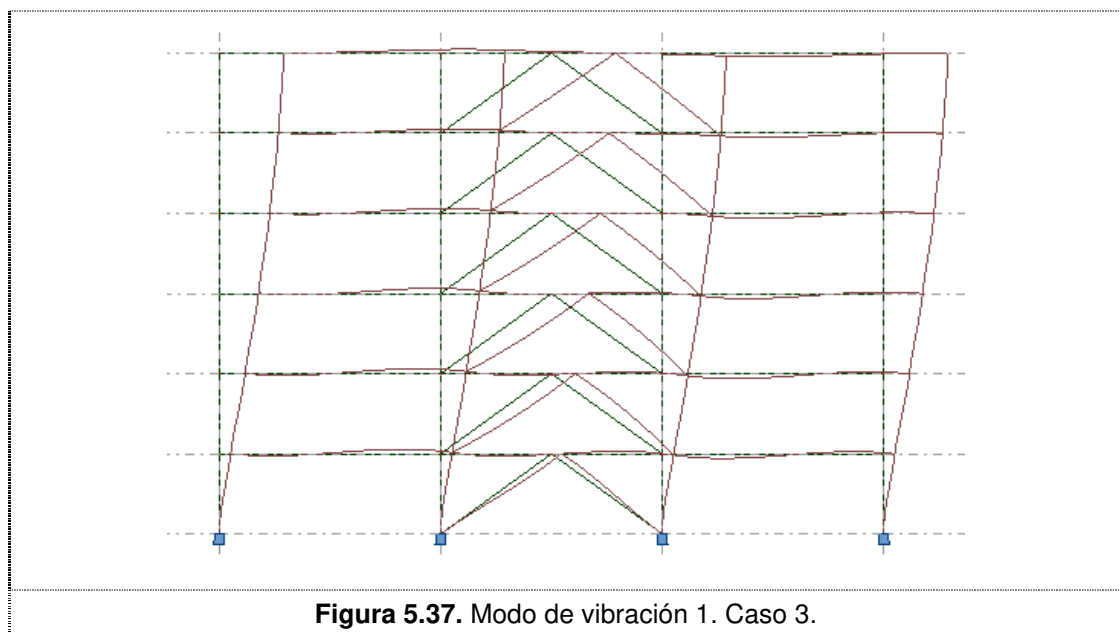


Figura 5.37. Modo de vibración 1. Caso 3.

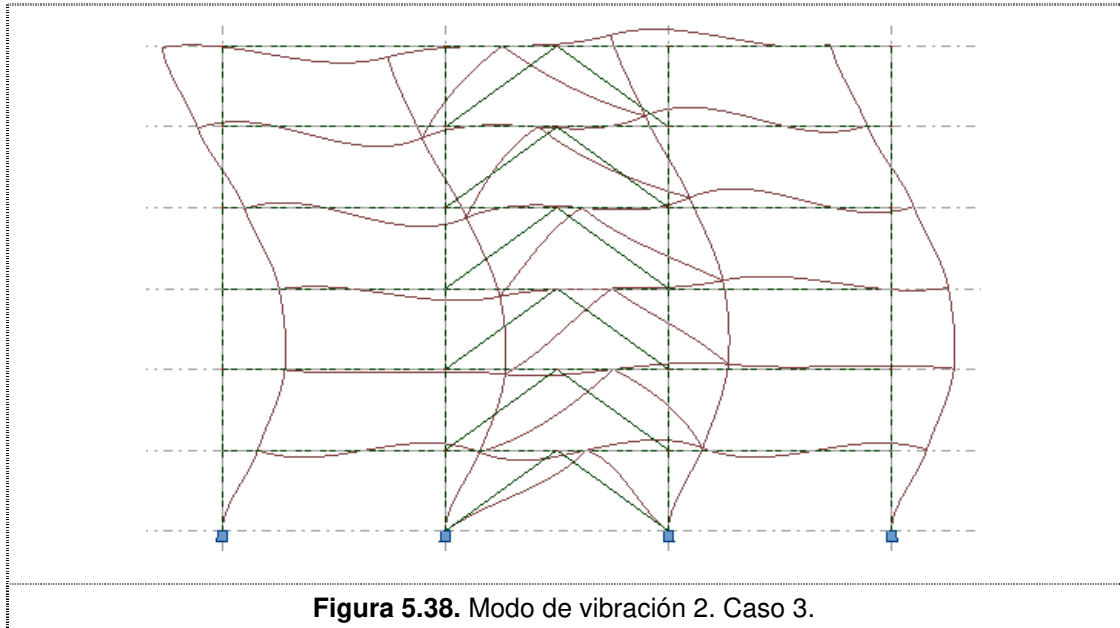


Figura 5.38. Modo de vibración 2. Caso 3.

5.8.2 Rótulas no lineales

Siguiendo los pasos de la sección 5.7.2 añadimos las rótulas plásticas en los arriostramientos. Además, en la zona central de la viga, donde se unen los arriostramientos, existe una sollicitación a flexión importante y es necesario colocar rótulas plásticas; estas se han situado a un canto útil del centro de la viga.

Los modelos de rótulas para pilares y vigas son los utilizados y expuestos en la sección 5.7.2 del caso anterior. El modelo de rótula plástica para los arriostramientos HEA 200 está representado en la Figura 5.39.

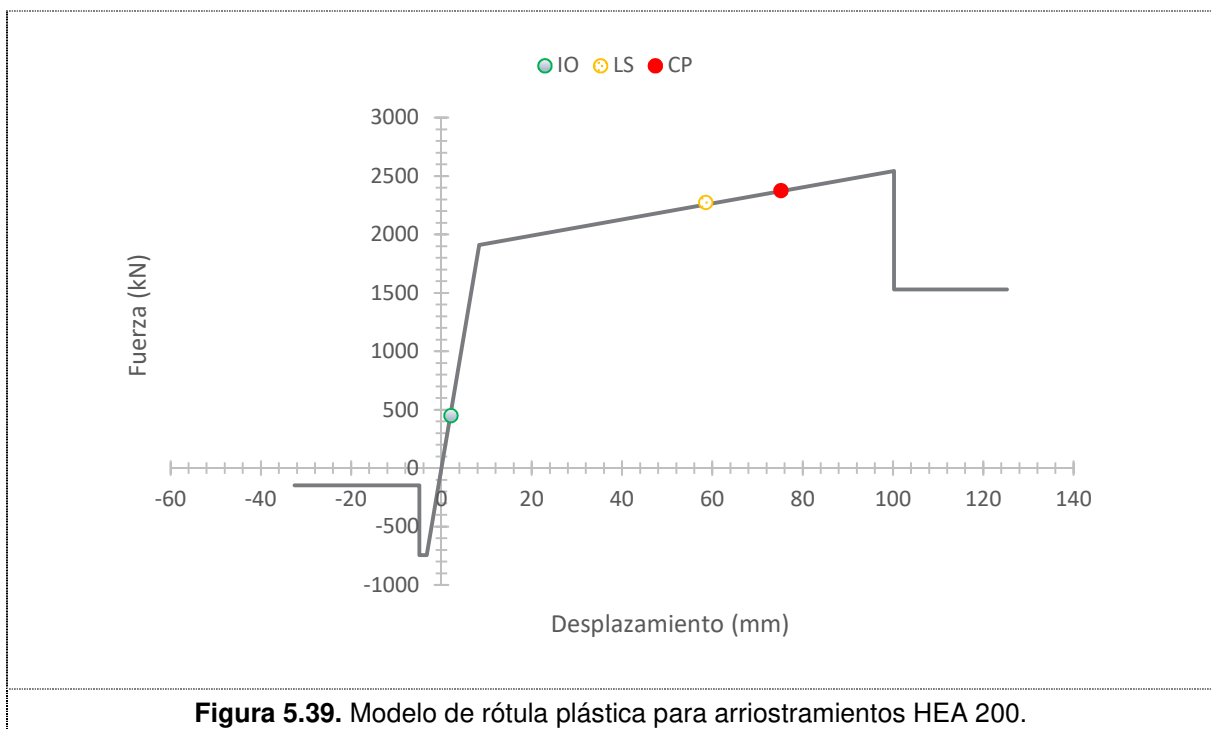
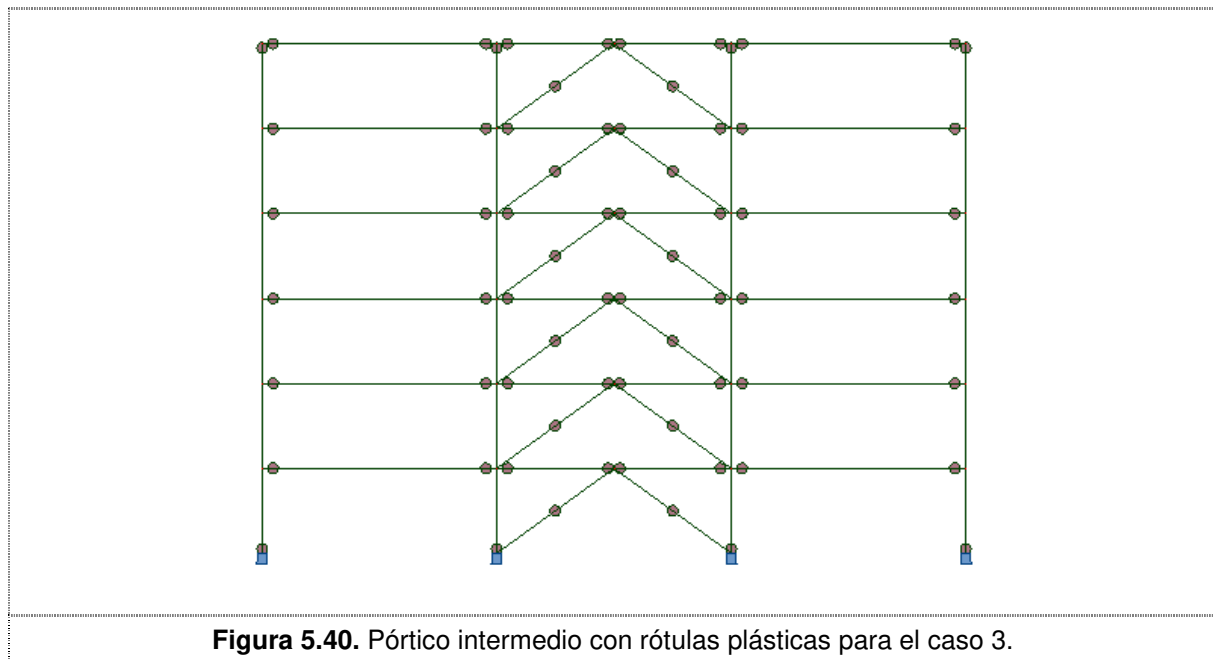


Figura 5.39. Modelo de rótula plástica para arriostramientos HEA 200.

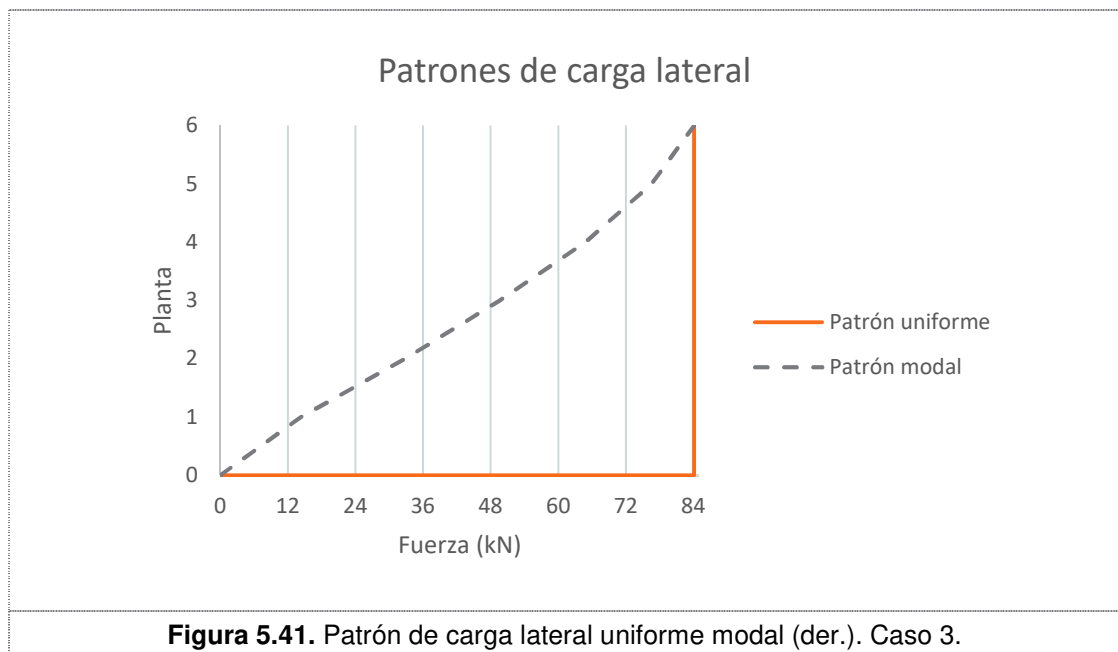
En la Figura 5.40 se aprecia la localización de las rótulas plásticas en cada elemento.



5.8.3 Análisis pushover

Los patrones de carga lateral que se deben aplicar según el apartado 4.3.3.4.2.2, EN 1998-1:2004 son:

- 1) El patrón utilizado es $F_i = m_i = 84,09$ kN mostrado en la Figura 5.41.
- 2) El patrón modal es $F_i = m_i \cdot \phi_i = [14,30 \ 32,80 \ 49,61 \ 64,75 \ 76,52 \ 84,09]$ kN y está representado en la Figura 5.41.



Obtenemos las curvas pushover, $F_b/m - d_n/H$, del pórtico en 2D para ambos patrones (Ver Figuras 5.42 y 5.43).

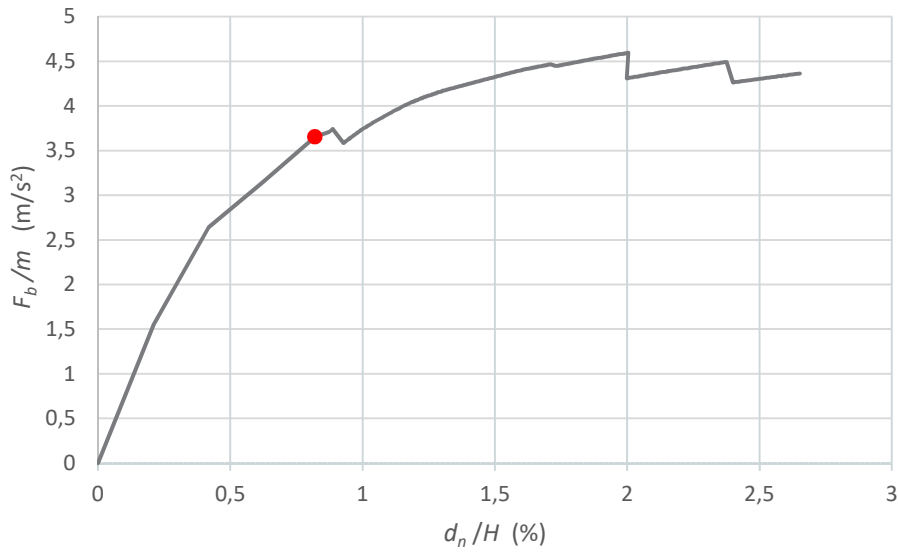


Figura 5.42. Curva pushover para pórtico 2D utilizando patrón de carga uniforme.

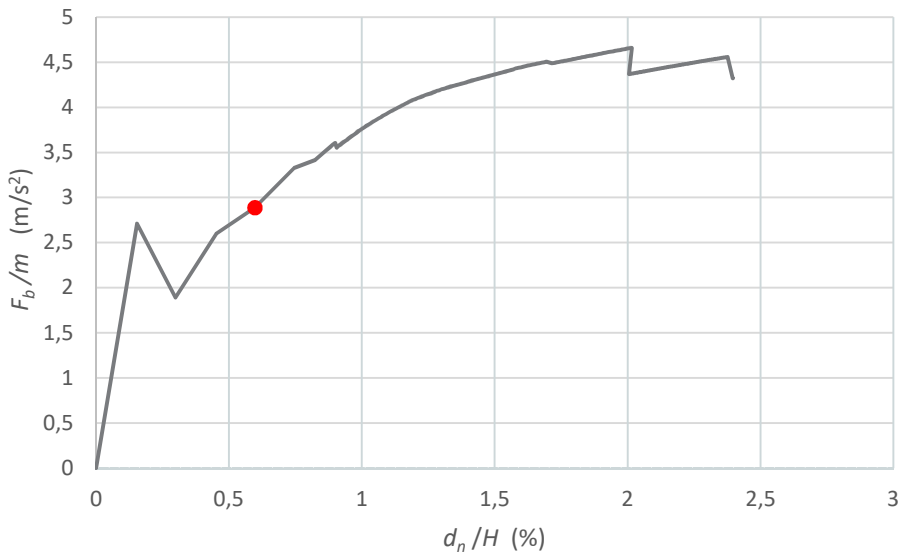


Figura 5.43. Curva pushover para pórtico 2D utilizando patrón de carga modal.

Esta última curva pushover, la obtenida con el patrón de carga modal, presenta una caída súbita de la rigidez en su inicio (iteración 2). Se ha analizado en Robot lo ocurrido y se debe al pandeo, y por tanto, disminución en la resistencia de todos los arriostramientos excepto el de la última planta. Sin embargo, en la curva obtenida a partir del patrón uniforme este cambio de rigidez no se aprecia pues ya en la primera iteración los arriostramientos a compresión han colapsado.

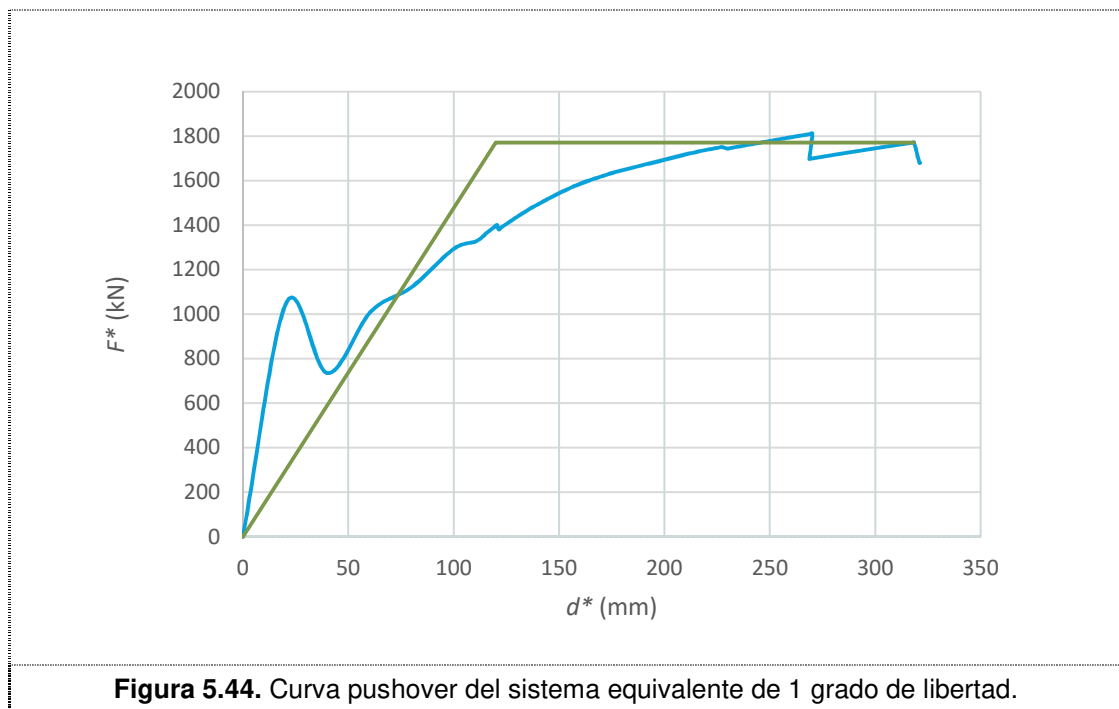
5.8.3.1 Cálculo del desplazamiento objetivo

De nuevo, los pasos a seguir para calcular el desplazamiento objetivo son:

1. Determinar los factores m^* y Γ : $m^* = 322076 \text{ kg}$; $\Gamma = 1,30$.

Se obtiene la curva del sistema equivalente de 1 gdl, $F^* - d^*$, a partir de la curva pushover calculada a partir del patrón modal.

2. Idealización elastoplástica perfecta de la curva anterior (Ver Figura 5.44). De esta manera, quedan definidos $F_y^* = 1771,6 \text{ kN}$ y $d_y^* = 120 \text{ mm}$.



3. Cálculo del periodo fundamental del sistema equivalente de 1 gdl. El periodo es $T^* = 0,93 \text{ s}$.
4. Obtener la ordenada del espectro elástico para el periodo, T^* , utilizando $a_g = 2,04 \text{ m/s}^2$ para tener en cuenta el efecto de la rotación; como $T_C < T^* < T_D$ entonces, $S_e(T^*) = 2,5 a_g S$ $T_C/T = 3,3 \text{ m/s}^2$.
5. Cálculo del desplazamiento elástico en el sistema equivalente. Se tiene que $d_{et}^* = 72 \text{ mm}$.
6. Cálculo del desplazamiento inelástico para el sistema de 1 gdl; para $T^* > T_C$ es $d_t^* = d_{et}^* = 72 \text{ mm}$.
7. El desplazamiento en el sistema inicial se calcula como $d_t = \Gamma d_t^* = 93 \text{ mm}$ y es el desplazamiento objetivo buscado.

Por último, con este desplazamiento objetivo entramos a la curva pushover de la figura 5.43 y obtenemos el cortante basal para el cual se debe diseñar la estructura. En este caso $F_b = 1457$ kN.

Para el desplazamiento objetivo calculado se muestran en las Figuras 5.45 a 5.48 los diagramas de esfuerzos y desplazamientos.

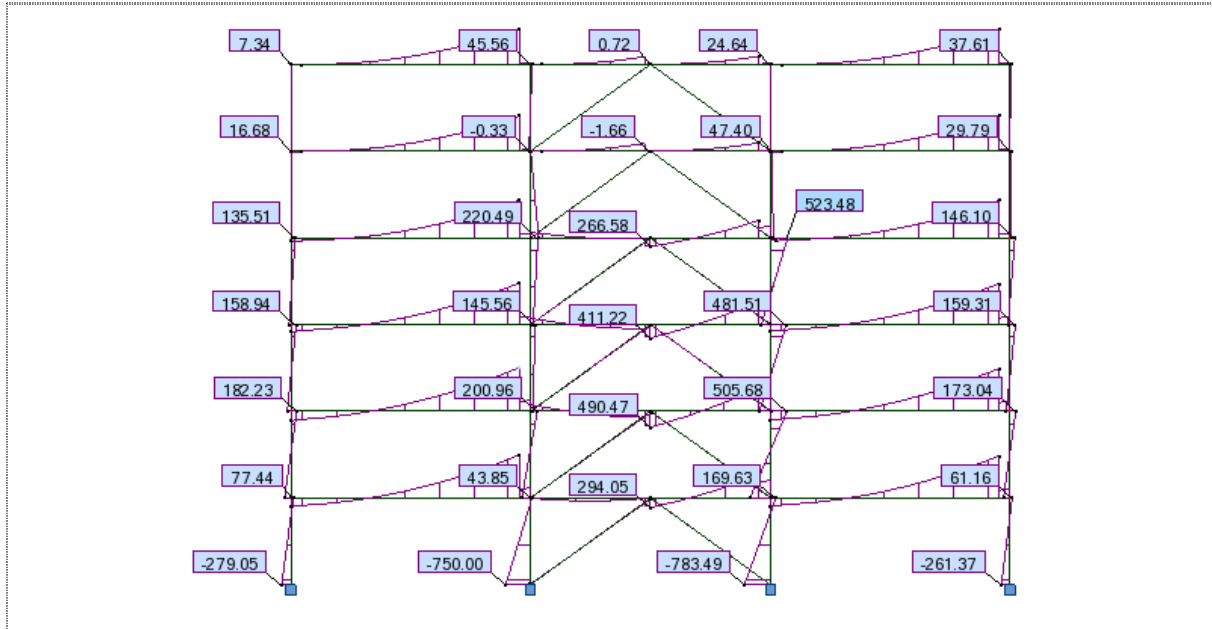


Figura 5.45. Momentos en un pórtico exterior mediante el análisis pushover. Caso 3.

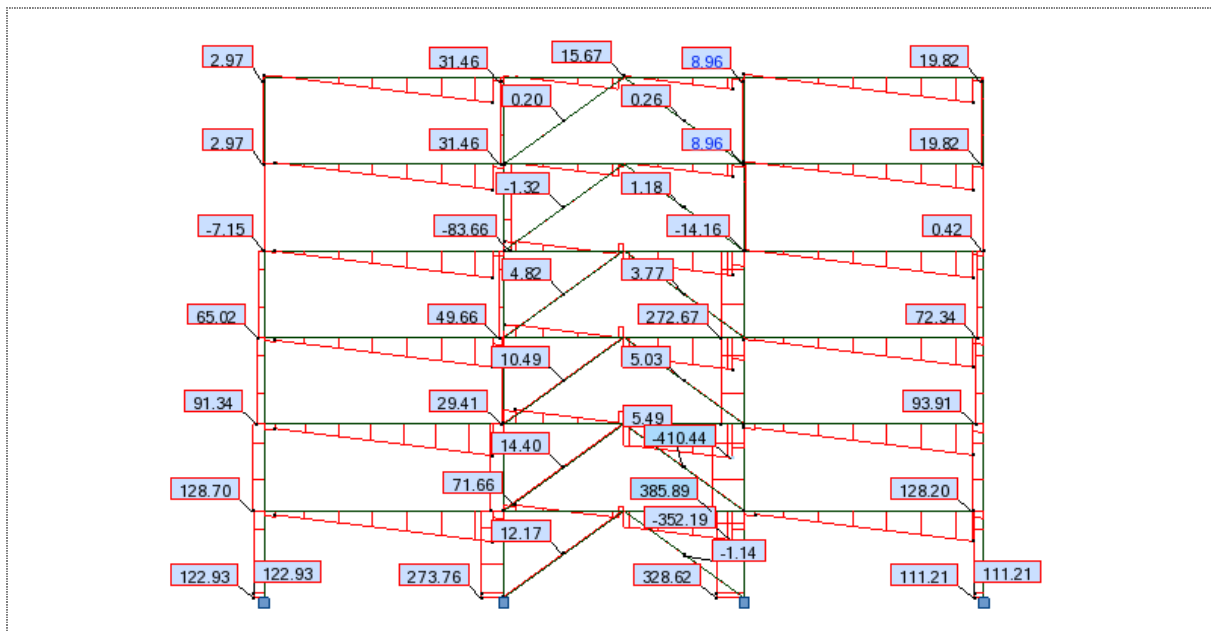


Figura 5.46. Esfuerzo cortante en un pórtico exterior el mediante el análisis pushover. Caso 3.

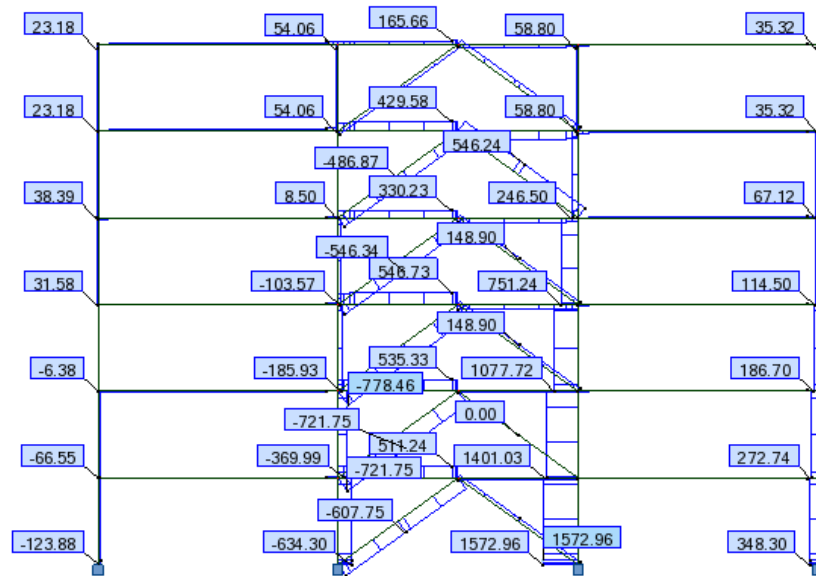


Figura 5.47. Esfuerzo axial en un pórtico intermedio mediante el análisis pushover. Caso 3.

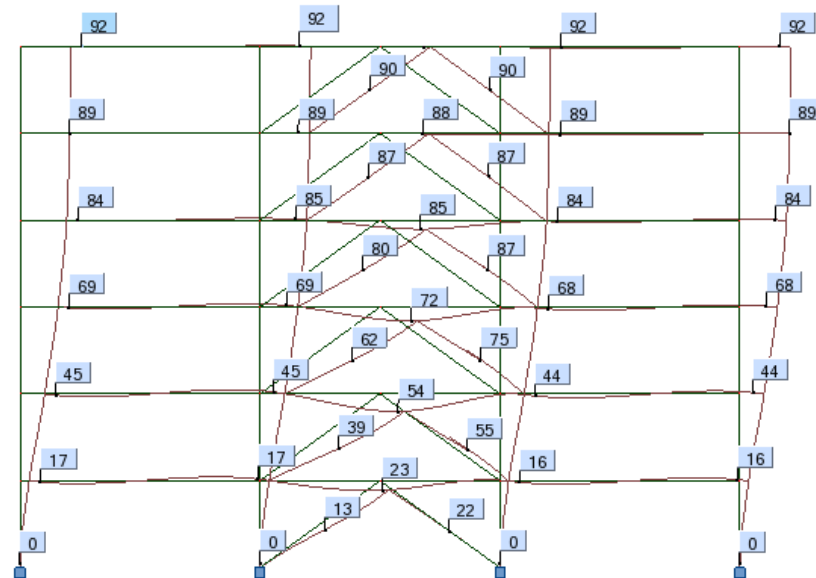
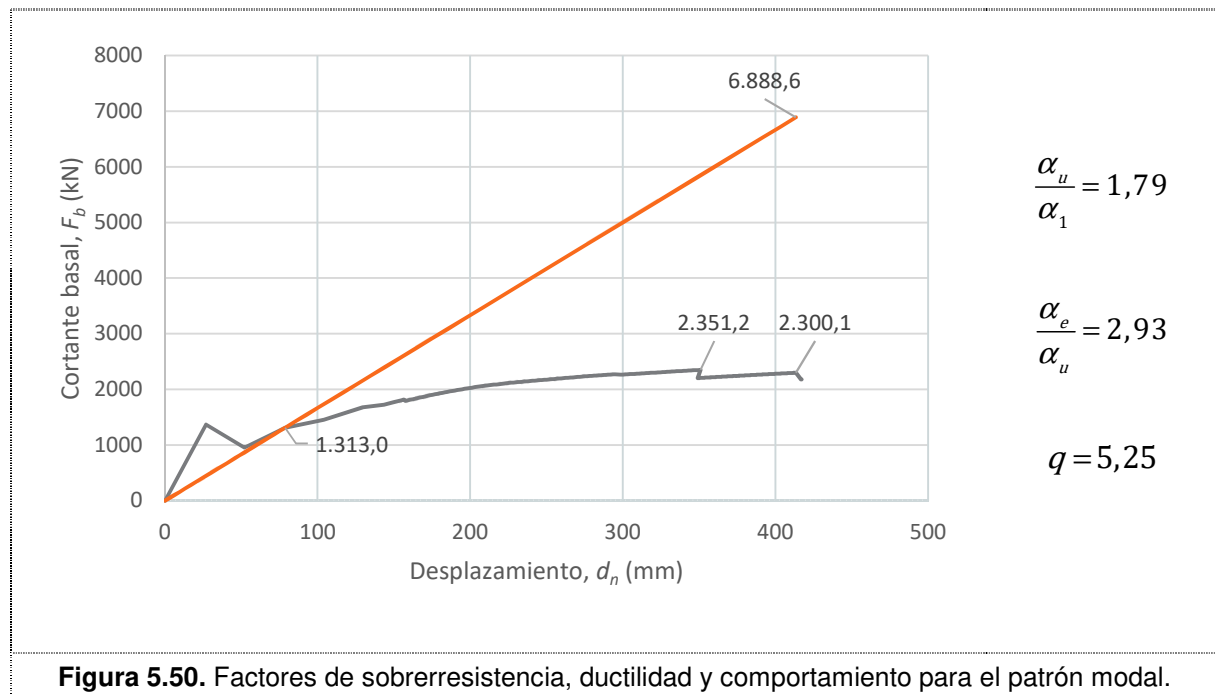
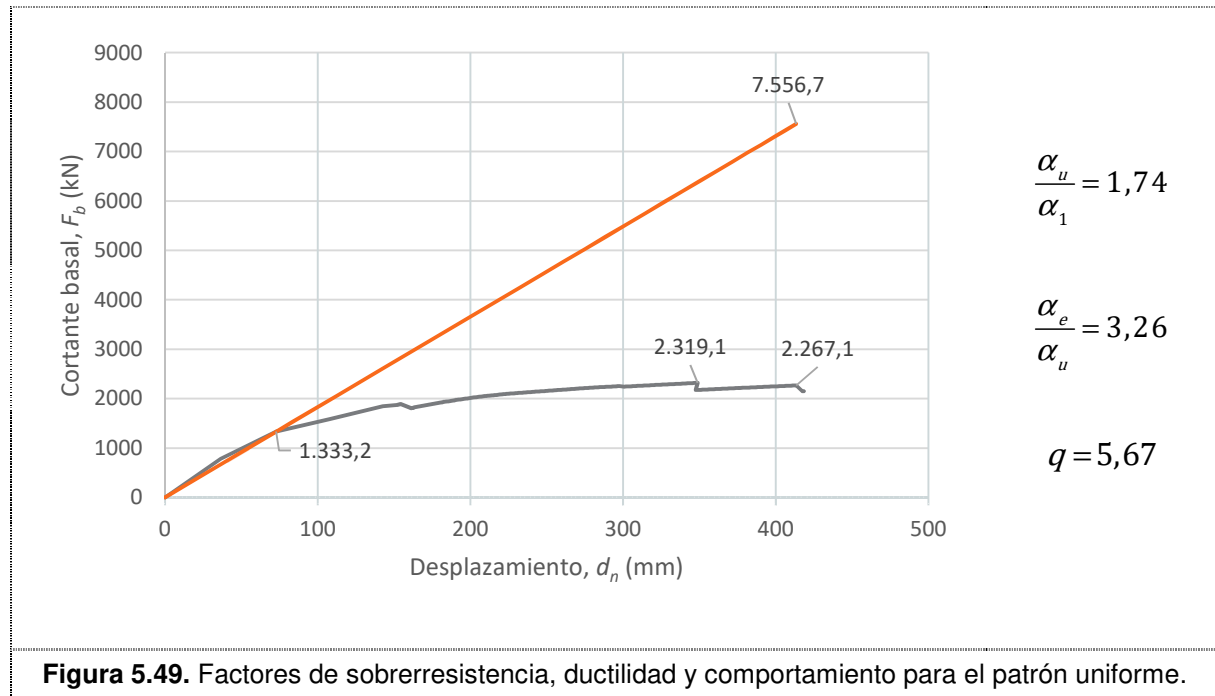


Figura 5.48. Desplazamientos en plantas para un pórtico exterior mediante el análisis pushover. Caso 3.

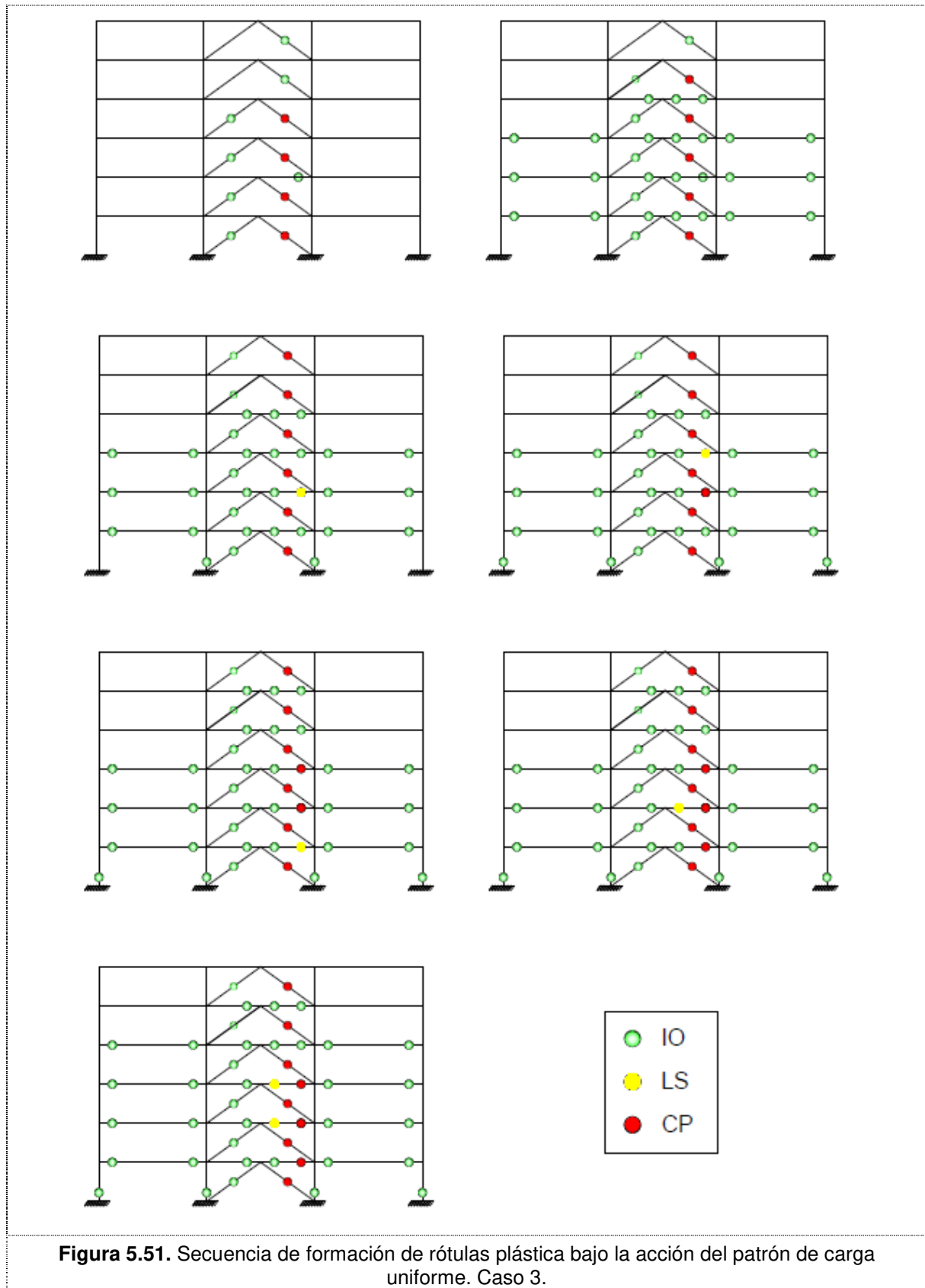
5.8.4 Cálculo de los factores de sobrerresistencia, ductilidad y comportamiento

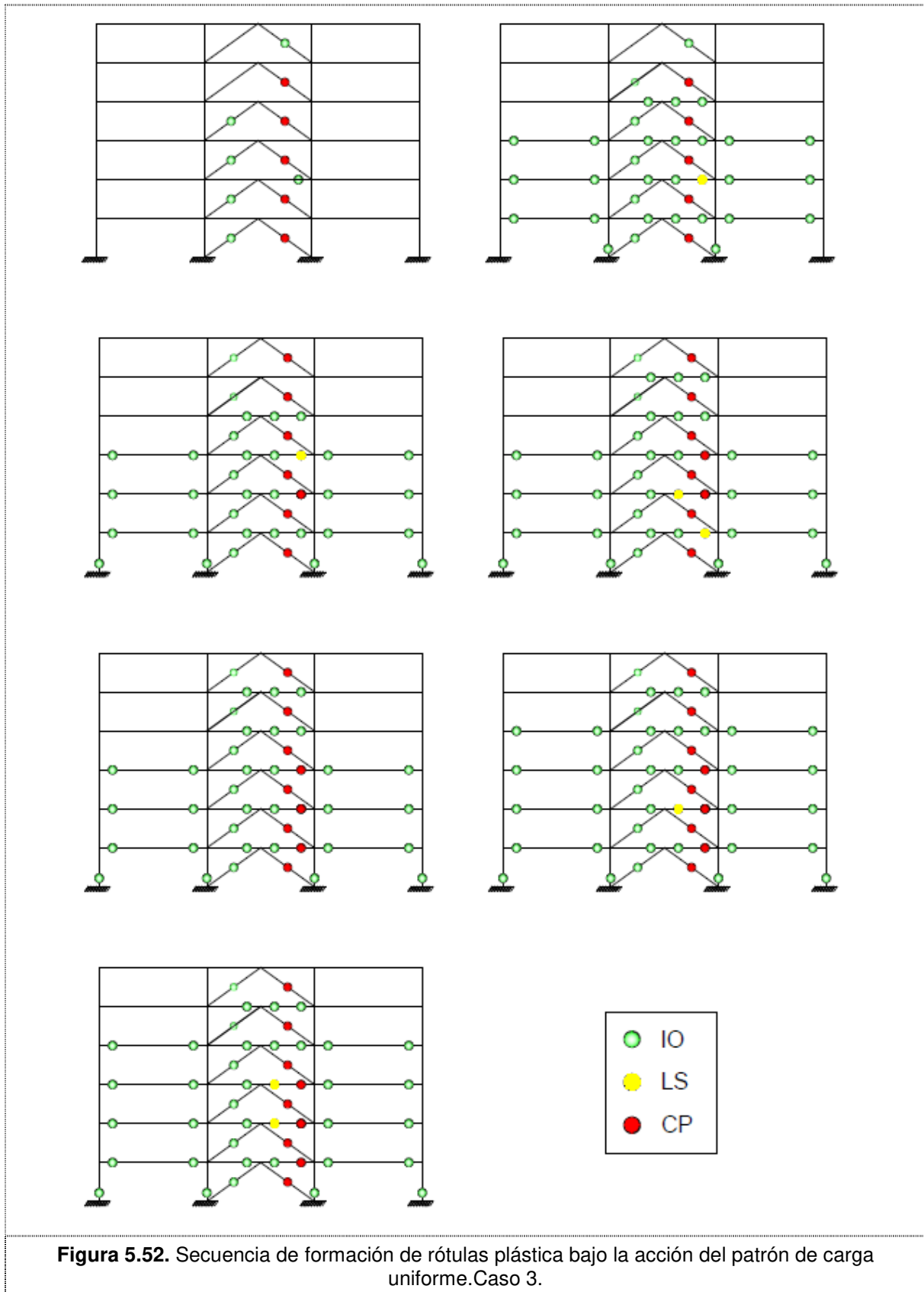
Estos aparecen representados para el patrón uniforme y modal en las Figuras 5.49 y 5.50, respectivamente.



5.8.5 Mecanismo plástico

En las Figuras 5.51 y 5.52 se muestra la secuencia de formación de las rótulas para los los patrones de carga lateral uniforme y modal.





Como ocurría en el caso anterior, la secuencia de plastificación coincide aunque la formación de algunas rótulas o el cambio entre los estados IO, LS y CP se producen en diferentes iteraciones ya que no se realiza el mismo número de incrementos de carga con ambos patrones ni el tamaño del incremento es igual para ambos pues esto depende del criterio de convergencia del algoritmo.

Ambas secuencias presentan el mismo comportamiento: comienzan con el pandeo y entrada en la zona de Ocupación Inmediata (IO) de la mayoría de arriostramientos. Posteriormente, le siguen los extremos de las vigas de las plantas inferiores. Una diferencia notable, respecto a los casos analizados anteriormente, es que las vigas donde se unen los arriostramientos avanzan rápidamente hacia la situación de colapso en uno de sus extremos y, ocurre lo mismo en la zona central de la viga, cerca de la unión con el arriostramiento. Esta situación afecta a las vigas de las plantas más solicitadas provocando su colapso, lo cual conlleva que el algoritmo no converja más allá del colapso de las vigas centrales en las tres primeras plantas.

Este colapso global de la estructura, sin que ni siquiera se llegue al estado de Seguridad de Vida (LS) en los pilares, está inducido por un mal comportamiento post-pandeo de los arriostramientos en V que solicita excesivamente a flexión a las vigas. Tras el pandeo, la resistencia en el arriostramiento disminuye a la vez que éste se deforma, lo que provoca que las componentes verticales de la fuerza en el arriostramiento a compresión y en el de tracción no estén igualadas y que sobrecarguen la viga para lograr el equilibrio. El resultado de este comportamiento es una reducción importante en la capacidad del sistema. En la práctica para evitar este mal comportamiento se suelen utilizar vigas más resistentes o colocar un pilar “zipper” como se muestra en la Figura 5.53 [30].

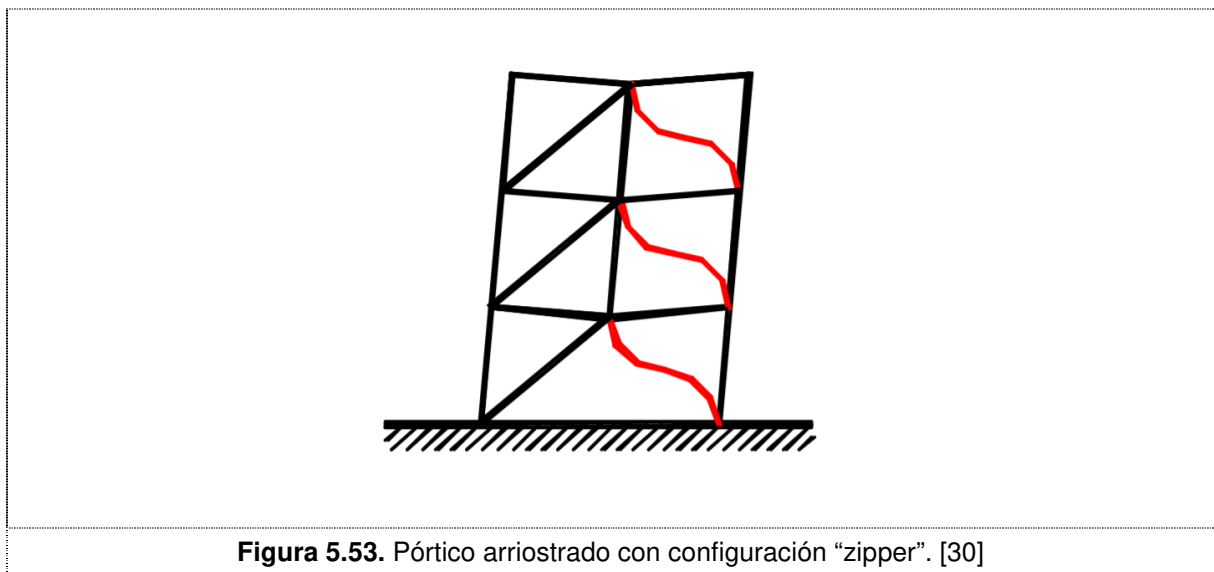


Figura 5.53. Pórtico arriostrado con configuración “zipper”. [30]

6 Análisis de resultados

En este capítulo se resumen los resultados más destacados de los análisis anteriores y se realiza una comparación y discusión de estos.

6.1 RESUMEN DE RESULTADOS

En las Tablas 6.1 a 6.3 se resumen los parámetros más importantes de cada caso analizado en el capítulo anterior.

Tabla 6.1. Resumen Caso 1.

CASO 1: SIN ARRIOSTRAR		
PATRÓN	UNIFORME	MODAL
Coef. Comportamiento, q	4,84	4,72
Coef. Sobrerresistencia, α_u/α_1	1,27	1,23
Coef. Ductilidad, α_e/α_u	3,81	3,85
F_b primera rótula (kN)	2023,4	2089,9
d_n primera rótula (mm)	176	186
F_b colapso (kN)	2574,5	2562,9
d_n colapso (mm)	853	879
F_b D.O. ³ (kN)	-	1193,8
d_n D.O. ³ (mm)	-	106

³ D.O: Desplazamiento Objetivo.

Tabla 6.2. Resumen Caso 2.

CASO 2: ARRIOSTRADO EN X		
PATRÓN	UNIFORME	MODAL
Coef. Comportamiento, q	9,06	9,22
Coef. Sobrerresistencia, α_u/α_1	2,15	2,16
Coef. Ductilidad, α_e/α_u	4,22	4,3
F_b primera rótula (kN)	1467,3	1441,09
d_n primera rótula (mm)	81	81
F_b colapso (kN)	3151,7	3107,8
d_n colapso (mm)	735	748
F_b D.O. ³ (kN)	-	1758,0
d_n D.O. ³ (mm)	-	109

Tabla 6.3. Resumen Caso 3.

CASO 3: ARRIOSTRADO EN V		
PATRÓN	UNIFORME	MODAL
Coef. Comportamiento, q	5,67	5,25
Coef. Sobrerresistencia, α_u/α_1	1,74	1,79
Coef. Ductilidad, α_e/α_u	3,26	2,93
F_b primera rótula (kN)	1333,2	1313,0
d_n primera rótula (mm)	73	79
F_b colapso (kN)	2267,1	2300,1
d_n colapso (mm)	413	413
F_b D.O. ³ (kN)	-	1457,0
d_n D.O. ³ (mm)	-	93

6.2 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Cortantes basales y desplazamientos de primera plastificación y de colapso global

En la Figura 6.1 se realiza una comparativa entre los cortantes basales y los desplazamientos obtenidos mediante el patrón uniforme y modal para las situaciones de primera rótula y colapso global de la estructura.

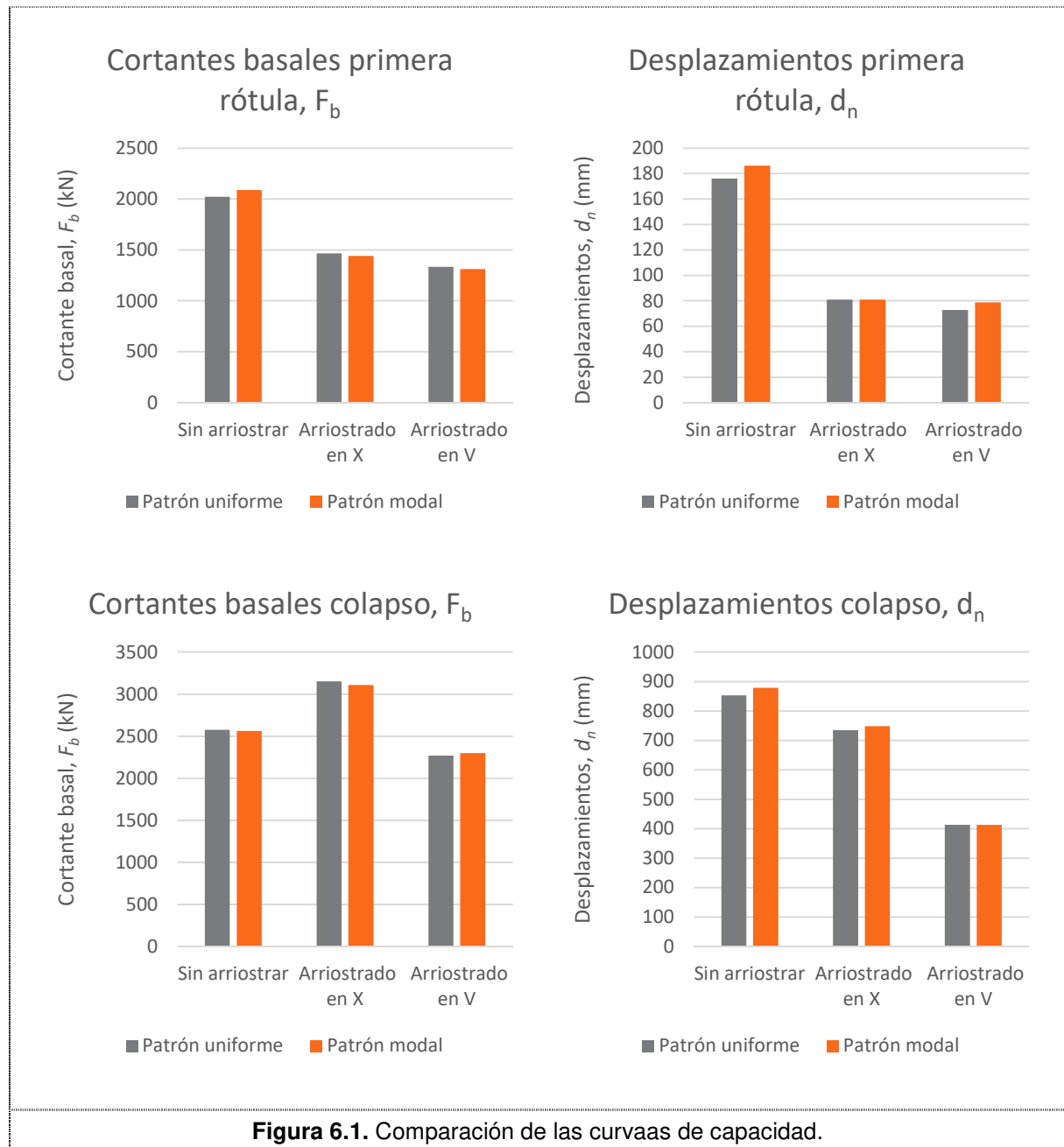


Figura 6.1. Comparación de las curvas de capacidad.

La formación de la primera rótula se produce, prácticamente, para el mismo cortante basal en el pórtico arriostrado en X que para uno arriostrado en V. En el caso del pórtico arriostrado en X se produce en un arriostramiento mientras que en el arriostrado en V en un extremo de una viga central. El valor de la primera plastificación está en torno a los 1400 kN. Sin embargo, el pórtico sin arriostrar es el que resiste un cortante basal mayor hasta la formación de la primera

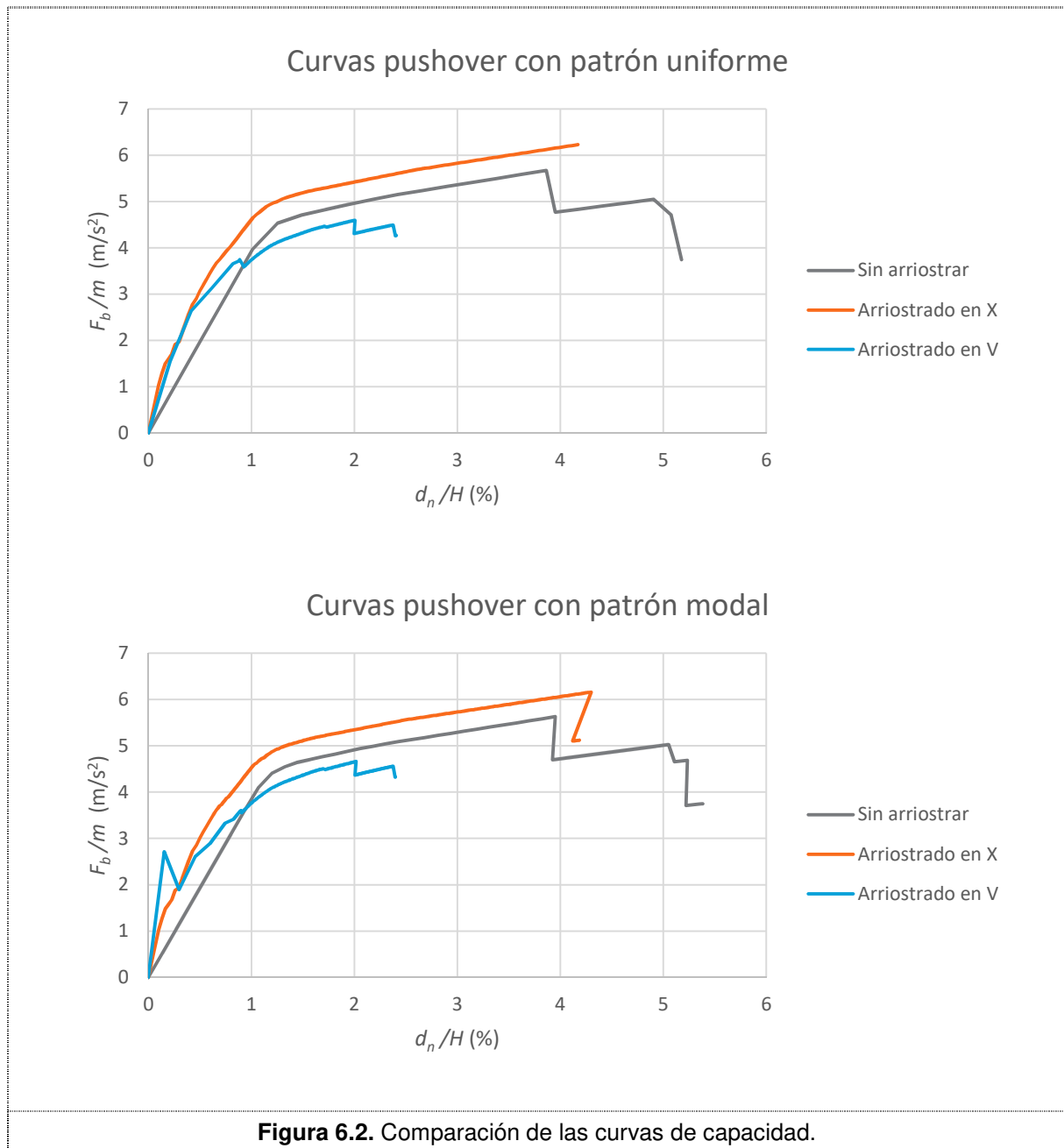
rótula plástica, resistiendo un cortante basal un 45% mayor que el pórtico arriostrado en X y un 59% mayor que el arriostrado en V. Para comprender cómo el pórtico sin arriostrar es capaz de permanecer en la zona elástica para un cortante basal mayor que en los casos con arriostramientos se tiene que tener en cuenta que el pórtico resistente a momento cuenta con secciones de vigas y pilares con momentos plásticos más alto que los utilizados en los otros casos.

Sin embargo, el pórtico más deformado en la primera plastificación y en el momento de colapso es el pórtico sin arriostrar pues al carecer de arriostramientos la carga lateral tiene que ser absorbida únicamente por los pilares mientras que en el resto de casos, los arriostramientos aportan rigidez a la estructura y transmiten parte de la carga lateral al suelo, disminuyendo así el momento flector en la base de los pilares y retrasando el colapso global. El pórtico arriostrado en V es la configuración donde para un menor desplazamiento se produce una rótula plástica; el pórtico arriostrado en X se encuentra en una situación muy similar. Sin embargo, en el momento de colapso el pórtico arriostrado en X se deforma más sin llegar al nivel del pórtico sin arriostrar. Por otro lado, el pórtico arriostrado en V es el menos deformado en la situación de colapso aunque, como se comentó en la sección 5.8.5, presenta un comportamiento post-pandeo no deseado.

En cuanto al cortante basal de colapso, el pórtico con arriostramientos en V es el más débil debido, como ya se ha mencionado, al mal comportamiento post-pandeo siendo el más resistente el arriostrado en X. Por su parte, el pórtico sin arriostrar a pesar de sufrir la primera plastificación para un cortante basal superior al resto de casos, no mantiene la misma tendencia en el momento del colapso.

Curvas de capacidad o pushover.

En la Figura 6.2 se muestran las curvas pushover obtenidas para los diferentes casos de análisis. La diferencia entre las curvas obtenidas usando el patrón uniforme y el modal es pequeña en cualquier caso.



En estas curvas pushover se puede apreciar gráficamente el comportamiento global de la estructura, ya descrito en el punto anterior, desde la primera plastificación hasta el colapso.

De las curvas anteriores se deriva que la configuración más rígida para desplazamientos pequeños es la que incluye los arriostramientos en V; esta rigidez cae rápidamente con el pandeo de los arriostramientos y lleva al pórtico a valores resistentes por debajo incluso que los del pórtico sin arriostrar. La rigidez del pórtico sin arriostrar y la del pórtico con arriostramientos en X es, prácticamente, igual en la zona plástica pues, una vez que los arriostramientos han plastificado, se desarrolla el mecanismo resistente del pórtico resistente a momento. Sin embargo, en la zona elástica el pórtico arriostrado en X presenta una rigidez ligeramente superior a la del pórtico sin arriostrar. En cualquier caso, exceptuando el primer

tramo del pórtico arriostrado en V, el pórtico arriostrado en X es el más resistente por conseguir valores de cortante basal más elevados para un mismo desplazamiento.

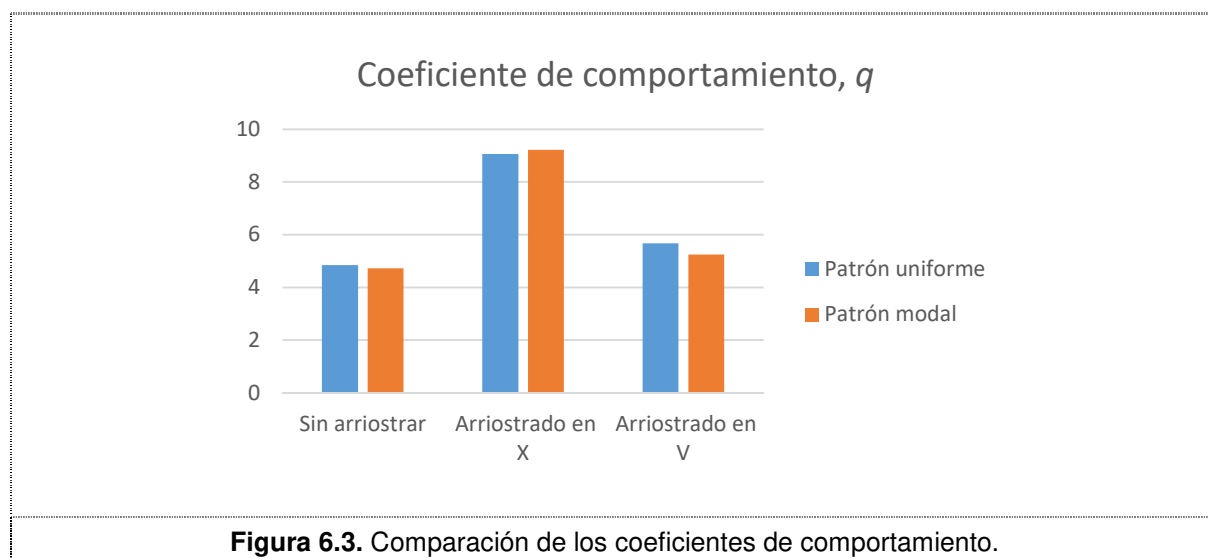
Coeficiente de comportamiento

Según establece la tabla 6.2, EN 1998-1:2004 para pórticos resistentes a momento combinados con triangulaciones centradas el máximo valor del coeficiente de comportamiento es 4 para clase de ductilidad media (DCM) y $4\alpha_u/\alpha_1$ para clase de ductilidad alta (DCH). Como se aprecia en la Figura 6.3, en todos los casos con arriostramientos se supera el valor límite establecido por la normativa para clase de ductilidad media. Para el caso con arriostramientos en X también se supera el límite para clase de ductilidad alta (DCH) igual a $4 \cdot 1,6 = 6,4$. En comparación con el pórtico sin arriostrar, se produce una mejora notable en el factor de comportamiento al añadir los arriostramientos en X debido, principalmente, al aumento en la sobrerresistencia.

Por otro lado, el pórtico resistente a momento sin arriostrar supera el límite establecido para clase de ductilidad media (DCM) igual a 4 pero no el límite para clase de ductilidad alta (DCH) igual a 6,5. Los resultados mejoran ligeramente respecto al pórtico sin arriostrar pero están muy alejados del caso con los arriostramientos en X.

Resumiendo, el pórtico arriostrado en X es el que presenta la mayor capacidad de disipación de energía mientras que el pórtico sin arriostrar el que menor [31]. No parece lógico que un pórtico resistente a momento tenga una capacidad de disipación menor que la de un pórtico arriostrado. Sin embargo, hay que recordar que los pórticos con arriostramientos que se analizan en este trabajo son un sistema “híbrido” que combina los mecanismos resistentes de un pórtico resistente a momento con la aportación de los arriostramientos.

El coeficiente de comportamiento, q , aumenta al colocar los arriostramientos al pórtico resistente a momento [32], por tanto, la capacidad de disipación de energía parece mejorar en pórticos con algún tipo de arriostramiento, aunque en el pórtico arriostrado en V no se traduce en una mejora significativa de la resistencia al colapso o del desplazamiento último.



Coeficiente de sobrerresistencia

En la Figura 6.4 aparece un gráfico comparando los coeficientes de sobrerresistencia de cada caso.

El apartado 6.3.2, EN 1998-1:2004 sugiere unos valores límite para el coeficiente de sobrerresistencia según el tipo de pórtico (con o sin arriostramientos). Para el caso de un pórtico resistente a momento con varios vanos el valor límite es 1,3. El coeficiente de sobrerresistencia calculado para el pórtico resistente a momento sin arriostrar es de 1,43 o 1,37 dependiendo del patrón utilizado. Estos valores son ligeramente superiores a lo dictado por la norma y son de un orden similar a los de la fuente [33].

Por otro lado, para pórticos resistentes a flexión con arriostramientos en X la norma EN 1998-1:2004 permite como límite del coeficiente de sobrerresistencia la combinación del coeficiente de sobrerresistencia de un pórtico resistente a momento con el de un pórtico con triangulaciones centradas estando este último limitado a 1,2 (Ver Figura 6.7, EN 1998-1:2004). En este caso, se obtendría un valor máximo de 2,63 que es superior al valor de 2,15 o 2,16 obtenido con el análisis pushover. Estos valores calculados son del mismo orden que los obtenidos en [34]. En vista del coeficiente de sobrerresistencia del pórtico sin arriostrar, la combinación de éste con los arriostramientos en X, en este caso, supone una mejora significativa en el coeficiente de sobrerresistencia, alrededor de un 55% más.

En el pórtico resistente a momento arriostrado en V se consiguen un valor de sobrerresistencia de 1,74 o 1,79 según el patrón de carga. En este caso no se logra una mejora notable en la sobrerresistencia de la estructura coincidiendo de nuevo con [34].

A pesar de los coeficientes de sobrerresistencia obtenidos, el apartado 6.3.2, EN 1998-1:2004 limita el coeficiente de sobrerresistencia para el dimensionamiento a 1,6.

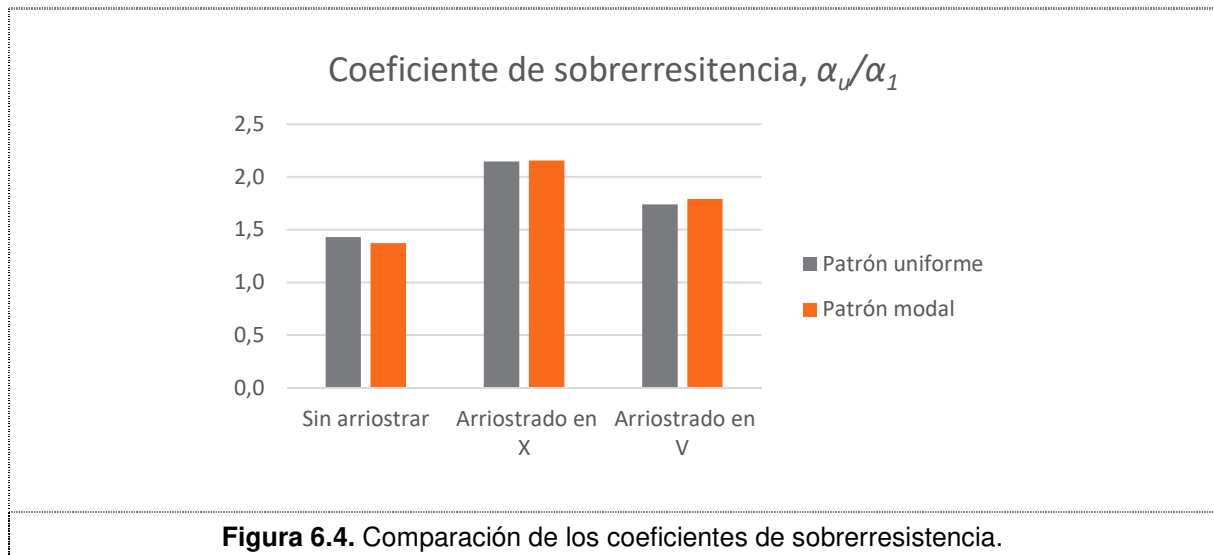


Figura 6.4. Comparación de los coeficientes de sobrerresistencia.

Coeficiente de ductilidad

Los coeficientes de ductilidad obtenidos para los diferentes casos de estudio están comparados en la Figura 6.5.

El pórtico resistente a momento con arriostramientos en X es el que presenta el coeficiente de ductilidad mayor, con un valor de 4,28; mientras el pórtico con arriostramientos en V presenta el comportamiento menos dúctil debido a su prematuro colapso.

Por último, para el pórtico resistente a momento sin arriostrar el coeficiente de ductilidad es 3,44, valor similar a los resultados de [33].

La presencia de arriostramientos en el pórtico resistente a momento no mejora de manera tan significativa el coeficiente de ductilidad si se compara con el aumento del coeficiente de sobrerresistencia.

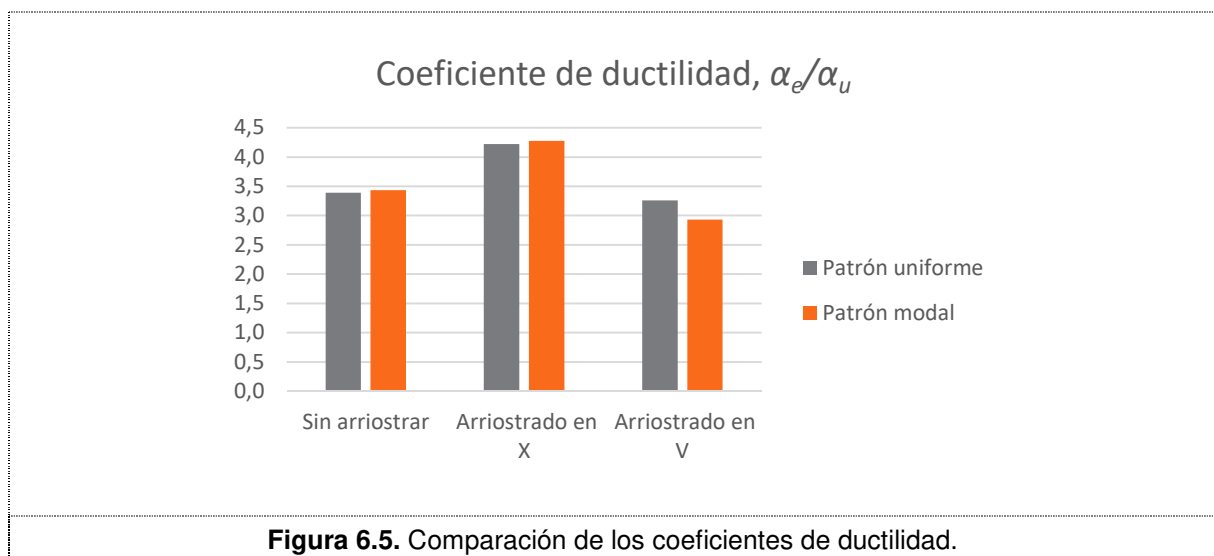


Figura 6.5. Comparación de los coeficientes de ductilidad.

Desplazamientos objetivos y cortantes basales

A continuación, en la Figura 6.6 se comparan los cortantes basales y los desplazamientos objetivos obtenidos para la situación sísmica descrita en la sección 5.4 mediante dos métodos de análisis sísmico: el análisis pushover y el análisis modal espectral, ambos incluidos en la norma EN 1998-1:2004. Los cálculos para este último método elástico-lineal se han realizado con el programa Robot siguiendo los criterios de análisis del apartado 6.7.2, EN 1998-1:2004 y los pasos de la sección 4.5.

El objetivo de esta comparación es, en primer lugar, contrastar los diferentes comportamientos entre los pórticos analizados y, además, verificar que los resultados obtenidos mediante el análisis pushover son comparables a los obtenidos por un método de diseño sísmico aceptado, como es el análisis modal espectral.

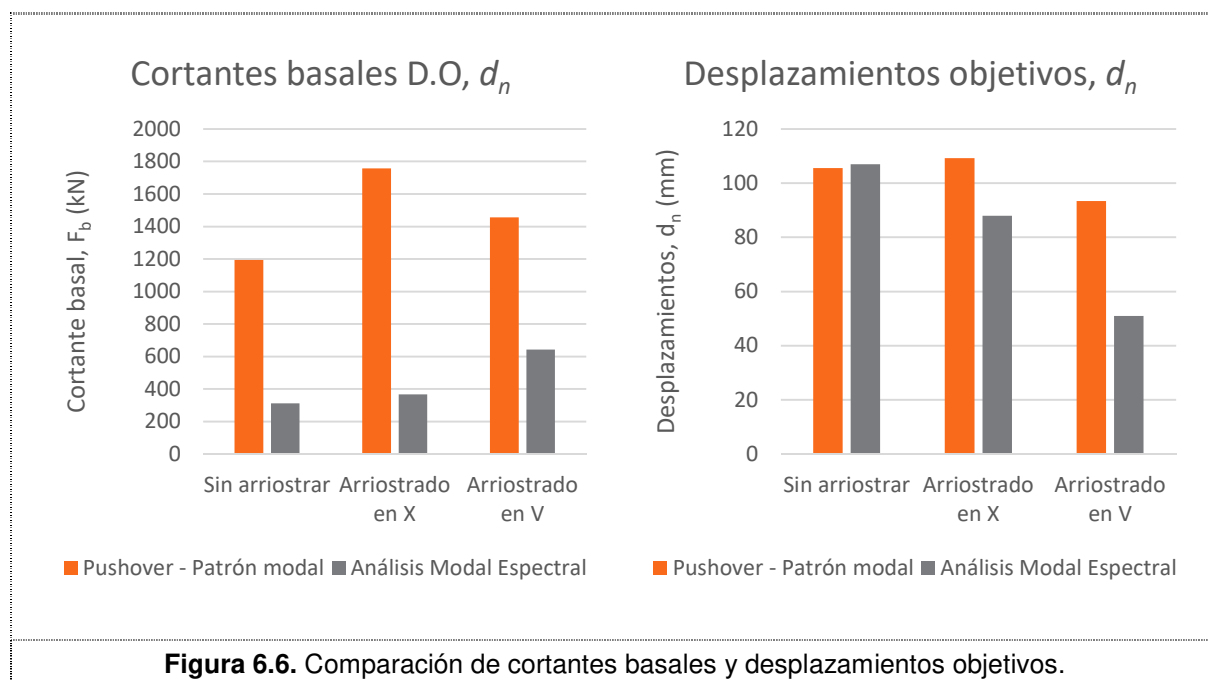


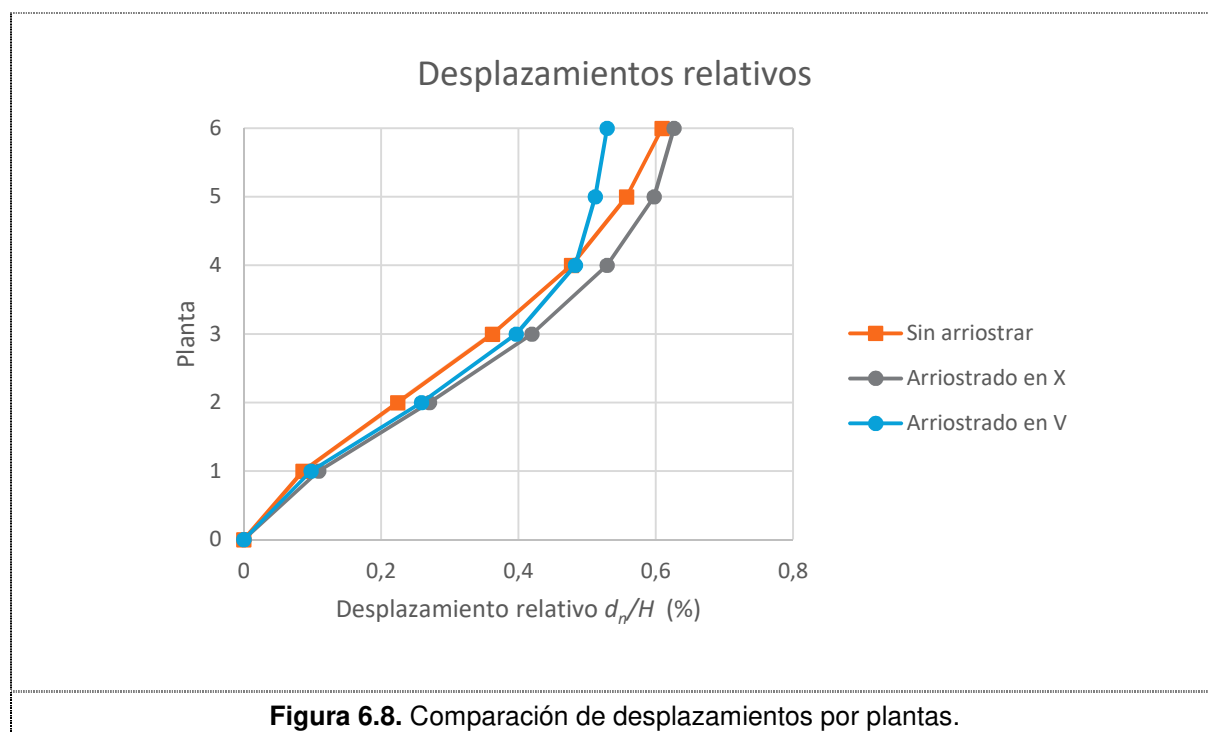
Figura 6.6. Comparación de cortantes basales y desplazamientos objetivos.

Del contraste de resultados entre el análisis pushover y el análisis modal espectral se deriva que ambos métodos arrojan desplazamientos idénticos para el pórtico sin arriostrar y similares para el pórtico arriostrado en X existiendo diferencias en torno al 19%. Esta diferencia se debe principalmente a dos causas: (1) el método pushover de la norma EN 1998-1:2004 tiende a infravalorar la rigidez inicial de los sistemas con un endurecimiento por plastificación importante [35] y, por tanto, el método pushover obtiene desplazamientos mayores; (2) para el desplazamiento objetivo marcado, 109 mm, la estructura ha sufrido plastificación en algunas secciones como confirma el análisis pushover, lo que provoca un aumento más rápido de los desplazamientos con una menor variación del cortante basal. Esto último no es tenido en cuenta en el análisis modal espectral pues, como se ha comentado en los capítulos anteriores,

Los desplazamientos por plantas calculados para el desplazamiento objetivo de cada caso mediante el análisis pushover son los de la Tabla 6.4 y están representados gráficamente en la Figura 6.8.

Tabla 6.4. Comparación cortantes totales por plantas.

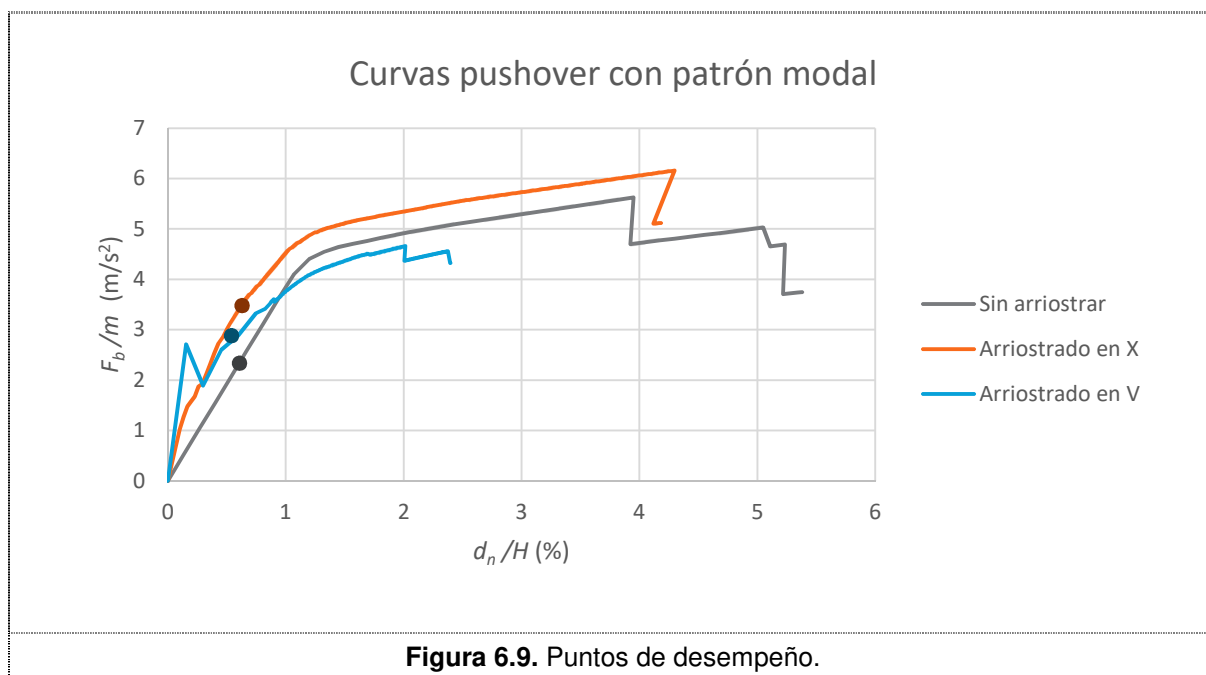
PLANTA	CASO 1: SIN ARRIOSTRAR	CASO 2: ARRIOSTRAMIENTOS EN X	CASO 3: ARRIOSTRAMIENTOS EN V
1	15	19	17
2	39	47	45
3	63	73	69
4	83	92	84
5	97	104	89
6	106	109	92



Como se aprecia en el gráfico de la Figura 6.8 el pórtico sin arriostramientos muestra unos desplazamientos, en general, menores que el resto de casos. Esto no quiere decir que los pórticos resistentes a momento sean más rígidos que los arriostrados sino que, en este caso en particular, el método pushover de la norma EN 1998-1:2004 determina, a partir de las curvas pushover calculadas, que con las secciones del pórtico sin arriostrear se producirán unas deformaciones menores que en el resto de casos, aunque estos otros incluyan

arriostramientos. De nuevo se recuerda que este método pushover sobreestima la demanda de desplazamientos cuando la estructura tiene un endurecimiento por plastificación importante [30], situación que se da en los pórticos con arriostramientos analizados. En vista de esta particularidad del método, algunos autores contemplan la posibilidad de utilizar rigideces más altas al idealizar la curva pushover (modelo elastoplástico), siempre que la demanda de desplazamiento esté lo suficientemente alejada del desplazamiento de colapso [36].

En la Figura 6.9 se señalan los puntos de desempeño de la estructura sobre sus curvas de capacidad o pushover.

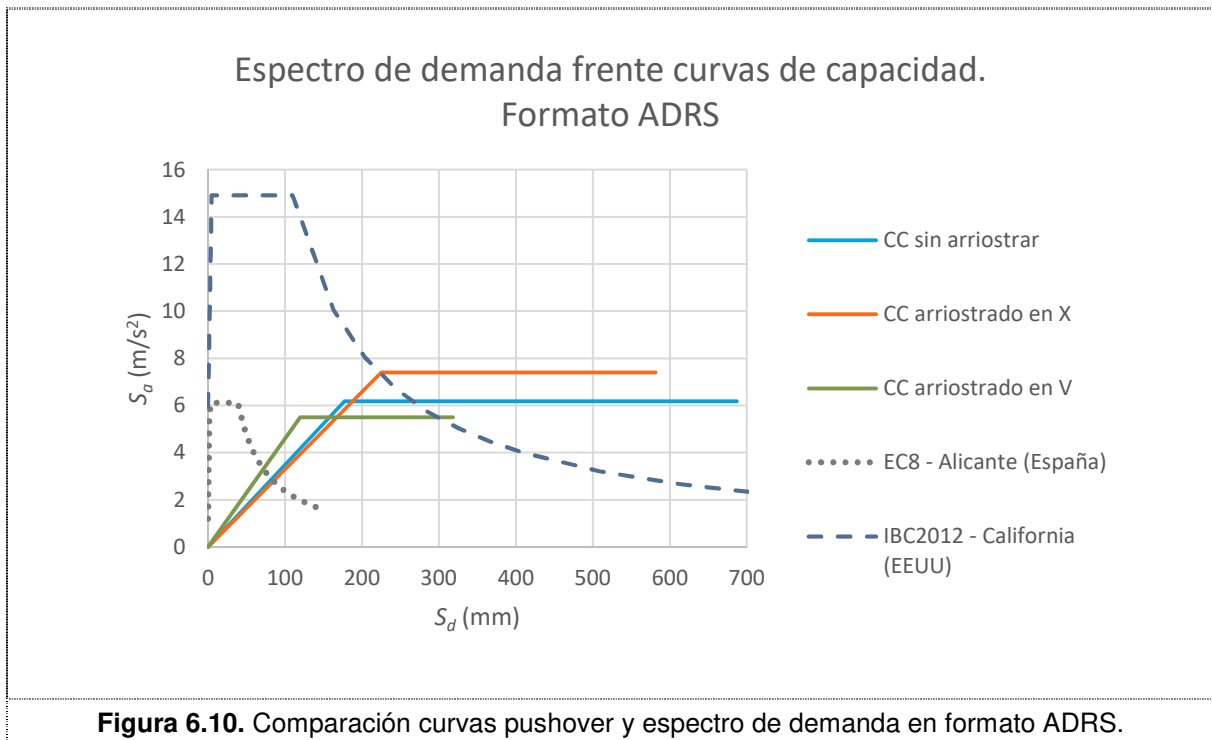


De la Figura 6.9 se deduce que las estructuras analizadas presentan un comportamiento elástico alto y que frente a la acción sísmica descrita no existe riesgo de colapso global en ningún caso. Por ejemplo, en el pórtico sin arriostrar, no se producen ni tan siquiera plastificaciones; en cambio, en los pórticos arriostrado se sobrepasa ligeramente el cortante basal de primera plastificación, pero se está muy alejado del colapso. En cualquier caso, la estructura está sobredimensionada frente a la acción sísmica de la zona.

El comportamiento de las curvas del pórtico sin arriostrar y arriostrado en X coincide con la tendencia mostrada por los estudios de otros autores [37] [38]. El comportamiento de la curva pushover del pórtico arriostrado en V coincide con el comportamiento post-pandeo descrito en [30].

Transformando el espectro de demanda de la Figura 5.2 y las curvas pushover de la Figura 6.9 en su versión simplificada para un sistema de 1 gdl a formato ADRS mediante las ecuaciones de la sección 3.5.1, se llega al gráfico de la Figura 6.10. Además, se ha añadido

el espectro de demanda para una zona con intensidad una sísmica más alta (California, EEUU) donde la combinación de varios mecanismos sismorresistentes (pórtico resistente a momento con arriostramientos) puede ser una solución eficiente para evitar el colapso global.



Los puntos de corte de las curvas de capacidad con el espectro de demanda calculado con la norma EN 1998-1:2004 (EC8), son los puntos de desempeño (en este caso particular, por cortarse en la zona elástica de la curva de capacidad) en el sistema simplificado de 1 gdl. Deshaciendo la transformación se tienen las estimaciones para el desplazamiento y el cortante basal en el sistema inicial. Por ejemplo, el punto de corte de la curva de capacidad del pórtico sin arriostrar con el espectro de respuesta elástico es $S_d = 83$ mm y $S_a = 2,87$ m/s²; el cortante basal en el sistema inicial será $F_b = \Gamma m^* S_a = 1,28 \cdot 324700 \cdot 2,87 = 1192,8$ kN y el desplazamiento $d_n = \Gamma S_d = 1,28 \cdot 83 = 106$ mm; estos valores coinciden con el desplazamiento objetivo y su respectivo cortante basal, calculados en la sección 5.6.3.1.

Si el espectro de demanda y la curva de capacidad se cortaran en la zona plástica de la curva de capacidad, como ocurre con el espectro de demanda calculado mediante la norma IBC 2012 y la curva pushover del pórtico con arriostramientos en V, la norma EN 1998-1:2004 establece que para periodos $T^* > T_C$, el desplazamiento inelástico coincide con el desplazamiento correspondiente al punto de corte entre el espectro de demanda y la prolongación de la zona lineal de la curva pushover (hipótesis de igual desplazamiento); por otra parte, el Método del Espectro de Capacidad (sección 3.5.1) recurre a un procedimiento

iterativo para obtener el punto de desempeño de la estructura ya que el amortiguamiento no sería el estándar del 5%.

Mecanismos plásticos.

De las figuras en las secciones 5.6.5, 5.7.5, 5.8.5 se puede resumir lo siguiente:

- En el pórtico sin arriostrar la formación del mecanismo es causado por el colapso de los pilares en la zona próxima a la base del pórtico. Esto ocurre después de la plastificación de las vigas en sus extremos hasta la planta 4, llegando incluso a superar en las plantas más bajas el límite de Seguridad de Vida (LS). En ningún momento las vigas superan el límite de Prevención por Colapso (CP).
- El pórtico arriostrado en X el mecanismo de colapso coincide con el del pórtico sin arriostrar, es decir, colapsan los pilares en la base del pórtico. La principal diferencia, además del pandeo y plastificación de los arriostramientos, es que se evita el avance más allá del estado de Ocupación Indemniata (IO) en las vigas.
- En el pórtico arriostrado en V el mecanismo de colapso es diferente al de los casos anteriores pues se produce a causa de la ruptura de las vigas centrales en las plantas 1, 2 y 3. Este comportamiento, causado por la excesiva sollicitación a flexión en las vigas tras el pandeo de los arriostramientos, muestra un desaprovechamiento de la capacidad resistente de los pilares.

Solución estructural óptima.

No existe una solución única en el diseño de pórticos sismorresistente y la elección de una opción depende de múltiples factores tales como: existencia de edificios contiguos que limiten los desplazamientos laterales, uso del edificio que pueda imponer la existencia de espacios diáfanos, el factor económico ligado al peso de la estructura y al número de uniones,...

Por ejemplo, si la selección de una solución se basa en limitar los desplazamientos la mejor configuración de las analizadas sería el pórtico arriostrado en X o el pórtico arriostrado en V, aunque en esta última solución se debe contemplar si las vigas resisten adecuadamente el comportamiento post-pandeo. Sin embargo, si no hay limitación de desplazamientos laterales, el pórtico resistente a momento sin arriostrar puede utilizarse sin problemas.

Otro criterio puede ser reducir la masa estructural y, con ello, mejorar la respuesta sísmica, pues menos masa en movimiento se traduce en menor esfuerzo cortante en la base del pórtico. De los casos analizados, el pórtico resistente a momento sin arriostrar es el más ligero

de todos, seguido por el pórtico con arriostramientos en V y, como más pesado, se tiene al pórtico con arriostramientos en X. Aunque se ha comprobado que la masa de estos sistemas arriostrados no supone una aportación significativa en ningún caso (inferior al 0,5% de la masa total del pórtico).

También se puede elegir pensando en las tareas de reparación ante un posible terremoto. Si diseñan los pórticos de manera que los primeros elementos en plastificar ante un sismo moderado sean los arriostramientos, se puede conseguir un ahorro económico importante en la etapa de restauración del edificio, ya que es menos costoso, en general, sustituir estos elementos que otros como vigas o pilares.

7 Resumen del trabajo, conclusiones y trabajos futuros

7.1 INTRODUCCIÓN

En este último capítulo se recoge el trabajo realizado en el presente proyecto, proporcionando un resumen con las conclusiones más significativas del mismo y proponiendo una serie de trabajos futuros para continuar y ampliar los estudios realizados.

7.2 TRABAJOS REALIZADOS

En el presente proyecto se han realizado los siguientes trabajos:

- Introducción al análisis dinámico de estructuras con excitación sísmica.
- Revisión bibliográfica del estado del arte del análisis estático no lineal o pushover.
- Exposición del fundamento teórico y tipos de análisis estático no lineal o pushover.
- Generación de un modelo de cálculo utilizando el programa Robot. Este modelo ha servido para realizar una comparativa de los resultados obtenidos mediante tres métodos de análisis sísmico recogidos en la norma EN 1998-1:2004: método de la fuerza lateral, análisis modal espectral y análisis pushover.
- Generación de 3 modelos de cálculo utilizando el programa Robot para estudiar la influencia de los arriostramientos mediante el Análisis Pushover.

7.3 CONCLUSIONES

A partir de los casos analizados a lo largo del presente proyecto se obtienen las siguientes conclusiones:

1. El método pushover de la norma EN 1998-1:2004 obtiene desplazamientos objetivos similares para el pórtico sin arriostrar y el arriostrado en X. Sin embargo, este último es capaz de resistir un cortante basal mayor antes de llegar al colapso, como muestran las curvas pushover. Por otro lado, el pórtico arriostrado en V presenta un comportamiento más rígido, y por tanto, una menor deformación en su tramo inicial. No obstante, el comportamiento post-pandeo de este pórtico arriostrado en V solicita en exceso a flexión a las vigas centrales llevando a la estructura a un colapso global prematuro. Por tanto, el uso de esta tipología de arriostramiento debe ser analizada en detalle para evitar esta situación.
2. En base a lo anterior, el método pushover de la norma EN 1998-1:2004 tiende a sobreestimar los desplazamientos de los pórticos con un endurecimiento por plastificación importante [35], como es caso del pórtico arriostrado en X.
3. Los límites para el coeficiente de comportamiento, q , marcados por la tabla 6.2, EN 1998-1:2004 son superados para los casos con arriostramientos, es decir, la normativa es conservadora con la capacidad de disipación de energía de los pórticos resistentes a momento con arriostramientos. En cambio, para el caso del pórtico resistente a momento sin arriostrar no se supera el límite de 6,5 establecido para pórticos con clase de ductilidad alta (DCH). Se concluye que la colocación de arriostramientos en un pórtico resistente a momento incrementa el coeficiente de comportamiento, q , aunque esto no signifique un comportamiento deseado, como ocurre en el pórtico arriostrado en V.
4. La presencia de arriostramientos en el pórtico resistente a momento mejora los coeficientes de ductilidad y sobrerresistencia, en mayor medida cuando se disponen en X.
5. En vista de la secuencia de formación de rótulas plásticas para cada caso, y de sus correspondientes mecanismos de colapso global, se puede afirmar que la colocación de arriostramientos en X mejora el comportamiento del pórtico sin arriostrar evitando deformaciones excesivas en las vigas a consta de su propia deformación. En cambio, la configuración en V, en este caso particular, muestra un comportamiento post-pandeo no deseado.
6. Los resultados proporcionados por Robot no muestran una diferencia significativa entre las curvas pushover calculadas con el patrón uniforme y el modal.

7. El método pushover valida su capacidad como herramienta para el diseño sismorresistente, ya que permite analizar el comportamiento de la estructura frente a demandas sísmicas a partir de la curva pushover y de la secuencia de plastificación. Estos resultados, que serán más precisos cuanto más predominante sea el modo fundamental, permiten detectar debilidades que puedan permanecer ocultas en un análisis elástico convencional tales como: mecanismos de piso blando, desplazamientos excesivos o comportamientos frágiles. Sin embargo, la estimación de desplazamientos puede llegar a ser bastante imprecisa en estructuras con modos de vibración altos y con sensibilidad a los patrones de carga utilizados [20].

7.4 TRABAJOS FUTUROS

Para seguir con la línea de investigación de este proyecto se proponen los siguientes trabajos:

1. Realizar un estudio del comportamiento sísmico de los pórticos con arriostramientos descentrados utilizando el análisis estático no lineal o pushover.
2. Realizar un estudio del comportamiento sísmico de edificios de acero de gran altura para analizar la influencia de los modos altos de vibración utilizando el análisis estático no lineal o pushover.

Referencias bibliográficas

- [1] E. L. Wilson, Análisis estático y dinámico de estructuras, California: Computer & Structures, Inc., 2008.
- [2] A. M. Cassano, Análisis de Estructuras Bajo Cargas Dinámicas, Paraná, 2009.
- [3] P. Martí Montrull, Análisis sísmico de estructuras mediante espectros de diseño, Valencia: Servicio de Publicaciones UPV, 1984.
- [4] L. M. Bozzo y A. H. Barbat, Diseño sismorresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas., Barcelona, 2000.
- [5] A. K. Chopra, Dinámica de estructuras, México: Pearson, 2014.
- [6] F. Crisafulli y E. Villafañe, «Espectros de respuesta y diseño,» *Universidad Nacional de Cuyo, Facultad de Ingeniería*, p. 22, Mayo 2002.
- [7] H. Sucuoglu y S. Akkar, Basic Earthquake Engineering, Springer, 2014.
- [8] H. Barbat, S. Oller y J. Vielma, Monografías de Ingeniería Sísmica, Barcelona, 2005.
- [9] R. Moreno González y J. Miguel Bairan, «Estudio comparativo de los métodos de diseño sísmico en fuerzas y desplazamientos aplicados a un edificio de hormigón armado de media altura.,» *ResearchGate*, n^o UPC - V Congreso ACHE, 2001.
- [10] N. Bazeos, «Comparison of three seismic design methods for plane steel frames,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering 29*, pp. 553-562, 2009.
- [11] M. Aguilera Reveles, Métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos con aplicación a estructuras reticulares de concreto reforzado., México D.F.: Universidad Autónoma de México., 2001.
- [12] T. Karavasilis, N. Bazeos y D. Beskos, «Maximum displacement profiles for the performance based seismic design of plane steel moment resisting frames.,» *Engineering Structures*, vol. 28, pp. 9-22, 2006.
- [13] B. Borzi, G. Calvi, A. Elnashai, E. Faccioli y J. Bommer, «Inelastic spectra for displacement-based seismic design,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 21, pp. 47-61, 2001.

- [14] M. Priestley, G. Calvi y M. Kowalsky, «Direct Displacement-Based Seismic Design of Structures,» *NZSEE Conference*, 2007.
- [15] K. S. Kent, A. F. Sigmund y F. P. Terrence, «Multi-mode pushover procedure - a method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis,» *6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*.
- [16] ATC-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete building, 1996.
- [17] EC8, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance., 2004.
- [18] FEMA 273 - NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, 1997.
- [19] A. K. Chopra y R. Goel, «Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems,» *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, 1999.
- [20] H. Krawinkler y G. Seneviratna, «Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation,» *Engineering Structures, Vol.20, Elsevier*, pp. 452-464, 1998.
- [21] P. Fajfar, «Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 28, pp. 979-993, 1999.
- [22] N. D. Lagaros y M. Fragiadakis, «Evaluation of ASCE-41, ATC-40 and N2 static pushover methods based on optimally designed buildings,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 31, pp. 77-90, 2011.
- [23] FEMA 356 - Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [24] A. Chopra y R. Goel, «A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation,» *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, 2001.
- [25] G. Tarta y A. Pintea, «Seismic evaluation of multi-storey moment-resisting steel frames with stiffness irregularities using standard and advanced pushover methods,» *Procedia Engineering*, vol. 40, pp. 445-450, 2012.
- [26] L. Cardoso Machado y E. Quishpe Sacancela, Diseño conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento, Riodamba: Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, 2014.
- [27] M. Á. Montaña Peña y F. López Almansa, Análisis pushover de edificios con pórticos de acero en Bogotá - Tesina de Máster, Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 2010.
- [28] FEMA 350 - Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Federal Emergency Management Agency, 2000.

- [29] E. C. H. D. P. F. M. F. P. F. M. K. A. P. P. P. A. P. H. S. G. T. P. Bisch, «Eurocode 8: Seismic Design of Buildings. Worked Examples,» *JRC Scientific and Technical Reports*, 2011.
- [30] R. Sabelli, Research on improving the design and analysis of earthquake-resistant steel-braced frames, 2000 Professional Fellowship, FEMA: EERI, 2001.
- [31] Y. Khademi y M. Rezaie, «Comparison study of CBF and EBF bracing operation in steel structures,» *IJISET - International Journal of Innovative Science, Engineering & Technology*, vol. 3, n° 8, 2016.
- [32] P. Maddala, Pushover analysis of steel frames, Rourkela, 2013.
- [33] F. Lopez-Almansa y M. Montaña, «Numerical seismic vulnerability analysis of mid-height steel buildings in Bogotá, Colombia,» *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 92, pp. 1-14, 2014.
- [34] K. K. Sangle y P. Dhanaraj M., «Seismic behaviour of different bracings systems in high rise 2-D steel buildings,» *Structures, Elsevier*, pp. 282-305, 2015.
- [35] M. S. Williams y D. E. Clément, «Application of pushover analysis to the design of structures containing dissipative elements.,» *13th World Conference on Earthquake Engineering*, n° 1888, 2004.
- [36] D. P.P. y L. L., «On the pushover analysis as a method for evaluating the seismic response of RC buildings,» *WIT*, vol. 81, 2005.
- [37] M. G. Kalibhat, K. Kiran , S. Prasad y R. P. Ramia, «Seismic performance of concentric braced steel frames from pushover analysis,» *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering*, pp. 67-73.
- [38] C. Jaiprakash Chitte, «Effect of concentric braces on the behaviour of steel structure by pushover analysis,» *IOSR Journal of Mechanical* , vol. 11, n° 1, pp. 23-28, 2014.
- [39] M. Saïidi y M. A. Sozen, «Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures,» *Civil Engineering Studies*, vol. 465, 1981.
- [40] M. G. Peralta Alvarez, Y. F. Vargas y L. G. Pujades, Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del hospital de Vielha - Tesina de Máster, Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 2012.
- [41] N. Newmark y W. Hall, «Earthquake spectra and design,» *Earthquake Engineering Research Institute*, 1982.
- [42] H. Moghaddam y I. Hajirasouliha, «An investigation on the accuracy of pushover analysis for estimating the seismic deformation of braced steel frames,» *Journal of Constructional Steel Research* 62, pp. 343-351, 2006.

- [43] Z. Lu, H. Ge y T. Usami, «Applicability of pushover analysis-based seismic performance evaluation procedure for steel arch bridges,» *Engineering Structures* 26, pp. 1957-1977, 2004.
- [44] H. Krawinkler, «Pushover Analysis: Why, How, When, and When Not to Use It,» *Structural Engineers Association of California*, pp. 17-36, 1996.
- [45] S.-P. Kim y Y. C. Kurama, «An alternative pushover analysis procedure to estimate seismic displacement demands,» *Engineering Structures* 30, pp. 3793-3807, 2008.
- [46] E. Kalkan y S. Kunnath, «Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures,» *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 132, n^o 11, pp. 1721-1731, 2006.
- [47] R. Hasan, L. Xu y D. Grierson, «Push-over analysis for performance-based seismic design,» *Computers and Structures* 80, pp. 2483-2493, 2002.
- [48] P. Gulkan y M. A. Sozen, «Response and energy-dissipation of reinforced concrete frames subjected to strong base motions,» *Civil Engineering Studies*, vol. 377, 1971.
- [49] P. Gulkan y M. A. Sozen, «Inelastic responses of reinforced concrete structures to earthquake motions,» *ACI JOURNAL*, 1974.
- [50] V. Gioncu, «Framed structures. Ductility and seismic response. General report.,» *Journal of Constructional Steel Research* 55, pp. 125-154, 2000.
- [51] S. A. Freeman, «Development and use of capacity spectrum method,» de *6th US NCEE Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, 1998.
- [52] R. A. Falconi, Análisis Sísmico por Desempeño, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército , 2003.
- [53] P. Fajfar y M. Fischinger, «N2-A Method for non-linear seismic analysis of regular buildings,» de *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering* , Tokyo-Kyoto, 1988.
- [54] P. Fajfar, «A non-linear analysis method for performance based seismic design,» *Earthquake Spectra*, vol. 16, n^o 3, pp. 573-592, 2000.
- [55] Escuela Nacional de Protección Civil, Intervención técnica en catástrofes: estimación y valoración de daños., Murcia: Delegación del Gobierno Región de Murcia, 2008.
- [56] A. S. Elnashai, «Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications.,» vol. 12, 2001.
- [57] A. K. Chopra y R. K. Goel, Modal Pushover Analysis of SAC Buildings, Berkeley, California: University of California.
- [58] A. Chopra y R. Goel, «Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF systems,» *Univ. of California, Berkeley*, 2000.

- [59] J. Bracci, S. Kunnath y A. Reinhorn, «Seismic Performance and Retrofit Evaluation of Reinforced Concrete Structures,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, n^o 1, 1997.
- [60] S. Antoniou y R. Pinho, «Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 8, n^o 5, pp. 643-661, 2004.
- [61] E. A. Álvarez, «Ingeniería sísmica,» de *Discurso leído en la solemne entrega de los diplomas académicos a los Ingenieros Industriales, Promoción 134*, Madrid, 1991.
- [62] T. Albanesi, S. Biondi y M. Petrangeli, «Pushover analysis: an energy based approach,» *Elsevier Science; 12th European Conference on Earthquake Engineering*, 2002.
- [63] «Universidad Austral de Chile,» [En línea]. Available: http://www.geologiauach.cl/show_media.php?id=114. [Último acceso: 23 Agosto 2016].
- [64] UNE-EN_1993-1-1:2013: Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1 Reglas generales y reglas para edificios..
- [65] UNE-EN 1992-1-1:2010: Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación..
- [66] «SRC,» [En línea]. Available: <http://www.src.com.au/strong-motion-accelerographs/>. [Último acceso: 19 09 2016].
- [67] NCSE-02. Norma de construcción sismorresistente. Parte general y edificación..
- [68] *Documentación del programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional.*