

Aplicación del CSM al diseño sísmico prestacional de
estructuras aporticadas de hormigón armado.
Comparación de los métodos FEMA EL y N2.

Manuel Sifón Miralles

14 de septiembre de 2016



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

Trabajo Final de Master
Titulación: Máster en Ingeniería del Hormigón
Tutor: D. Antonio Hospitaler Pérez

Prefacio

El presente trabajo final de máster, titulado «Aplicación del CSM al diseño sísmico pres-tacional de estructuras aporticadas de hormigón armado. Comparación de los métodos FEMA EL y N2.», ha sido elaborado por Manuel Sifón Miralles y forma parte de los requisitos para la obtención del título de ‘Máster en Ingeniería del Hormigón’ del Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia.

El trabajo ha sido dirigido por el catedrático de universidad D. Antonio Hospitaler Pérez, así mismo del Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia.

Este documento ha sido preparado en su totalidad —incluyendo tablas, ecuaciones y grá-ficos— mediante el sistema \LaTeX [1]. Para realizar el modelado y análisis estructural se ha empleado el *software* CypeCAD en su versión 2016.g y ETABS 2015. Otros cálculos auxiliares, así como la aplicación y comprobación de los procedimientos de las normativas se han resuelto mediante tablas de cálculo realizadas en Excel 2013.

Tras introducir los objetivos del estudio, en la primera parte se presentan algunas cuestiones relacionadas con el problema del cálculo sísmico y en concreto la idea del diseño basado en prestaciones. Además se anuncia el marco normativo que sirve de base para el estudio. En la segunda parte del trabajo, se desarrolla el diseño y modelización de los modelos estructurales, así como su análisis mediante empujes incrementales. Es en la tercera parte donde se lleva a cabo la aplicación de los métodos no-lineales EL y N2. Se finaliza con las conclusiones y con los apéndices, donde se muestran capturas de pantalla de diferentes partes del proceso.

Resumen

El objeto es verificar el nivel prestacional de diferentes pórticos de hormigón armado en el marco de la normativa europea EC2-EC8. El método de análisis es el CSM —método del espectro de capacidad—, que es un método estático no-lineal. La obtención del desplazamiento objetivo o punto de desempeño —*performance point*— se aborda por el método *Equivalent Linearization* de la normativa americana FEMA 440 y el método N2 del Anexo B del Eurocódigo 8, con el fin de comparar ambos planteamientos.

Palabras clave

CSM, diseño sísmico, pórticos de hormigón, diseño prestacional, espectro de capacidad, desplazamiento objetivo, punto de desempeño, Eurocódigo 8, FEMA 440, empujes incrementales, curva de capacidad, clase de ductilidad, método N2.

Abstract

The purpose of this work is to verify the performance level of various reinforced concrete frames under European legislation EC2-EC8. The analysis method is the CSM —capacity spectrum method—, which is a nonlinear static method. The effect of varying height, the ductility class and interstorey drift caused damage limitation upon structures is studied. Obtaining target displacement or performance point is addressed by Equivalent Linearization method of the American legislation FEMA 440 and N2 method of Annex B of Eurocode 8, in order to compare both approaches.

Key words

CSM, seismic desing, concrete frames, performance-based design, capacity spectrum, target displacement, performance point, Eurocode 8, FEMA 440, pushover, capacity curve, ductility class, N2 method.

Índice

Objetivos	4
I Introducción	5
1. Análisis y diseño sísmico	6
1.1. Problema sísmico	6
1.2. Factores previos	8
1.2.1. Emplazamiento	8
1.2.2. Geometría global	9
1.3. Técnicas de diseño sismorresistente	9
1.3.1. Aisladores sísmicos	10
1.3.2. Sistemas de disipación	12
1.3.3. Sistemas de control activo	13
2. Diseño basado en prestaciones	14
2.1. Método del Espectro de Capacidad (CSM)	15
2.2. Método N2	17
3. Marco normativo	22
3.1. Eurocódigo 8	22
3.1.1. Espectro de respuesta	22
3.1.2. Espectro de cálculo	23
3.1.3. Clases de ductilidad	25
3.1.4. Regularidad estructural	26
3.1.5. Limitación del desplome entre plantas	27
3.1.6. Periodo de vibración	28
3.1.7. Análisis estático no-lineal	28
3.2. FEMA 440	29
3.3. ATC-40	29
3.3.1. Curva de capacidad	29
3.3.2. Espectro de demanda	30
II Diseño y análisis estructural	33
4. Estructuras analizadas	35
4.1. Definición geométrica	35
4.2. Datos previos de cálculo	36
4.3. Modelización en CypeCAD	38
5. Cálculo	40
5.1. Consideraciones	40
5.2. Secciones y armados	40
5.2.1. Estructura 2D-06-DCM	41
5.2.2. Estructura 2D-10-DCM	42
5.2.3. Estructura 2D-06-DCH	43
5.2.4. Estructura 2D-10-DCH	43
5.2.5. Estructura 3D-06-DCM	44
5.3. Conclusiones parciales	46
5.3.1. Cuantías de armado	46
5.3.2. Volumen de hormigón	48
5.3.3. Desplomes	48
5.3.4. Periodos	50

6. Análisis pushover	52
6.1. Modelización en ETABS	52
6.1.1. Geometría	52
6.1.2. Barras	52
6.1.3. Restricciones	53
6.1.4. Otras definiciones	53
6.1.5. Acciones	54
6.1.6. Ejecución del modelo	55
6.2. Curvas de desplazamiento	55
6.2.1. Estructuras de 6 alturas	55
6.2.2. Estructuras de 10 alturas	57
6.2.3. Estructura 3D-06-DCM	57
6.3. Conclusiones parciales	57
III Aplicación de métodos no-lineales	61
7. Equivalent Linearization	62
7.1. Procedimiento	62
7.2. Implementación	67
8. N2, Eurocódigo 8	69
8.1. Procedimiento	69
8.2. Implementación	74
9. Resultados	75
9.1. Puntos de desempeño	75
9.2. Umbrales de daño	78
Conclusiones	85
IV Apéndices	87
A. Capturas CypeCAD	88
A.1. Introducción de datos previos	88
A.2. Modelización	94
A.3. Resultados	98
B. Capturas ETABS	101
B.1. Introducción de datos previos	101
B.2. Modelización y análisis	109
B.3. Resultados	116
C. Deformadas <i>pushover</i>	118
C.1. Estructuras de 6 alturas	119
C.2. Estructuras de 10 alturas	123
Referencias	128

Nomenclatura

- \ddot{U} vector de desplazamientos, en el método N2, página 19.
- α_1 fracción de la masa total del sistema asociada al primer modo de vibración, página 30.
- β coeficiente correspondiente al umbral inferior del espectro de cálculo horizontal, cuyo valor recomendado es 0,2, página 24.
- Φ_1 desplazamiento modal -amplitud- asociado al primer modo de vibración, página 30.
- Γ_1 factor de participación modal asociado al primer modo de vibración, página 30.
- η coeficiente de corrección del amortiguamiento, página 23.
- μ factor de ductilidad en aplicación del método N2, página 17.
- a aceleración del suelo en función del tiempo, en el método N2, página 19.
- a_g valor de cálculo de la aceleración del suelo para un terreno del tipo A, página 23.
- d_e desplazamiento de un punto del sistema estructural, página 28.
- d_n desplazamiento del nudo control, página 70.
- d_r valor de cálculo del desplome entre plantas, diferencia entre el desplazamiento lateral medio d_s de la parte superior e inferior de la planta considerada, página 27.
- d_s desplazamiento de un punto del sistema estructural, inducido por la acción sísmica de cálculo, página 27.
- d_y^* desplazamiento correspondiente al límite elástico del sistema de un solo grado de libertad ideal, página 71.
- E_m^* energía de deformación real en el momento de la formación del mecanismo plástico, página 71.
- F_b esfuerzo cortante en la base de una estructura, página 70.
- g aceleración correspondiente a la gravedad $\simeq 9.807 \text{ m/s}^2$, página 37.
- H altura total del edificio, página 28.
- h altura de una planta, página 27.
- k_w coeficiente que refleja el modo de rotura predominante en sistemas estructurales con muros, página 24.
- m_i masa de una planta i , página 69.
- q coeficiente de comportamiento de una estructura, página 24.
- q_0 valor base del coeficiente de comportamiento, función del sistema estructural y de su regularidad en altura, página 24.
- q_d coeficiente de comportamiento para el desplazamiento, página 27.
- R_μ factor de reducción debido a la ductilidad en aplicación del método N2, página 17.
- S coeficiente de suelo, página 23.
- S_a aceleración espectral, página 17.
- S_{ae} aceleración espectral de un sistema elástico, página 17.

S_d desplazamiento espectral, página 17.
 S_{de} Desplazamiento espectral de un sistema elástico, página 17.
 $S_d(T)$ espectro de cálculo en función del periodo, página 24.
 $S_e(T)$ espectro de respuesta elástica en función del periodo, página 23.
 T periodo de vibración, en segundos, página 23.
 T_1 Periodo correspondiente al primer modo de vibración, página 28.
 T_B límite inferior del periodo del tramo de aceleración espectral constante, página 23.
 T_C límite superior del periodo del tramo de aceleración espectral constante y periodo característico del terreno, página 18.
 T_D valor que define el comienzo del tramo de respuesta de desplazamiento constante del espectro, página 23.
 v coeficiente de reducción que considera el menor periodo de retorno de la acción sísmica asociada con el requisito de limitación de daño, página 27.
 D^* desplazamiento equivalente para un sistema SDOF, en el método N2, página 19.
 D_t desplazamiento en cubierta, página 19.
 D_y^* el desplazamiento de plastificación de un sistema idealizado bilineal, en el método N2, página 20.
 F^* fuerza equivalente para un sistema SDOF, en el método N2, página 19.
 Φ forma del desplazamiento asumido, en el método N2, página 18.
 F_y^* la fuerza de plastificación de un sistema idealizado bilineal, en el método N2, página 20.
 Γ factor de participación modal, página 19.
 m^* masa equivalente para un sistema SDOF, en el método N2, página 19.
 \mathbf{M} matriz diagonal de masas, en el método N2, página 18.
 p magnitud de las cargas laterales, en el método N2, página 18.
 \mathbf{P} vector de cargas laterales, en el método N2, página 18.
 \mathbf{R} vector de fuerzas internas, en el método N2, página 19.
 T^* el periodo elástico de un sistema idealizado bilineal, en el método N2, página 20.
 V cortante en la base de un sistema MDOF, en el método N2, página 19.
 Ψ distribución de las cargas laterales, en el método N2, página 18.

Índice de figuras

1.	Influencia de la forma en planta	10
2.	Ejemplo de división estructural	10
3.	Influencia de la proporción en planta	10
4.	Objetivos de desempeño	15
5.	Ejemplo gráfico, método N2	21
6.	Espectro de respuesta elástica	24
7.	Factores de participación modal y coeficientes de masa modal	31
8.	Geometría en planta de las estructuras analizadas.	35
9.	Geometría en alzado de las estructuras analizadas.	35
10.	Código de pilares	41
11.	Resumen cuantías de armado.	47
12.	Resumen volumen de hormigón.	48
13.	Curvas de capacidad para los modelos de 6 alturas	56
14.	Curvas de capacidad para los modelos de 10 alturas	57
15.	Curvas de capacidad para el modelo 3D-06-DCM	58
16.	Espectros de capacidad, estructuras de 6 alturas	58
17.	EL, paso 4, demanda frente a capacidad	63
18.	EL, paso 6, representación bilineal.	64
19.	EL, paso 11, punto de desempeño	65
20.	EL, paso 12, iteración	66
21.	EL, paso 13, solución	66
22.	Relación fuerza-desplazamiento, 3D-06-DCM	69
23.	Idealización de la curva de capacidad	71
24.	Desplazamiento objetivo	73
25.	Nivel de desempeño, 2D-06-DCM	79
26.	Nivel de desempeño, 2D-10-DCM	80
27.	Nivel de desempeño, 2D-10-DCH	80
28.	Comprobación de desplomes, 2D-10-DCM	80
29.	Comprobación de desplomes, 2D-10-DCM	81
30.	Comprobación de desplomes, 2D-10-DCH	81
31.	Comprobación gráfica de desplomes, 2D-10-DCM	83
32.	Datos generales	88
33.	Normativas aplicadas	89
34.	Normativa aplicada, sobrecarga de viento	89
35.	Normativa sismo	90
36.	Normativas aplicadas	91
37.	Clase de exposición	91
38.	Forjado tipo	92
39.	Armado de pilares	93
40.	Detalle de vigas frente a sismo	94
41.	Creación de grupos	95
42.	Introducción de vigas	95
43.	Introducción y edición de pilares	96
44.	Introducción de cargas	97
45.	Vista en planta de grupo, estructura 3D	97
46.	Vista en planta de grupo, estructura 2D	98
47.	Modelo definitivo, estructura 3D-06-DCM	98
48.	Modelo definitivo, estructura 2D-06-DCM	99
49.	Cargas de viento, estructura 3D-06-DCM	99
50.	Vista de la deformada frente a sismo	100
51.	Unidades y normativa	101
52.	Configuración de rejilla	101

53.	Propiedades del hormigón	102
54.	Propiedades del acero de refuerzo	103
55.	Definición del tipo de sección	104
56.	Definición de las propiedades de las secciones	104
57.	Reducción de la rigidez	105
58.	Definición del armado de pilares	106
59.	Definición del armado de vigas	106
60.	Creación de diafragmas rígidos	107
61.	Definición del espectro de respuesta	107
62.	Definición de la masa del sistema	108
63.	Análisis modal	109
64.	Creación de patrones de carga	109
65.	Caso ‘Sobrecarga de uso’	110
66.	Caso ‘Gravitatorias’	111
67.	Caso ‘Pushover modal en dirección x ’	112
68.	Restricciones en base de pilares	112
69.	Asignación de secciones	113
70.	Asignación de cargas distribuidas	114
71.	Asignación de cargas puntuales	114
72.	Visualización de cargas	115
73.	Visualización del modelo 3D	116
74.	Ejecución de los casos	116
75.	Gráfica fuerza-desplazamiento	117
76.	Gráfica aceleración-desplazamiento espectral	117
77.	Parámetros de la visualización de las deformadas	118
78.	Deformada, 3D-06-DCM, patrón modal dirección x	119
79.	Deformada, 3D-06-DCM, patrón uniforme dirección x	119
80.	Deformada, 3D-06-DCM, patrón modal dirección y	120
81.	Deformada, 3D-06-DCM, patrón uniforme dirección y	120
82.	Deformada, 2D-06-DCM, patrón modal dirección x	121
83.	Deformada, 2D-06-DCM, patrón uniforme dirección x	121
84.	Deformada, 2D-06-DCH, patrón modal dirección x	122
85.	Deformada, 2D-06-DCH, patrón uniforme dirección x	122
86.	Deformada, 2D-10-DCM, patrón modal dirección x	123
87.	Deformada, 2D-10-DCM, patrón uniforme dirección x	124
88.	Deformada, 2D-10-DCH, patrón modal dirección x	125
89.	Deformada, 2D-10-DCH, patrón uniforme dirección x	126

Índice de cuadros

1.	Tipos de análisis	7
2.	Valores de base del coeficiente de comportamiento q_0 para sistemas regulares en altura	25
3.	Consecuencias de la regularidad estructural	26
4.	Datos generales introducidos en CypeCAD.	36
5.	Datos de acción sísmica introducidos en CypeCAD.	37
6.	Grupos de forjados definidos en las estructuras de 10 alturas.	38
7.	Cargas aplicadas en los modelos planos.	39
8.	Configuraciones estudiadas.	39
9.	Armado de pilares, estructura 2D-06-DCM	41
10.	Armado de vigas, estructura 2D-06-DCM	42
11.	Armado de pilares, estructura 2D-10-DCM	42
12.	Armado de vigas, estructura 2D-10-DCM	42
13.	Armado de pilares, estructura 2D-06-DCH	43
14.	Armado de vigas, estructura 2D-10-DCM	43
15.	Armado de pilares, estructura 2D-10-DCH	44
16.	Armado de vigas, estructura 2D-10-DCH	44
17.	Armado de pilares, estructura 3D-06-DCM	45
18.	Armado de vigas extremas, dirección x , estructura 3D-06-DCM	45
19.	Armado de vigas centrales, dirección x , estructura 3D-06-DCM	46
20.	Armado de vigas, dirección y , estructura 3D-06-DCM	46
21.	Cuantías de armado en las estructuras de 6 alturas.	46
22.	Cuantías de armado en las estructuras de 10 alturas.	47
23.	Volúmenes de hormigón.	48
24.	Desplomes en las estructuras de 6 alturas.	49
25.	Desplomes en las estructuras de 10 alturas.	50
26.	Desplomes medios.	50
27.	Periodos (s)	51
28.	Datos pushover, 2D-06-DCM.	56
29.	Espectro de demanda	62
30.	Paso 10, espectro de demanda modificado	65
31.	Ejemplo Equivalent Linearization	67
32.	Obtención del coeficiente de transformación.	70
33.	Transformación a un solo grado de libertad	70
34.	Procedimiento iterativo	73
35.	Puntos de desempeño, 2D-06-DCM	75
36.	Puntos de desempeño, 2D-10-DCH	75
37.	Puntos de desempeño, 2D-06-DCM	76
38.	Puntos de desempeño, 2D-06-DCH	77
39.	Puntos de desempeño, 2D-10-DCM	77
40.	Puntos de desempeño, 2D-06-DCM	77
41.	Umbrales de daño	78
42.	Desplome límite según umbral de daño	78
43.	Umbrales de desplazamiento (mm)	79
44.	Degradación de rótulos plásticas, 2D-06-DCM	82
45.	Desplome límite por planta en colapso, 2D-06-DCM	82
46.	Desplome límite por planta en colapso, 2D-10-DCM	83
47.	Desplome límite por planta en colapso, 2D-10-DCH	84

Glosario

Las definiciones del siguiente glosario están basadas en las de la norma americana ATC40 [2] principalmente y en diferentes puntos del Eurocódigo 8 [3].

Basado en desplazamientos. Se refiere a los procedimientos de análisis, como los estáticos no-lineales, que se basan en la estimación de los desplazamientos laterales o deformaciones debido al movimiento sísmico. Los esfuerzos que actúan sobre los distintos elementos son determinados a posteriori, a partir de las deformaciones estimadas.

Basado en prestaciones. Se refiere a la metodología en la cual los criterios de diseño estructural se basan en conseguir ciertos objetivos de comportamiento o desempeño. Ello se contrapone al método convencional donde el criterio de diseño estructural se basa en los límites de esfuerzo que puede recibir la estructura resultantes de las fuerzas horizontales establecidas.

Capacidad. Resistencia última —a flexión, cortante o axil— de un elemento estructural excluyendo los factores de reducción que se emplean comúnmente en el diseño de miembros de hormigón. La capacidad normalmente se refiere a la fuerza en el límite elástico de la curva de capacidad del elemento o estructura. Para los elementos controlados en base a su deformación, la capacidad más allá del límite elástico suele incluir el efecto de endurecimiento por deformación.

Comportamiento elástico. Se refiere al primer tramo de una representación bilineal de la relación carga-deformación de un elemento o estructura. Es decir, el tramo entre la condición sin carga inicial y el límite elástico. Este tramo es una línea recta cuya pendiente represente la rigidez elástica inicial del elemento.

Control de deformaciones. Se da en aquellos elementos o sistemas que pueden o a los que se les permite exceder su límite elástico de forma dúctil. Los niveles de esfuerzo de los elementos en los que se da tienen menor importancia que la cantidad de deformación que pueda existir una vez superado el límite elástico.

Control de esfuerzos. Se da en aquellos elementos o sistemas que pueden o a los que no tienen permitido exceder su límite elástico. Estos elementos, generalmente frágiles, experimentan gran degradación poco después de superar el límite elástico.

CSM, o método del espectro de capacidad. Procedimiento de análisis estático no-lineal que proporciona una representación gráfica del desempeño sísmico esperado de la estructura mediante la intersección del espectro de capacidad de la misma con espectro de demanda. Este espectro representa el desplazamiento que el terremoto demanda a la estructura. La intersección es el punto de desempeño y la coordenada de desplazamiento en él es la demanda estimada de desplazamiento para ese nivel de peligro sísmico.

Curva de capacidad. Gráfico de la carga lateral total, V , en una estructura, frente al desplazamiento lateral, d , de uno de los puntos más elevados de la misma. También se conoce como curva *pushover* o de empujes incrementales.

Degradación. Se refiere a la pérdida de fuerza que un elemento o estructura sufre cuando se ve sometida a más de un ciclo de deformación por encima de su límite elástico.

Demanda. Representación del movimiento sísmico al que el edificio o estructura está sujeta. En los procedimientos de análisis estáticos no-lineal la demanda se representa mediante una estimación de los desplazamientos a los que se espera que esté sometida la estructura. En los procedimientos elástico lineales convencionales la demanda se representa mediante una serie de fuerza laterales aplicadas sobre la estructura.

Demanda de ductilidad. Se refiere a la deformación —rotación o desplazamiento— por encima del límite elástico, expresada numéricamente como la relación entre la deformación máxima y la deformación de plastificación.

Desplazamiento objetivo. Es la demanda sísmica deducida a partir del espectro de respuesta elástica, en términos de desplazamiento de un sistema equivalente de un grado de libertad. Es el equivalente a la coordenada de desplazamiento del punto de desempeño en el método del espectro de capacidad para el método del coeficiente de desplazamiento.

Ductilidad. La propiedad de un elemento o estructura de someterse a grandes desplazamientos y/o a varios ciclos de deformación por encima de su límite elástico y mantener su resistencia sin sufrir degradación importante o colapso repentino. Estos elementos suelen controlarse mediante deformaciones.

Elementos estructurales primarios. Aquellos que proporcionan la principal rigidez y resistencia de la estructura frente a acciones laterales alcanzado el punto de desempeño. Son los elementos que son necesarios para soportar la fuerza lateral después de varios ciclos de respuesta inelástica frente al movimiento sísmico.

Elementos estructurales secundarios. Aquellos que no son o no necesitan elementos primarios del sistema resistente lateral. Sin embargo, estos elementos pueden ser necesarios para soportar y transmitir las cargas gravitatorias verticales e incluso soportar algunas de las cargas laterales.

Empujes incrementales. En inglés *pushover*, es el análisis estático efectuado para determinar la relación fuerza-desplazamiento, o la curva de capacidad, de una estructura o elemento. El análisis implica la aplicación de fuerzas horizontales con un patrón establecido a una modelización por ordenador de la estructura de forma incremental. Se procede de este modo, ‘empujando’ la estructura y graficando la carga total aplicada y el desplazamiento lateral asociado para cada incremento hasta que la estructura alcanza un estado límite o colapsa.

Espectro de capacidad. Curva de capacidad transformada a coordenadas espectrales. Es decir, de fuerza horizontal frente a desplazamiento (V frente a d) a aceleración espectral frente a desplazamiento espectral (S_a frente a S_d). El proceso de transformación se explica en la sección 6.2.

Espectro de demanda. El espectro de respuesta reducido empleado para representar el movimiento sísmico en el método del espectro de capacidad. La reducción pretende tener en cuenta la capacidad de disipación de energía con la que cuenta la estructura gracias a su ductilidad.

Espectro de respuesta elástico. El espectro de respuesta con un 5% de amortiguamiento para cada nivel de peligrosidad sísmica de interés. Representa la respuesta máxima de la estructura en términos de aceleración espectral (S_a) durante cualquier momento del terremoto como función del periodo de vibración (T).

Estrategia adaptativa. Mejora del comportamiento del edificio o reducción del riesgo existente ante un sismo debido a los resultados de un análisis y la modificación del sistema estructural con tal objetivo en base a ellos.

Frágil. Se refiere a un componente o al comportamiento de un material que sufre degradación con escasa deformación. Estos elementos generalmente se controlan mediante la limitación de esfuerzos y no de deformaciones.

Límites de aceptabilidad. Se refiere a los valores específicos que limitan las deformaciones y las cargas, para los elementos controlados en base a su deformación y esfuerzos respectivamente, los cuales constituyen los criterios para un comportamiento aceptable frente a sismo u otra acción solicitación.

Límite elástico, o punto de plastificación, es el punto del espectro de capacidad donde se alcanza la capacidad última. La relación lineal fuerza-deformación termina y la rigidez efectiva comienza a descender. En un sistema complejo o estructura completa el punto elástico efectivo de en la representación bilineal del espectro de capacidad representa el momento en el cual un número suficiente de elementos individuales han plastificado y la estructura en conjunto comienza a experimentar deformaciones inelásticas.

Método del coeficiente de desplazamiento. Procedimiento numérico de análisis estático no-lineal que estima la demanda de desplazamiento en la estructura. Usa una representación bilineal de la curva de capacidad y una serie de coeficiente para calcular un desplazamiento objetivo. El punto de la curva de capacidad para el desplazamiento objetivo es el equivalente al punto de desempeño en el CSM.

Nivel de desempeño. Estado de daño límite o condición que depende del daño físico del edificio, amenaza para la seguridad de los ocupantes debido al daño y usabilidad del edificio posteriores al terremoto. El nivel de desempeño del edificio no es por tanto algo meramente estructura, depende del daño y desempeño tanto de los elementos estructurales como de los no estructurales.

Objetivo de desempeño. Es el nivel de desempeño deseado para un edificio, generalmente descrito por un daño máximo aceptable tanto para los elementos estructurales como para los no estructurales, para un nivel de peligrosidad sísmica establecida. Este daño generalmente se cuantifica en términos de deformación, desplome entre plantas, etc.

Peligrosidad sísmica. Nivel de movimiento sísmico en un emplazamiento para un terremoto dado. Suelen establecerse tres niveles de peligrosidad —terremoto de servicio o frecuente, de diseño u ocasional y máximo o raro— para cada uno de los cuales se pretende obtener un nivel de desempeño —funcionalidad plena, seguridad para la vida y prevención de colapso—. Esto se desarrolla en el apartado 2.

Procedimiento estático no-lineal. El nombre genérico para los métodos de análisis no-lineales que se caracterizan por: el uso de un análisis estático de empujes incrementales para obtener la curva de capacidad de la estructura; la representación de la demanda de desplazamiento real debido a un nivel específico de peligrosidad sísmica; y la verificación del nivel de desempeño aceptable mediante la comparación de ambas.

Punto de desempeño. La intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda apropiado en el método del espectro de capacidad.

Rigidez efectiva. Pendiente de la línea recta trazada desde el origen de la curva de capacidad de un edificio a un punto de la curva para un desplazamiento 'd' posterior al límite elástico causado por un sismo. La rigidez secante o efectiva será siempre menor que la rigidez elástica o inicial.

Sistema de pórticos. Sistema estructural en el que tanto las cargas verticales como las laterales se resisten por pórticos espaciales cuya resistencia a cortante en la base del edificio es superior al 65 % de la resistencia a cortante total del sistema estructural total.

Objetivos

En este trabajo fin de máster se pretende alcanzar una serie de objetivos relacionados con la ingeniería y el diseño sísmico. Debido al programa docente en el que se encuadra es necesario que se concrete en el ámbito de las estructuras de hormigón armado. Estos objetivos pueden estructurarse, como es habitual en esta clase de trabajos, en dos grupos: por un lado estudio, aprendizaje o adquisición de conocimientos sobre la materia a tratar; por otro la aplicación de éstos tratando de adquirir en el proceso experiencia y obtener ciertas conclusiones.

En cuanto al primer grupo, podemos incluir los objetivos relacionados con el desarrollo actual de la ingeniería sísmica, el estudio de los métodos de diseño prestacional y el reflejo que tiene en la normativa vigente, a saber:

- Aprender el fundamento de los métodos de **diseño sísmico prestacional** basados en el espectro de capacidad.

Ello incluye la obtención de la curva fuerza-desplazamiento de la estructura mediante los denominados análisis por empujes incrementales (*pushover*), así como la caracterización del movimiento de terreno mediante su espectro de respuesta.

- Conocer su desarrollo en las **normativas** de cálculo estructural en general y en los Eurocódigos en particular.

Conocedoras de la importancia y auge de estos métodos y la necesidad de su incorporación a los proyectos de cálculo de la forma más eficiente posible, las diversas normativas han incluido estos métodos y les han otorgado mayor protagonismo en los últimos años. Las normas europeas no son las más avanzadas en este sentido pero el Eurocódigo ya incluye en sus anejos un procedimiento en esta línea.

- Conocer el **método N2** propuesto y desarrollado principalmente por Peter Fajfar.

Pues es en el que se basa el procedimiento mencionado del Eurocódigo 8. Se trata de un método que busca resultar sencillo para que su aplicación se vuelva habitual, manteniendo la validez de los resultados obtenidos.

Respecto al segundo grupo, en el podríamos englobar los objetivos siguientes:

- **Aplicación** del método no-lineal del Eurocódigo 8, que se desarrolla en su Anexo B.

Esto se realiza mediante un ejemplo práctico paso a paso que se ha programado mediante tabla de cálculo.

- **Comparación** del método del Eurocódigo 8 con el método *Equivalent Linearization* de la FEMA 440.

Parece adecuado comparar el principal método objeto de estudio con otro procedimiento similar para poder realizar un análisis con mejor criterio y poner de manifiesto las diferencias entre ambos. Este procedimiento será el denominado *Equivalent Linearization* desarrollado en la FEMA 440 ya que es el método que implementa el programa de cálculo elegido para realizar el análisis de empujes incrementales.

- Realización de varios **ejemplos** de aplicación, a través del diseño y análisis de pórticos de hormigón.

La realización de estos ejemplos tiene a su vez la finalidad de obtener pequeñas conclusiones en el análisis de sus resultados, con respecto a:

- El nivel de desempeño resultante de un mayor número de estructuras.
- Las diferencias que la altura y la clase de ductilidad elegida para el armado de las mismas, según los criterios del Eurocódigo 8, pueda suponer.
- Cualquier otra característica, parámetro o criterio que pueda manifestarse relevante y de interés durante el proceso de análisis.

Parte I

Introducción

1. Análisis y diseño sísmico

1.1. Problema sísmico

Los terremotos son fenómenos naturales que continuamente ocasionan cuantiosos daños humanos y materiales. En muchas regiones se producen terremotos severos capaces de colapsar estructuras e interrumpir la actividad económica, las líneas de comunicación y los servicios públicos. La principal causa de estas pérdidas es el comportamiento sismorresistente inadecuado de las estructuras. La gran parte de las víctimas que los terremotos producen en el mundo se deben al colapso de edificios. El análisis y diseño sísmicos de las estructuras es por tanto imprescindible.

A partir de la segunda mitad del siglo XX se observa un incremento del número de víctimas producidas por el fallo de edificios de hormigón armado en comparación con el debido al fallo de los edificios de mampostería no reforzada. Este hecho es una consecuencia de la continua reducción del número de edificios de mampostería no reforzada y del gran incremento de los de hormigón armado. Sin embargo, aunque los edificios de hormigón armado son más seguros, se ha observado que su fallo produce un mayor porcentaje de víctimas entre sus ocupantes que el de los edificios de mampostería. [4]

Cabe señalar que a diferencia de otras acciones, como el peso propio o las sobrecargas de uso, las acciones sísmicas son prácticamente instantáneas y con un tiempo de duración relativamente corto. Así, si bien las cargas gravitatorias se pueden considerar como acciones estáticas, la acción sísmica actúa a una velocidad alta en comparación con la capacidad del edificio para responder estructuralmente. Esto la convierte por definición en una acción dinámica, y por tanto exige el empleo de métodos basados en la dinámica estructural. A todo ello hay que sumarle el hecho de que la acción sísmica tiene una naturaleza cíclica, de forma que el edificio es sometido alternativamente a esfuerzos de tracción y compresión en sus distintos elementos estructurales, lo que complica aún más el cálculo sísmico.

Visto desde la perspectiva histórica de los últimos 100 años el diseño sísmico estructural ha estado en constante evolución, mucho más que el diseño para otros casos de carga o acciones como las gravitatorias, el viento, etc. Inicialmente, y después del daño causado por los terremotos de principio del siglo XX, el efecto del sismo se percibía en términos sencillos de fuerzas laterales proporcionales a la masa que debía resistir la estructura. A mediados de siglo comenzaba a ser incorporada en el diseño estructural la influencia del periodo modificando la intensidad de las fuerzas de inercia actuantes. Sin embargo el análisis estructural continuaba basándose en una respuesta elástica del sistema.

La consideración de la ductilidad fue introducida posteriormente, en las décadas de los 60 y 70. Fue consecuencia de las evidencias experimentales y empíricas de que las estructuras bien detalladas podían resistir niveles de movimientos del terreno que introducían fuerzas de inercia varias veces mayores que aquellas que predecían los análisis elásticos. El desempeño previsto se valoraba entonces en términos de fuerza última, usando niveles de fuerza que partían de los valores elásticos y se reducían por factores en cierta medida arbitrarios, con grandes diferencias entre los distintos códigos normativos y entre países con distinto nivel de actividad sísmica. Gradualmente esto llevó a la comprensión, en las décadas de los 80 y 90, de que la fuerza era importante pero sólo en la medida que ayudaba a reducir los desplazamientos o el daño potencial y que una adecuada definición de la vulnerabilidad estructural debía relacionarse con las deformaciones en lugar de con las fuerzas. [5]

Todo ello desembocó en el desarrollo de filosofías de diseño basadas más en la capacidad de deformación de las estructuras que en su resistencia. Este acercamiento suele estar muy vinculado también al diseño basado en prestaciones, que se describe en la subsección 2.

Sin embargo, a pesar de los grandes avances en la ingeniería sísmica, numerosas construcciones diseñadas empleando normativas continuaban sufriendo daños importantes durante terremotos. Esto puede querer decir que el avance de la investigación no se refleja tanto en la práctica, en particular en las normativas sismorresistentes [4].

Puede decirse que en el análisis sísmico intervienen fundamentalmente tres elementos: la acción exterior —movimiento del suelo—; la estructura o el sistema objeto de estudio; y la respuesta que éste tiene frente a la acción —esfuerzos y deformaciones—. En función de las

Estático		Dinámico
Lineal	Análisis modal espectral	Análisis paso a paso
no-lineal	CSM, <i>pushover</i>	Análisis paso a paso

Cuadro 1: Tipos de análisis

diferentes hipótesis y simplificaciones que se adopten a la hora de modelizar y analizar estos tres elementos se tendrán diferentes tipologías de análisis sísmico (Cuadro 1). El análisis podrá ser estático o dinámico, según la acción sísmica se represente mediante fuerzas estáticas o bien se introduzca en forma de acelerograma. Podrá ser por otro lado lineal o no-lineal, en función de si se consideran o no las no-linealidades geométricas o mecánicas en el modelo del sistema estructural. Distinguimos pues, cuatro metodologías:

Análisis estático lineal. Se emplea un patrón de fuerzas laterales que simulan la acción sísmica actuando sobre la estructura analizada. Su magnitud se estima para que al ser aplicadas la estructura alcance unos desplazamientos similares a los esperados con la ocurrencia del sismo. La demanda de resistencia impuesta por estos desplazamientos se compara con las capacidades de los elementos estructurales. La estructura se modeliza en régimen elástico y se calcula con un análisis estático. Este análisis no es adecuado si la estructura es irregular.

Análisis dinámico lineal. La estructura se modeliza en régimen elástico, pero la entrada de la acción sísmica y la respuesta estructural es dinámica. Los esfuerzos y las deformaciones pueden obtenerse a partir de la acción de uno o varios acelerogramas llevando a cabo un análisis dinámico en el tiempo (paso a paso).

Análisis estático no-lineal. El cálculo se lleva a cabo de manera estática, sometiendo la estructura a cargas laterales poco a poco (mediante empujes incrementales), lo que permite que algunos elementos estructurales plastifiquen y los esfuerzos se distribuyan hacia otras partes de la estructura. Para ello el modelo debe incorporar el comportamiento inelástico de los materiales y deben tenerse en cuenta las no-linealidades geométricas.

Análisis dinámico no-lineal. La estructura se modeliza en régimen inelástico y su respuesta es dinámica. La acción sísmica se basa en uno a varios acelerogramas llevando a cabo un análisis dinámico en el tiempo (paso a paso). Es el sistema más sofisticado y complejo. La precisión del método depende, no obstante e igual que en el resto de casos, de la modelización de la estructura, las características del movimiento terrestre y de los modelos de materiales no-lineales usados en el análisis.

El estático y lineal es el método más antiguo y de mayor simplificación, por lo que presenta bastantes limitaciones en su aplicación. Suele quedar muy del lado de la seguridad, lo que supone sobrecostes en la estructura. El dinámico lineal, generalmente empleado a través del método del espectro de respuesta, es el más habitual y ampliamente extendido, tanto en normativas de muchos países como en uso en general. Sin embargo, sigue presentando limitaciones y no es capaz de simular con precisión, como es evidente, el comportamiento de las estructuras cuando existen importantes no-linealidades.

Por ello, y ya que el análisis dinámico no-lineal es para la mayoría de situaciones excesivamente complejo y costoso de implementar, se están imponiendo los métodos de análisis estáticos no-lineales. Estos métodos permiten una evaluación sísmica relativamente fiable y mucho más realista que los análisis lineales. Parecen hoy en día lo métodos más adecuados para la evaluación sísmica de los edificios, por todo esto son los métodos que se estudian en este trabajo.

1.2. Factores previos

Un correcto análisis y diseño estructural es siempre necesario para alcanzar una buena respuesta sísmica de la estructura. Sin embargo, es conveniente recordar que también puede evitarse en gran medida el daño sísmico en fases previas, mediante un diseño volumétrico del edificio adecuado y antes aún con una buena elección de emplazamiento. Es importante contar con una serie de fuentes de información previa, tales como el informe geotécnico o mapas zonales de daño, para conocer la sección del terreno, riesgo de licuefacción, cercanía a fallas, datos estadísticos de los movimientos del terreno, etc.

A continuación se describen algunos de los factores que influyen en la cantidad de daño que recibirá una estructura ante un sismo y se relacionan con los parámetros que las normativas introducen para generar los espectros de respuesta.

1.2.1. Emplazamiento

Gran escala. Las evaluaciones de peligrosidad globales de un lugar se expresan como la probabilidad de que los movimientos terrestres superen un cierto nivel durante un periodo de tiempo. Esto se representa generalmente en mapas de peligrosidad, como el que se encuentra en el apartado 2.2 de la normativa NCSE-02 [6] que muestra los valores de aceleración para España. Como puede verse, la peligrosidad e intensidad sísmica a gran escala se representa mediante el parámetro a_g . La frecuencia e intensidad de los terremotos, y por tanto estos mapas, se ven especialmente afectados por la situación de las fallas geológicas. La construcción de estructuras para el uso humano sobre el trazado de una falla geológica está especialmente contraindicado en las diversas normativas.

Aunque la región sísmica es un factor fundamental, en zonas de alta actividad sísmica la elección y evaluación del emplazamiento concreto, así como la forma del edificio, son también factores clave en el desempeño final de la estructura. [7]

Local. La elección del emplazamiento se determina generalmente por los costes del terreno, la clase de uso, la proximidad a medios de transporte u otras infraestructuras, etc. Pero estos otros factores medioambientales y geotécnicos que a continuación se describen deberían ser también considerados si se quiere conseguir un buen funcionamiento del edificio, especialmente en zonas de alta actividad sísmica. [7]

- **Liquefacción.** La liquefacción es un fenómeno que ocurre cuando las fuerzas causadas por el terremoto sacuden el suelo incrementando la presión del agua hasta tal punto en el que la fricción entre partículas se pierde. Sucede mayormente en suelos no consolidados —cerca de ríos, arroyos, costa— y donde el nivel freático se encuentra cerca de la superficie. Es más frecuente en suelos saturados, sueltos y arenosos, y cuando ocurre se comportan como líquido. Construir en estas áreas es mucho más caro y requiere cimentaciones profundas. La secciones estatigráficas nos permite ver si existen capas liquefactables en el emplazamiento escogido. Existe riesgo si aproximadamente en los primeros 30 metros existe una capa liquefactable. Además del empleo de cimentaciones profundas que atraviesen la capa con riesgo pueden tomarse otras medidas tales como la compactación del terreno, el cambio del material, el drenaje, etc. Son todas ellas en cualquier caso soluciones de alto coste.
- **Amplificación local.** Los diferentes tipos de suelo producen alteraciones en la velocidad de las ondas sísmicas. Construir sobre suelos blandos causa más movimiento y consecuentemente más daño en la estructura que hacerlo sobre suelos rocosos. Las normativas distinguen diferentes categorías o tipos de suelos y asigna un factor de amplificación a cada uno de ellos.
- **Topografía.** Otros factores topográficos, tales como la cercanía a laderas pueden no afectar el coste de la construcción pero sí causar pérdida de funcionalidad tras el terremoto. Los deslizamientos o avalanchas deben tenerse en cuenta, por ejemplo mediante retranqueos en las zonas de riesgo o la utilización de estas para albergar usos que impliquen poca ocupación

humana. La construcción en la parte más alta de elevaciones puede causar el denominado ‘efecto cresta’, amplificando el movimiento recibido por la estructura, por lo que tampoco es la opción más recomendable.

1.2.2. Geometría global

Los edificios oscilan durante los terremotos y ello hace que se movilicen las fuerzas de inercia. Estas fuerzas viajan por diferentes caminos, denominados rutas de carga, a través de los diferentes elementos estructurales, hasta que finalmente son transferidas al suelo a través de la cimentación. La generación de estas fuerzas y la transferencia hasta la cimentación se ve afectada significativamente por la geometría global del edificio, que incluye principalmente: la forma en planta, la relación de aspecto de la misma, y la relación de esbeltez del edificio [8].

Las normativas otorgan una gran importancia a la geometría del edificio, especialmente a la hora de establecer que comprobaciones deben realizarse sobre el mismo. El Eurocódigo 8 establece sus criterios para la regularidad estructural en su apartado 4.2.3, que se analizaran brevemente en el apartado 3.1.4 y la NCSE-02 en su apartado 4.2.1.

Forma en planta. Es preferible edificios con geometrías en planta simples y convexas ya que demuestran un mejor comportamiento que aquellos con geometrías más complejas. Los edificios con geometrías convexas tienen caminos directos para la transmisión de las fuerzas sísmicas de inercia a la base. Por otro lado, aquellos con geometrías cóncavas necesitan caminos indirectos que resultan en concentración de esfuerzos en ciertos puntos.

Estas geometrías complejas y con esquinas entrantes, como pueda ser una planta en forma de ‘L’ pueden resolverse mediante la separación del edificio en dos estructuras independientes. Ver figura 2 en la página siguiente. Es una solución muy común que evita daños por concentración de tensiones o mal comportamiento general del edificio ante movimientos horizontales. En la figura 1 en la página siguiente se ponen algunos ejemplos y se señalan en gris las zonas donde se produciría una concentración de esfuerzos indeseada. [9]

Proporción en planta. No es bueno tener edificios con una relación de aspecto en planta demasiado alta. Durante el terremoto se movilizan las fuerzas de inercia, generalmente donde la masa es mayor. Estas fuerzas se distribuyen a los sistemas resistente laterales. Es preferible que esta distribución sea proporcional a su capacidad resistente. Esto se consigue cuando los forjados no deforman mucho en su plano horizontal. Los forjados en edificios con una relación de aspecto grande no aseguran que se produzca este efecto de diafragma rígido. Ver figura 3 en la página siguiente. Una proporción mayor que uno a cuatro está totalmente desaconsejada.

El problema se acentúa si el edificio tiene grandes aperturas en el interior de la planta. Todas estas irregularidades deben ser minimizadas en la fase de diseño. La separación del edificio mediante juntas sísmicas en estructuras independientes es también una solución eficaz ante este tipo de tipo de geometrías. [8]

Relación de esbeltez. Del mismo modo que en planta, no es recomendable los edificios con gran esbeltez en altura. A mayor altura para una misma planta, mayor movimiento, periodo y desplomes entre plantas. Las normativas limitan el desplome entre plantas en función de la ductilidad de los elementos. Este fenómeno se aprecia con los ejemplos analizados en el presente trabajo y se estudia el efecto de las distintas limitaciones del Eurocódigo 8 3.1.5.

1.3. Técnicas de diseño sismorresistente

Las técnicas avanzadas que se presentan en esta subsección pretenden que los avances teóricos en el campo del diseño resistente se pongan en práctica para mejorar realmente el comportamiento de las estructuras. Estas técnicas, no se aplican en los modelos realizados en este trabajo siendo

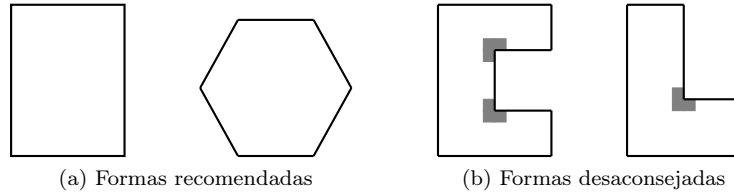


Figura 1: Influencia de la forma en planta

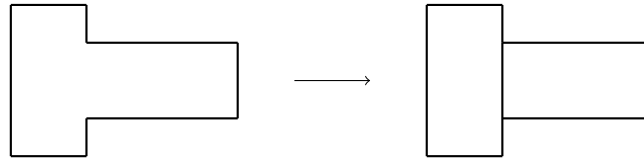


Figura 2: Ejemplo de división estructural

una posible ampliación en investigaciones futuras. La información de esta sección se basa en la referencia bibliográfica [4], en la que se aborda de manera extensa no sólo la descripción, sino también la modelización, comportamiento, simulación numérica y diseño de estas técnicas de diseño.

1.3.1. Aisladores sísmicos

El uso de aisladores constituye una técnica que está siendo empleada desde hace algunas décadas, principalmente en países con una fuerte actividad sísmica. Se ha empleado principalmente en estructuras importantes, tales como hospitales y centrales nucleares, aunque también se ha empleado en la reparación de estructuras vulnerables, como edificios antiguos de mampostería, colegios, etc. Su empleo no aumenta sólo debido a la seguridad estructural adicional que proporcionan, sino también debido al coste reducido de los materiales utilizados en su fabricación. Por todo ello, el coste real de su aplicación disminuye al reducirse los costes de proyecto y construcción.

El aislamiento dinámico desacopla el movimiento de la base de un edificio del movimiento del terreno mediante conexiones especialmente diseñadas, reemplazables ubicadas entre la estructura y su cimentación. Un edificio sin este tipo de aislamiento reduce las fuerzas sísmicas originando la plastificación de elementos estructurales y no estructurales. Un edificio aislado las reduce mediante dos posibles mecanismos básicos: un plano deslizante construido con un material de bajo coeficiente de fricción o elementos flexibles del tipo neopreno.

El primer mecanismo corresponde al denominado aislamiento por fricción o deslizante. Las fuerzas se reducen al disminuir el coeficiente de fricción en los apoyos deslizantes. El principal parámetro en este caso es el coeficiente de fricción en la superficie de contacto. El segundo mecanismo corresponde al aislamiento con elementos de neopreno zunchado. Las fuerzas se reducen cambiando las características dinámicas de la estructura. Los apoyos flexibles incrementan considerablemente el período fundamental del edificio, hasta modificarlo substancialmente con respecto al período predominante de los terremotos esperados. En este caso, los parámetros más importantes son el período del aislador, y su amortiguamiento.



Figura 3: Influencia de la proporción en planta

El aislamiento de base es una técnica eficiente para proteger edificios de poca altura. Su empleo práctico tiene, sin embargo, varias dificultades. Un primer aspecto es la necesidad de proyectar y mantener durante toda la vida útil del edificio juntas de separación entre el edificio y sus alrededores, que permitan el desplazamiento de la base. Todas las líneas de servicio deben ser flexibles en estas juntas. Además, la mayor parte de los edificios construidos con aislamiento de base incorporan un piso adicional de amarre de los pilares por encima de los aisladores.

Algunos tipos comúnmente empleados son los siguientes:

Aislador de base de fricción. En el caso de este sistema la estructura se apoya en juntas deslizantes y las fuerzas de fricción se oponen al movimiento disipando energía.

Sistema pendular friccionante (FPS). El aislador descrito anteriormente no tiene por sí mismo ninguna fuerza restitutiva que permita que la estructura vuelva a su posición inicial, y por ello pueden producirse desplazamientos remanentes significativos. Este inconveniente se puede subsanar curvando las placas deslizantes. Este sistema, emplea el peso propio de la estructura para recentrar el edificio, minimizando los desplazamientos finales.

Apoyos de neopreno reforzado (LRB). La utilización de elastómeros, en particular el neopreno reforzado, es algo más reciente. En estos apoyos, el neopreno se encuentra vulcanizado a las planchas metálicas, con lo que la conexión es flexible horizontalmente y rígida verticalmente. El periodo de la estructura aumenta, evitando así amplificaciones dinámicas. Estos apoyos son similares a los empleados en puentes y esta experiencia permite asegurar su durabilidad incluso en ambientes agresivos.

Aislador elástico-friccionante (R-FBI). En este caso la conexión está formada por varias placas recubiertas de teflón y un núcleo de neopreno. El neopreno proporciona la fuerza restitutiva necesaria para recentrar la conexión en su posición inicial —de forma análoga a la curvatura de la superficie deslizante en el caso del sistema FPS— y las placas deslizantes disipan energía por fricción.

Aislador de la ‘Electricite de France’ (EDF). La conexión está formada en este caso por dos placas deslizantes y por neopreno reforzado colocado en serie. Si la estructura está sometida a un movimiento sísmico de baja intensidad, la respuesta se controla por el neopreno, de forma análoga al sistema LRG. Si la intensidad del movimiento sísmico incrementa y ocurre el deslizamiento, la fuerza transmitida de la base a la cimentación se limita por la fricción entre las placas. De esta forma, las placas deslizantes proporcionan un coeficiente de seguridad adicional frente a la acción de terremotos extremos.

Aislador neozelandés (NZ). Alejar el período fundamental de un edificio del período predominante de un terremoto no garantiza plenamente la protección de la estructura, por diversos motivos. Por ello, se necesita el empleo de elastómeros con alto amortiguamiento, que disipen energía. Este sistema tiene un núcleo de plomo. Su uso en los apoyos de neopreno reforzado incrementa notablemente el amortiguamiento entre un 3% y un 15%. Además, reduce los desplazamientos horizontales y proporciona una fuente adicional de disipación de energía.

Aislador deslizante elástico-friccional (SR-F) Emplea la acción combinada del sistema elástico-friccional con la del sistema EDF. La conexión es como la elástica-friccional, pero se añaden placas deslizantes en su parte superior. De esta forma, para movimientos de baja intensidad el sistema se comporta como el elástico-friccional. A medida que la intensidad aumenta y se produce el deslizamiento, las placas superiores desacoplan el movimiento de la estructura del desplazamiento del terreno. En este sistema, los desplazamientos permanentes se limitan exclusivamente por la acción elástica del neopreno. Por otro lado, el coeficiente de fricción entre las placas deslizantes es relativamente alto. Por lo que su deslizamiento se produce sólo en el caso de terremotos muy fuertes.

1.3.2. Sistemas de disipación

La ductilidad junto con el hiperestatismo constituyen la base de los criterios actuales de diseño, permitiendo reducir las fuerzas sísmicas con el objetivo de proyectar estructuras económicas que se comporten satisfactoriamente ante un sismo. La ductilidad, sin embargo, significa daño en los elementos estructurales.

Por ello, se desarrollan técnicas que reducen la fuerza sísmica a fin de evitar el daño en la estructura o que lo localice en determinados puntos. Una tendencia es buscar sistemas estructurales que localicen las demandas de ductilidad en determinados puntos ‘débiles’, que disipen la energía de forma estable y que además sean reparables. Los disipadores de energía se consideraron una continuación en la tendencia de diseño sismorresistente. Los puntos ‘débiles’ en este caso corresponden a piezas mecánicas fácilmente reemplazables. Existen muchos sistemas propuestos con este objetivo.

Los disipadores de energía son, en general, una alternativa eficiente para superar limitaciones del aislamiento de base mencionadas anteriormente, en particular su restringida aplicación. Los disipadores de energía no requieren técnicas constructivas ni de proyecto distintas de las que se emplean en edificios convencionales. Su utilización es eficiente en edificios de poca y gran altura y el costo unitario de muchos de estos dispositivos es muy reducido.

En general, la reducción significativa de la respuesta estructural frente a sismos severos empleando disipadores de energía depende de su número y disposición en el edificio, del tipo de disipador y de su correcto diseño. Es posible alcanzar reducciones de las fuerzas sísmicas similares a las de un diseño convencional, pero evitando el daño estructural y el de los elementos no estructurales.

Plastificación de metales. Teóricamente cada esfuerzo seccional puede emplearse como disipador de energía. Los dispositivos empleados, llamados disipadores, pueden ser en consecuencia de distintos tipos. Durante un sismo estos dispositivos plastifican y cambian las características dinámicas del edificio. El período fundamental, por ejemplo, será distinto en cada instante de tiempo y, por ello, las fuerzas dinámicas cambiarán. Además, se produce la reducción de fuerzas sísmicas por disipación de energía. Estos elementos se comportan de forma análoga a las rótulas plásticas en los diseños convencionales. Los sistemas de disipación de energía también se pueden combinar con sistemas de aislamiento de base, tanto en estructuras de edificios como de puentes.

La ubicación preferente de estas conexiones es en la unión de las diagonales por debajo de las vigas de piso. Se pueden colocar también en muros de hormigón armado acoplados. La respuesta histerética de estas conexiones es sumamente estable sin degradación significativa después de muchos ciclos de carga.

Sistemas de fricción. Los sistemas por fricción tienen la ventaja de producir curvas histeréticas rígido plásticas, donde la energía disipada en cada ciclo es máxima. La fuerza de fricción en cada conexión es igual al producto de la fuerza normal por el coeficiente de fricción. La fuerza normal se puede variar en cada conexión empleando, por ejemplo, herramientas dinamométricas para producir una variación de la fricción en altura que minimice la respuesta. El coeficiente de fricción cambia en función de las superficies en contacto. Dicho coeficiente varía, por otra parte, durante el deslizamiento, en función de la velocidad y de la presión normal.

La disipación de energía por fricción proporciona una alternativa económica y simple para reducir la acción sísmica. La posibilidad de variar las características fuerza-desplazamiento de cada conexión de forma simple permite buscar diseños que minimicen la respuesta. Por otro lado, el análisis numérico es más difícil que en el caso de otros sistemas.

Extrusión de metales. La extrusión es un proceso mecánico por el cual un material blando cambia de forma. En este sistema, de forma similar a los dispositivos por fricción, no se observa una pendiente definida de la curva fuerza-desplazamiento, por lo que no se puede obtener un amortiguamiento equivalente y su análisis debe ser no-lineal. La clara ventaja de esta caracterís-

tica es que el área disipada en cada ciclo de carga es cercana a la máxima que se puede obtener para un nivel de fuerza de fluencia y de desplazamiento dados.

Disipadores viscoelásticos. Los disipadores viscoelásticos están formados por planchas metálicas unidas por un material viscoelástico. Estos disipadores fueron unos de los primeros en emplearse en edificios para el control de vibraciones frente al viento. Las curvas fuerza-deformación en estos elementos tienen una pendiente definida, independiente del nivel de deformación. El ancho de histéresis define el amortiguamiento equivalente.

Por tanto, la reducción de fuerzas sísmicas empleando estos sistemas se basa exclusivamente en el aumento del amortiguamiento estructural. Las características dinámicas del edificio—como el período fundamental— no cambian significativamente. Estos sistemas son eficientes para el control de las vibraciones, pero se requiere un gran número de ellos para reducir significativamente las fuerzas sísmicas. Permiten plantear un análisis lineal elástico, modificando el amortiguamiento. Este comportamiento tiene la ventaja de posibilitar procedimientos de diseño sencillos, similares a los convencionales.

1.3.3. Sistemas de control activo

Otra alternativa para reducir las vibraciones de una estructura consiste en incorporarle mecanismos, alimentados por una fuente de energía externa, capaces de ejercer fuerzas de control. Dichos mecanismos se incluyen en un lazo cerrado gobernado por un ordenador, lo que permite calcular en tiempo real las fuerzas de control que deben aplicarse para mejorar su comportamiento, en función de los valores de la respuesta medida de la estructura.

Un sistema de control activo evita la principal desventaja de los sistemas de control pasivos descritos en las subsecciones anteriores 1.3.1 y 1.3.2. Por su propia concepción, es capaz de adecuarse automáticamente a las características de la excitación. Por otro lado, tienen la desventaja de que requieren un importante aporte de energía para gobernar el movimiento de los actuadores. Es también posible el empleo de sistemas híbridos.

2. Diseño basado en prestaciones

El diseño basado en prestaciones surge de la comprensión de que los problemas en el comportamiento sísmico de las estructuras surgían del hecho de diseñarlas explícitamente para la seguridad de las vidas de los ocupantes pero no para reducir el daño de la estructura o las pérdidas económicas. Entonces se sugirieron diferentes acercamientos al problema. Se sugirió que los objetivos de desempeño deben definirse para tener en cuenta todos los factores mencionados previamente. Los niveles de daño que suelen definirse son cuatro:

Ocupación inmediata. O plenamente funcional. La estructura y los elementos no estructurales no han sufrido ningún tipo de daño significativo. El edificio es apto para su ocupación inmediata y su uso regular.

Control de daños. O operacional. La estructura no ha sufrido daño significativo que mantiene casi toda su resistencia y rigidez tras el sismo. Los elementos no estructurales son seguros y la mayoría funcionan con normalidad. Edificio puede ser utilizado para los usos previsto, aunque con alguna alteración.

Seguridad para la vida. Los elementos estructurales han sufrido un daño significativo, con una reducción importante en su rigidez, aunque sigue existiendo un margen frente al colapso de los mismos. Los elementos no estructurales son seguros pero no necesariamente funcionan. La ocupación debe evitarse hasta que se realizan las reparaciones oportunas.

Estabilidad estructural. O prevención del colapso. Existe importante daño estructural y no estructural. La fuerza y la rigidez estructural están muy degradadas. Existe poco margen frente al colapso del edificio. Puede haberse producido daño por la caída de escombros.

Los niveles de movimiento terrestre que por otro lado suelen establecerse son tres:

Terremoto frecuente. También llamado terremoto de servicio. Aquel que tiene una probabilidad de excedencia del 50 % en 50 años, que equivale a un intervalo de recurrencia de aproximadamente 75 años. Se relaciona con el nivel de desempeño ‘ocupación inmediata’.

Terremoto raro. También llamado terremoto de diseño. Aquel que tiene una probabilidad de excedencia del 10 % en 50 años y que equivale a un intervalo de recurrencia de aproximadamente 475 años. Se relaciona con el nivel de desempeño ‘seguridad para la vida’.

Terremoto muy raro. También llamado terremoto máximo. Aquel que tiene una probabilidad de excedencia del 5 % en 50 años y que equivale a un intervalo de recurrencia de aproximadamente 970 años. Se relaciona con el nivel de desempeño ‘estabilidad estructural’.

En consecuencia los edificios deberían ser construidos para alcanzar cuatro objetivos de desempeño análogos a estos cuatro estados de daño en función del terremoto ocurrido y del tipo de edificio. En la figura 4 en la página siguiente¹ se muestra esta filosofía, donde cada combinación de periodo de retorno y nivel de desempeño indica un objetivo de diseño específico. Por ejemplo, edificios comunes deberían ser construidos para que los terremotos frecuentes no detengan su funcionamiento y no causen daños que necesiten excesivas reparaciones. Los edificios esenciales deberían ser diseñados para evitar daños que impidan su uso y las instalaciones peligrosas deberían resistir incluso terremotos de escasa probabilidad de ocurrencia (gran periodo de retorno) y ser plenamente operacionales.

¹TF: terremoto frecuente; TR: terremoto raro; TM: terremoto muy raro; OI: ocupación inmediata; CD: control de daños; SV: seguridad para la vida; EE: estabilidad estructural.

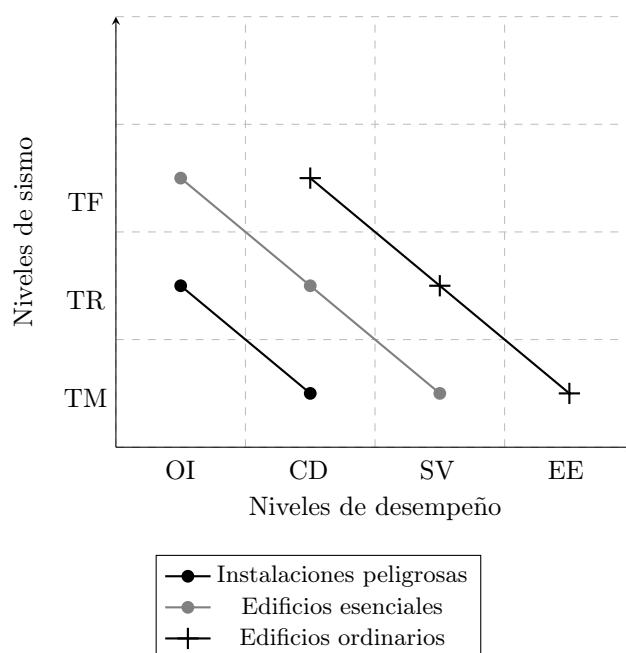


Figura 4: Objetivos de desempeño

Estos niveles de rendimiento no se reflejan en algunos códigos normativos, que requieren una única evaluación de desempeño (seguridad para la vida) para un nivel específico de movimiento del suelo. El desarrollo de procedimientos ha sido en los últimos años y sigue siendo una de los retos de la ingeniería estructural. No obstante, con la entrada del Eurocódigo 8, la metodología del diseño basado en prestaciones ha ganado fuerza en Europa. [10]

2.1. Método del Espectro de Capacidad (CSM)

El Método del Espectro de Capacidad² es una metodología que permite una evaluación rápida del riesgo sísmico de la estructura. Obtiene, para un terremoto concreto, el punto de desempeño sísmico o el estado de daño en el que se encontrará la estructura tras el mismo. Desde que fue propuesto por Sigmund Freeman en 1975 ha ido evolucionando y se han desarrollado diferentes versiones del método. Ya que se sigue las normativas americanas en diversos puntos del presente trabajo, se exponen a continuación algunos párrafos de las mismas en referencia al CSM y en concreto a la versión que éstas desarrollan.

Descripción³. El desplazamiento máximo de un sistema no-lineal se estima como la intersección de la curva de capacidad y un espectro de respuesta elástico que se reduce para considerar la energía disipada por la plastificación de la estructura. La base del Método del Espectro de Capacidad es el concepto de un sistema equivalente lineal, con rigidez reducida y amortiguamiento aumentado proporcionalmente a la energía de histéresis, que se usa para estimar la respuesta del sistema no-lineal.

Ventajas.

- La intersección de las curvas de demanda y capacidad implica un equilibrio dinámico.
- La influencia de la fuerza y rigidez en el desplazamiento pico se representa gracias a la naturaleza gráfica del procedimiento.

²En inglés, *Capacity Spectrum Method (CSM)*.

³Descripción de la FEMA 440. En el glosario, aparece la definición basada en la ATC40.

- El procedimiento equipara el amortiguamiento viscoso al amortiguamiento histerético, proporcionando un enlace con las características reales de la estructura.
- La interpretación de la solución gráfica puede dar idea de la estrategia a seguir.

Inconvenientes.

- Controversia en cuanto a la precisión de la estimación de desplazamientos.
- El procedimiento iterativo lleva tiempo y en ocasiones no desemboca en una solución.
- La equiparación de la disipación de energía por histéresis a la de la disipación de energía por amortiguamiento viscoso proporciona una sensación un tanto engañosa de que el procedimiento se basa teóricamente en propiedades físicas fundamentales.

El procedimiento CSM ha crecido rápidamente en aceptación como herramienta para determinar la respuesta de desplazamiento de estructuras en el rango inelástico. Uno de los atributos que hacen el CSM interesante es su naturaleza intuitiva. Es relativamente sencillo pensar en un terremoto como una demanda hacia la estructura y que esta tiene cierta capacidad de resistirla. Cuando la capacidad y la demanda máxima son iguales, el sistema puede considerarse en un estado de equilibrio que define el desempeño esperado de la estructura.

El uso de parámetros efectivos o equivalentes en el método lleva también a un punto de vista intuitivo. Primero, parece razonable que el periodo de una estructura aumente conforme esta pierde rigidez. Segundo, parece lógico que el comportamiento inelástico y el daño produzcan el aumento del amortiguamiento. El uso de parámetros lineales equivalentes también permite al procedimiento ser aplicado con igual facilidad a casos donde la demanda sísmica se especifica con distintos tipos de espectros de diseño. Además, una extensión del procedimiento habitual puede proporcionar al investigador valiosa información sobre la naturaleza de la respuesta.

El Método del Espectro de Capacidad fue concebido inicialmente usando la rigidez secante como la rigidez efectiva lineal junto con varias formulas o reglas para obtener el amortiguamiento. Sin embargo, gracias a la teoría no-lineal de vibraciones se sabe que la rigidez secante no es un parámetro óptimo equivalente para definir la respuesta de sistema inelásticos sujetos a excitaciones aleatorias. En consecuencia, estos y otros elementos del método han ido examinándose y mejorándose.

Los procedimientos estáticos no-lineales generalmente emplean un análisis *pushover* para obtener la representación de la capacidad de la estructura. Un análisis *pushover* se realiza sometiendo una estructura a un patrón de cargas laterales representando las fuerzas de inercia que experimentaría al verse afectada por un sismo. Bajo estas cargas, los elementos estructurales plastifican progresivamente y la estructura va perdiendo rigidez. La capacidad de realizar un análisis de empujes incrementales se basa en la obtención de información precisa sobre la estructura, sus elementos, las conexiones y los materiales.

La curva obtenida es un sustituto para el modelo real de múltiples grados de libertad. La gráfica caracteriza la relación carga-deformación de la respuesta cíclica estructural. De esta curva puede obtenerse el valor de la rigidez elástica inicial, el período elástico y una estimación de la rigidez post-elástica.

En resumen, y saliendo ya del contenido de la FEMA 440, el CSM se basa en una comparación gráfica de la curva de capacidad con el espectro de respuesta. La capacidad representa la resistencia del edificio y el espectro la demanda sísmica. Es necesario determinar el comportamiento de la estructura mediante un análisis de empujes incrementales y el sismo de diseño mediante los parámetros normativos correspondientes. Ambos deben trasladarse al mismo espacio de coordenadas. Para ello el CSM emplea el espacio espectral tal y como se explica en la subsección 3.3.

2.2. Método N2

El método N2 —donde ‘N’ representa no-lineal y ‘2’ representa los dos modelos matemáticos en que se basa— ha sido desarrollado principalmente por Peter Fajfar. El método se ha ido perfeccionando a lo largo de los años [11, 12, 13, 14]. La principal diferencia con respecto al método del espectro de capacidad es el tipo de espectro de demanda usado para la estimación del desplazamiento objetivo [15]. La descripción que se realiza aquí se basa concretamente en el artículo correspondiente a [16], expuesta de manera algo resumida y adaptada. El método ha sido ampliado también desde entonces con, por ejemplo, la posibilidad de aplicación a edificios asimétricos.

El autor suele presentar el método N2 en una serie de pasos:

Paso 1. Información

Se emplea un modelo plano de múltiples grados de libertad (en adelante MDOF⁴) Este modelo es necesario que contenga, además de la información necesaria para un análisis elástico, relaciones no-lineales de fuerza-deformación para los elementos estructurales. Lo más habitual es concentrar la plasticidad en ambos extremos para los elementos tipo barra. Por otro lado, la demanda sísmica se representa mediante un espectro de aceleración elástica (aceleración espectral en función del periodo). El coeficiente de amortiguamiento se tiene en cuenta en el espectro.

Paso 2. Demanda sísmica en formato AD

Se determina el espectro inelástico en formato AD⁵. Para un sistema SDOF⁶ elástico, se aplica la relación (1).

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

Donde S_{ae} y S_{de} son los valores de los valores de aceleración y desplazamiento elásticos correspondientes al periodo T y al amortiguamiento fijado. Para un sistema SDOF inelástico con una relación bilineal de fuerza-deformación, los espectros pueden determinarse mediante las ecuaciones (2) y (3).

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3)$$

Siendo:

- S_a la aceleración espectral;
- S_d el desplazamiento espectral;
- μ el factor de ductilidad definido como el ratio entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento correspondiente al límite elástico;
- R_μ el factor de reducción debido a la ductilidad que tiene en cuenta la disipación histerética de energía en estructuras dúctiles.

La sencilla obtención del factor de reducción es clave en el proceso realizado para la simplificación del método, aunque tiene ciertas limitaciones. El factor de reducción se obtiene mediante la ecuación (4).

⁴Siglas correspondientes a *Multiple Degrees Of Freedom*.

⁵Aceleración-Desplazamiento.

⁶Siglas correspondientes a *Single Degree Of Freedom*.

$$\begin{aligned}
T < T_C : R_\mu &= (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \\
T_C \leq T : R_\mu &= \mu
\end{aligned}
\tag{4}$$

Donde T_C es el periodo característico del terreno, donde se pasa del tramo del espectro de aceleración constante, al tramo de velocidad constante.

Las ecuaciones (3) y (4) sugieren que en los rangos de periodos medios y largos el desplazamiento del sistema inelástico es igual al desplazamiento del sistema elástico con el mismo periodo. Con estas ecuaciones puede obtenerse el espectro de demanda para diferentes factores de ductilidad.

Hay que tener en cuenta que en periodos largos el desplazamiento espectral se vuelve constante. Dependiendo de las características del terremoto y del sitio el rango de desplazamiento constante del espectro puede empezar en diferentes periodos (2s, 3s, 4s...). Como se verá, el Eurocódigo 8 establece este límite en 4s.

Paso 3. Análisis *pushover*

Se obtiene una relación no-lineal de fuerza-desplazamiento para el sistema MDOF. Se emplea habitualmente el esfuerzo cortante en la base y el desplazamiento en cubierta.

La selección de una distribución de cargas laterales es importante. Aunque no existe una solución única, el rango de soluciones razonables es relativamente pequeño y producen resultados similares. Es posible el uso de dos patrones de carga y obtener la envolvente de resultados. En el método N2, el vector de cargas laterales ‘P’ se determina como:

$$\mathbf{P} = p\mathbf{\Psi} = p\mathbf{M}\mathbf{\Phi} \tag{5}$$

Donde:

- \mathbf{P} es el vector de cargas laterales;
- \mathbf{M} es la matriz diagonal de masas;
- p es la magnitud de las cargas laterales;
- $\mathbf{\Psi}$ es la distribución de cargas laterales;
- $\mathbf{\Phi}$ es la forma del desplazamiento asumido.

Así, la forma del desplazamiento y de la distribución de fuerzas no son independientes como en otros planteamientos *pushover*. La distribución de cargas laterales, que normalmente se asume de forma directa, aquí se asume de indirectamente a partir de la forma del desplazamiento.

La fuerza lateral en el nivel i es proporcional al componente Φ_i de la forma asumida $\mathbf{\Phi}$, ponderado por la masa m_i (6).

$$P_i = p \cdot m_i \cdot \Phi_i \tag{6}$$

Esta determinación de las cargas laterales tiene una base física ya que si la forma asumida para el desplazamiento fuese exacta y constante durante el terremoto, la distribución de fuerzas laterales sería igual a las fuerzas efectivas del terremoto. Además usando estas ecuaciones, la transformación del sistema MDOF al sistema SDOF y viceversa son directas.

Paso 4. Sistema SDOF equivalente y diagrama de capacidad

La demanda sísmica se determina a partir del espectro de respuesta. El comportamiento inelástico se toma en consideración de forma explícita. Por ello la estructura debería modelarse como un sistema SDOF.

El punto de partida para determinar las características del sistema equivalente SDOF es la ecuación de movimiento del modelo de un sistema plano MDOF (7).

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{R} = \mathbf{M}\mathbf{1}a \quad (7)$$

Donde:

- $\ddot{\mathbf{U}}$ es el vector que representa los desplazamientos;
- \mathbf{R} es el vector que representas las fuerzas internas;
- $\mathbf{1}$ es el vector unidad;
- a es la aceleración del suelo en función del tiempo.

Como simplificación, el amortiguamiento no está incluido, su influencia afecta al espectro de diseño. Se asume que la forma del desplazamiento no varía durante el terremoto. Esta última es la simplificación más básica y crítica del procedimiento. El vector de desplazamientos se define según (8).

$$\ddot{\mathbf{U}} = \Phi D_t \quad (8)$$

Siendo D_t el desplazamiento en cubierta que varía con el tiempo. La vector de forma Φ se normaliza de forma que el valor del nodo superior es 1. Las fuerzas internas \mathbf{R} son iguales son iguales a las cargas externas aplicadas estáticamente \mathbf{P} .

$$\mathbf{P} = \mathbf{R} \quad (9)$$

A partir de aquí, se pueden realizar una serie de operaciones con las ecuaciones anteriores (5), (7), (8) y (9), que no se transcriben aquí, para llegar a obtener el desplazamiento y las fueras equivalentes del sistema SDOF.

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (10)$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (11)$$

Siendo:

- D_t el desplazamiento en cubierta del sistema MDOF;
- D^* el desplazamiento equivalente del sistema SDOF;
- F^* la fuerza equivalente del sistema SDOF;
- V cortante en la base del sistema MDOF;
- Γ constante de transformación denominada factor de participación modal.

El factor de participación modal se define en la ecuación (12).

$$\Gamma = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (12)$$

Donde m^* es la masa equivalente en el sistema SDOF. El mismo factor de participación modal se aplica tanto a fuerzas como desplazamientos, por lo que la relación fuerza-desplazamiento del sistema MDOF se aplica también al sistema SDOF.

La determinación de la relación simplificada fuerza-desplazamiento (bilineal elástico-plástico) puede quedar a juicio del ingeniero. El procedimiento gráfico simplificado de este método requiere que la rigidez post-elástica sea cero. Esto es porque el factor de reducción R_μ se define como el radio entre la fuerza elástica requerida y la fuerza de plastificación. La influencia de una moderada rigidez post-elástica se incorpora en el espectro de demanda.

El periodo elástico T^* del sistema idealizado bilineal se determina según la ecuación (13).

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (13)$$

Donde:

- T^* es el periodo elástico del sistema idealizado bilineal;
 F_y^* es la fuerza de plastificación del sistema idealizado bilineal;
 D_y^* es el desplazamiento de plastificación del sistema idealizado bilineal.

Finalmente, el diagrama de capacidad en formato AD se obtiene dividiendo las fuerzas del diagrama fuerza-deformación por la masa equivalente, según la ecuación (14).

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (14)$$

Paso 5. Demanda sísmica para el sistema SDOF equivalente

La demanda sísmica puede determinarse usando un procedimiento gráfico. Tanto el espectro de demanda como el diagrama de capacidad se dibujan en el mismo gráfico. La intersección de la línea radial correspondiente al periodo elástico del sistema bilineal con el espectro de demanda elástico S_{ay} define la aceleración requerida para un comportamiento elástico y su respectiva demanda de desplazamiento. La aceleración de plastificación S_{ay} representa tanto la aceleración demandada como la capacidad del sistema inelástico.

El factor de reducción R_μ puede determinarse como la relación entre las aceleraciones del sistema elástico e inelástico (15)

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (15)$$

Si el periodo elástico T^* es mayor o igual que T_C , la demanda de desplazamiento inelástica S_d es igual a la demanda de desplazamiento elástica (16), como se deduce de las ecuaciones anteriores (3) y (4).

$$T^* \geq T_C : S_d = S_{de}(T^*) \quad (16)$$

Se deduce de aquí lo citado anteriormente, que la demanda de ductilidad es igual a R_μ (17).

$$\mu = \frac{S_d}{D_y^*} = R_\mu \quad (17)$$

Si el periodo elástico del sistema es menor que T_C , la demanda de ductilidad puede calcularse a partir también de la ecuación (4), (18).

$$T^* < T_C : \mu = (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1 \quad (18)$$

Por último, la demanda de desplazamiento puede derivarse de la definición de ductilidad o de las ecuaciones (3) y (18).

$$S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \quad (19)$$

En ambos casos la demanda inelástica en términos de aceleraciones y desplazamientos corresponde con la intersección del diagrama de capacidad con el espectro de demanda correspondiente a la ductilidad μ . En este punto, el factor de ductilidad determinado para el diagrama de capacidad y el asociado con el espectro de demanda deben ser iguales.

El autor señala que todos los pasos del procedimiento pueden ser realizados numéricamente sin usar el gráfico pero que su visualización puede ayudar a entender mejor las relaciones entre

los parámetros y magnitudes. Por ello, en su implementación en hoja de cálculo, o más concretamente, en la implementación del anexo B del Eurocódigo 8, se ha realizado también el gráfico interactivo.

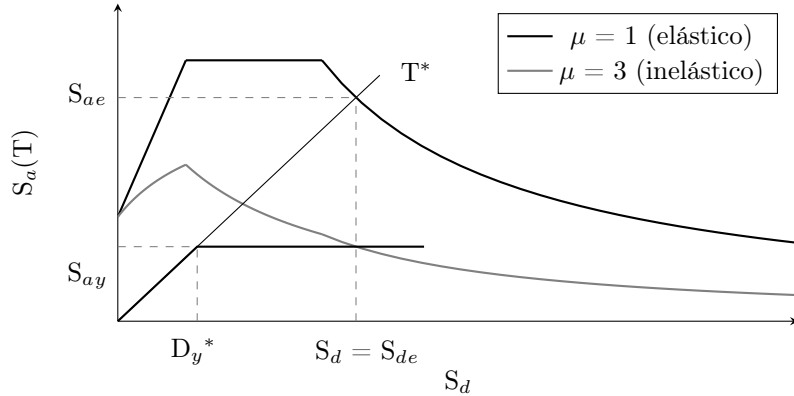


Figura 5: Ejemplo gráfico, método N2

Pasos 6 y 7. Demanda sísmica local y global para el modelo MDOF

La demanda de desplazamiento del modelo SDOF se transforma en el desplazamiento máximo en cubierto del sistema MDOF (desplazamiento objetivo) usando la ecuación (10).

La demanda sísmica local, puede determinarse a partir del análisis *pushover*. Se asume que la distribución de deformaciones en la estructura durante el análisis de empujes incrementales corresponde a la que se hubiese obtenido mediante análisis dinámicos. Ya que el valor máximo en cubierta representa una media para la carga del sismo aplicada conviene investigar el desempeño de la estructura para valores superiores del desplazamiento objetivo. Las normativas recomiendan continuar con el análisis para al menos el 150% del desplazamiento objetivo.

Paso 8. Evaluación del desempeño, análisis de daños

El desempeño puede evaluarse comparando las demandas sísmicas con las capacidades obtenidas para cierto nivel de desempeño. Puede completarse también a través de la evaluación de plastificaciones y daños de los diversos elementos estructurales.

Conclusiones

Como se verá en la parte III de este trabajo, el procedimiento del anexo B del Eurocódigo 8 está basado en este método. Sin embargo, se encuentra aún más simplificado. Tanto es así, que es complicado seguir el motivo del procedimiento sin acudir a la fuente de procedencia del mismo.

En cualquier caso y a pesar de su extensa y profunda base teórica, como se verá en la aplicación sobre los casos estudiados, es un método optimizado y eficaz para los modelos donde es aplicable. En la comparación se apreciará como su aplicación es más directa que el método estudiado de la FEMA y los resultados son similares.

3. Marco normativo

Como se verá durante la descripción del estudio realizado, las normativas aplicadas son fundamentalmente los Eurocódigos, si bien las normativas americanas FEMA 440 y ATC 40 se han consultado para la aplicación del método *Equivalent Linearization*. Esto es porque parecía conveniente disponer de otro procedimiento de análisis estático no-lineal como comparación a la aplicación del método N2. El método *Equivalent Linearization* es el método aplicado de forma automática por el programa escogido para realizar el análisis *pushover* por lo que parecía adecuado como base para la realización de los procedimientos de manera manual.

En resumen, en el estudio se han aplicado las siguientes normativas:

- Los Eurocódigos en general, como criterio de diseño y cálculo estructural. La obtención de secciones y armados se basa plenamente en su aplicación mediante el programa CypeCAD como se ve en la parte II.
- El Eurocódigo 8: proyecto de estructuras sismorresistentes en particular, que tiene como no podía ser de otra manera especial relevancia en el proceso. En la subsección 3.1 se comentan sus apartados más influyentes en este estudio. En su anexo se desarrolla el procedimiento de aplicación simplificado del método N2.
- La normativa americana FEMA 440, para la aplicación del método *Equivalent Linearization*. Además la no-linealidad de la estructura (rótulas plásticas) necesaria para efectuar el análisis *pushover* se ha representado siguiendo sus criterios.
- La normativa americana ATC 40 ya que es la base en la que se basa la citada FEMA 440. Ésta además se ha empleado como referencia en algunas partes descriptivas del estudio, como la transformación de la curva de demanda y el espectro de respuesta a coordenadas espectrales.
- Otras normas españolas como el CTE, la EHE o la NCSE-02 o la americana FEMA 356 no han sido expresamente necesarias, si bien puede hacerse alguna referencia puntual a ellas.

3.1. Eurocódigo 8

En esta subsección se comentan brevemente los apartados del Eurocódigo 8 que más influencia tienen a lo largo de este trabajo y a la hora de obtener conclusiones de los análisis que se realizan en las partes II y III. Es decir, es un resumen de algunas de sus partes con algunos comentarios agregados en referencia a su implicación en este estudio.

3.1.1. Espectro de respuesta

La importancia de los espectros de respuesta en el diseño sísmico radica en que condensan en gráficos la compleja respuesta dinámica de las estructuras frente a los terremotos. Esto se logra mediante un parámetro fundamental, los valores de respuesta máxima, se trate de aceleración, velocidad o desplazamientos, que es normalmente el valor requerido por el ingeniero para el cálculo estructural. Efectivamente, esto hace que se omita cierta información, como puede ser el número de ciclos o la duración del movimiento.

La realización de un espectro de respuesta requiere de numerosos cálculos, ya que es necesario resolver la ecuación de equilibrio dinámico para determinar la variación en el tiempo de velocidad, aceleraciones y desplazamientos para una gran cantidad de estructuras con diferentes periodos de vibración y factores de amortiguamiento. Hoy en día, gracias a los avances en computación, esto no supone un problema.

El espectro de respuesta elástica del terreno será un parte fundamental, junto con la curva de rigidez, en la obtención del desplazamiento objetivo o punto de desempeño de la estructura.

El Eurocódigo 8 establece la una función dividida en cuatro tramos (20) para la obtención del espectro de aceleraciones.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned} \tag{20}$$

Siendo:

- $S_e(T)$ el espectro de respuesta elástica del terreno en función del periodo;
- T el periodo de vibración de un sistema lineal con un solo grado de libertad;
- a_g el valor de cálculo de la aceleración del suelo para un terreno del tipo A.
- T_B el límite inferior del periodo del tramo de aceleración espectral constante;
- T_C el límite superior del periodo del tramo de aceleración espectral constante;
- T_D el valor que define el comienzo del tramo de respuesta de desplazamiento constante del espectro;
- S el coeficiente de suelo;
- η el coeficiente de corrección del amortiguamiento, con valor de referencia $\eta = 1$, para un amortiguamiento viscoso del 5 %.

Como puede verse, esta ecuación es válida para periodos de vibración de hasta 4 segundos. La normativa aclara que para estructuras con periodos de vibración mayores es posible una definición más completa del espectro, que se presenta en el anexo informativo A. Las estructuras analizadas aquí no alcanzan periodos superiores a 4 segundos.

Como ejemplo de la forma que toma esta función, se muestra en la figura 6 en la página siguiente el espectro resultante al considerar un espectro de tipo 1 y terreno de tipo C. Éste es el tipo de terreno considerado para todos los análisis en este estudio, elegido de manera arbitraria. Para mayor información sobre la clasificación los tipos de espectro y terreno consultar la normativa [3], apartado 3.2.2.

Hay que considerar que el espectro se muestra por tanto en función de a_g . Esto es porque, si bien las todas estructuras se han dimensionado para una aceleración del suelo $a_g = 0,24g$, su respuesta se ha analizado posteriormente frente a aceleraciones del suelo distintas. Los valores considerados en la representación de la figura 6 son por tanto: $S = 1,15$; $\eta = 1$; $T_B = 0,2s$; $T_C = 0,6s$; $T_D = 2,0s$.

3.1.2. Espectro de cálculo

El espectro de respuesta debe reducirse para realizar el análisis elástico de tal modo que se tenga en cuenta la ductilidad de la estructura. En efecto, la no-linealidad y la capacidad de deformación de la estructura le permite recibir acciones sísmicas menores de las que corresponderían a una respuesta elástica lineal. El Eurocódigo 8 tiene en cuenta este efecto mediante el espectro de cálculo, que surge de modificar la ecuación (20) principalmente mediante la inclusión del coeficiente de ductilidad 'q'. La ecuaciones resultante se muestra en (21).

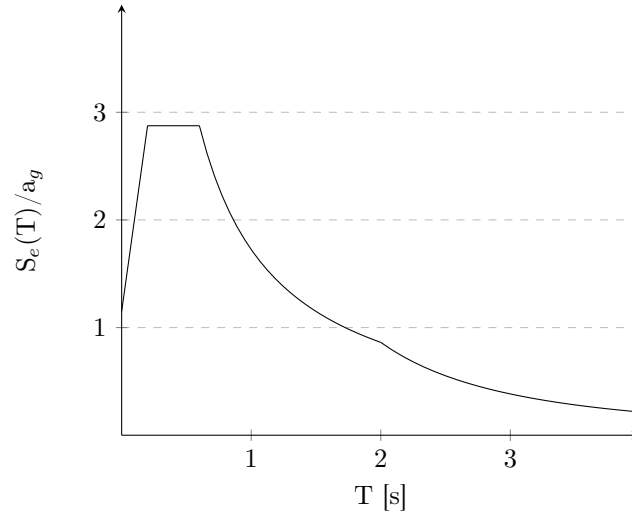


Figura 6: Espectro de respuesta elástica

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \\
 T_D \leq T \leq 4s : S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}
 \end{aligned} \tag{21}$$

Siendo:

- $S_d(T)$ el espectro de cálculo en función del periodo;
- q el coeficiente de comportamiento de la estructura (22);
- β el coeficiente correspondiente al umbral inferior del espectro de cálculo horizontal. El valor recomendado es 0,2.

El coeficiente de comportamiento es fundamental en el cálculo elástico, pues puede modificar muy significativamente el espectro de respuesta reduciendo en gran medida los esfuerzos sísmicos de cálculo de la estructura y por tanto el armado necesario. Su valor, para edificios de hormigón, se evalúa mediante la ecuación (22).

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \tag{22}$$

Siendo:

- k_w el coeficiente que refleja el modo de rotura predominante en sistemas estructurales con muros (23);
- q_0 el valor base del coeficiente de comportamiento, ver tabla 2 en la página siguiente.

Tipología estructural	DCM	DCH
Sistema de pórticos, dual o muros acoplados	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Sistema de muros desacoplados	3,0	4,0 α_u/α_1
Sistema núcleo	2,0	3,0
Sistemas de péndulo invertido	1,5	2,0

Cuadro 2: Valores de base del coeficiente de comportamiento q_0 para sistemas regulares en altura

$$k_w = \begin{cases} 1 & \text{en sistemas de pórticos y sistemas duales equivalentes a pórtico} \\ 0,5 \leq \frac{1+a_0}{3} \leq 1 & \text{en sistemas de muros o equivalentes y sistemas flexibles a torsión} \end{cases} \quad (23)$$

Las siglas DCM y DCH en la tabla (2) corresponden a clase de ductilidad media y clase de ductilidad elevada, respectivamente. Se proporciona más información sobre las clases de ductilidad en la subsección 3.1.3. Por último solo queda definir el valor del coeficiente α_u/α_1 , denominado coeficiente de reserva de resistencia o de sobrerresistencia. Estos parámetros se describen así en la norma:

- α_1 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, mientras que el resto de las acciones de cálculo permanecen constantes;
- α_u el valor por el cual se multiplica la acción sísmica de cálculo horizontal de manera que se formen rótulas plásticas en un número de secciones suficiente para el desarrollo de la inestabilidad global de la estructura, mientras que el resto de acciones de cálculo permanecen constantes. El coeficiente α_u se puede obtener mediante un análisis global estático no-lineal.

Es decir, sería necesario en primer lugar realizar el análisis de empujes incrementales para la obtención del coeficiente buscado. Sin embargo se proporcionan valores para cuando éste no se ha evaluado mediante un cálculo explícito. Para sistemas de pórticos, los valores son los siguientes:

- $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$ en edificios de una planta;
- $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ en edificios de varias plantas, pórticos de un vano;
- $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ en edificios de varias plantas, pórticos de varios vanos.

Por tanto, en esta investigación se empleará siempre 1,3.

Los datos que aquí se han expuesto son suficientes para obtener los coeficientes de comportamiento necesarios para este estudio. Las estructuras que se analizan son sistemas de pórticos⁷, regulares en altura y de clases de ductilidad media y elevada.

3.1.3. Clases de ductilidad

Ya se ha visto como en función del tipo estructural el Eurocódigo asigna un coeficiente de comportamiento distinto que influirá en gran medida en la representación del espectro de diseño. Pero además se distingue entre clase de ductilidad media y clase de ductilidad elevada. Existe también para edificios de hormigón la clase de ductilidad baja (DCL) más esta es únicamente aceptable en casos de baja sismicidad. En esos casos, el dimensionamiento se realizará conforme a la Norma EN 1992-1-1.

⁷Se recuerda que el Eurocódigo 8 define sistema de pórticos como sistema estructural en el que tanto las cargas verticales como las laterales se resisten por pórticos espaciales cuya resistencia a cortante en la base del edificio es superior al 65 % de la resistencia a cortante total del sistema estructural total.

Para que un edificio sea considerado de clase de ductilidad media o elevada, debe cumplir, además de los requisitos de la clase de ductilidad inmediatamente inferior unos requisitos adicionales. Todos estos son diferentes para edificios de hormigón, de acero, de fábrica, etc. A estos efectos, los edificios de hormigón se regulan en el capítulo 5 del Eurocódigo 8. Los criterios que se deben cumplir para alcanzar la clase de ductilidad media o la elevada son numerosos por lo que no se detallarán aquí. En ambos casos existen requisitos mínimos que deben cumplir los materiales, restricciones geométricas de los elementos, criterios para la obtención de las acciones de cálculo (diseño por capacidad), criterios sobre los detalles constructivos, etc.

En cuanto al cumplimiento de estos criterios por parte de las estructuras analizadas, se da en tanto que el programa empleado para el cálculo realiza dichas comprobaciones y consideraciones. Es decir, no se han realizado de forma manual y específica las comprobaciones ya que se pretende simular un procedimiento de análisis estándar por parte de un proyectista que pretende diseñar una estructura y analizar su desempeño mediante un método no-lineal. Para conocer las comprobaciones que realiza el programa CypeCAD pueden consultarse las referencias bibliográficas [17] y [18].

La clase de ductilidad empleada es sin embargo un parámetro fundamental en el estudio. Se han estudiado pórticos diseñados con las dos ductilidades DCM y DCH, y la comparación entre ellas y su relación con los criterios de limitación de daños ofrecen interesantes conclusiones.

3.1.4. Regularidad estructural

El apartado 4.2.3 del Eurocódigo 8 establece los criterios de regularidad estructural, tanto en planta como en alzado. La diferenciación entre regulares y no regulares influye en el modelo estructural y el tipo de análisis permitidos, así como el valor del coeficiente de comportamiento 'q' que deberá reducirse para edificios no regulares en alzado. Se muestran las consecuencias en la tabla 4.1 de la norma que se ha simplificado en el cuadro 3.

Regularidad		Simplificación permitida		Coficiente 'q'
Planta	Alzado	Modelo	Análisis elástico lineal	En análisis lineal
Si	Si	Plano	Fuerza lateral	Valor de referencia
Si	No	Plano	Modal	Valor reducido
No	Si	Espacial	Fuerza lateral	Valor de referencia
No	No	Espacial	Modal	Valor reducido

Cuadro 3: Consecuencias de la regularidad estructural

Las estructuras estudiadas cumplen todos los criterios necesarios para ser catalogadas como estructuras regulares tanto en planta como en alzado. El análisis plano modal que se ha realizado en las estructuras analizadas es válido por tanto para el cálculo elástico lineal. Además se realizará un cálculo espacial a modo de ejemplo. En el caso de modelos planos debe multiplicarse por 1,25 todos los efectos de la acción sísmica resultante del análisis⁸.

A continuación se resumen algunos de los criterios de regularidad que establece la normativa. En ellos se aprecia una gran relación con lo mencionado la subsección 1.2.2 en la página 9.

- La estructura debe ser aproximadamente simétrica en planta.
- Configuración en planta compacta y convexa.
- Limitación de los retranqueos tanto en planta como en altura.
- Los forjados deben ser diafragmas rígidos.

⁸Como indica el párrafo (9) del apartado 4.3.3.1 del Eurocódigo 8.

- La esbeltez en planta no debe ser mayor que 4.
- Los sistemas resistentes de cargas laterales deben ser ininterrumpidos desde sus cimientos hasta la parte superior de la zona que corresponda.
- La rigidez lateral y la masa de cada planta deben mantenerse constantes o reducirse en altura sin cambios bruscos.

3.1.5. Limitación del desplome entre plantas

Queda regulado en el apartado 4.4.3.2 de la norma. Los valores límites dependen de la ductilidad de los elementos no estructurales del siguiente modo:

- Para edificios que tengan elementos no estructurales de materiales frágiles unidos a la estructura:

$$d_r v \leq 0,005h \quad (24)$$

- Para edificios que tengan elementos no estructurales dúctiles:

$$d_r v \leq 0,0075h \quad (25)$$

- Para edificios que tengan elementos no estructurales unidos de forma que no interfieran con las deformaciones estructurales o que carezcan de elementos no estructurales:

$$d_r v \leq 0,010h \quad (26)$$

Donde:

- d_r es el valor de cálculo del desplome entre plantas, evaluado como la diferencia entre el desplazamiento lateral medio, d_s de la parte superior e inferior de la planta considerada;
- h es la altura de la planta;
- v es el coeficiente de reducción que considera el menor periodo de retorno de la acción sísmica asociada con el requisito de limitación de daño.

Respecto al coeficiente de reducción indica:

«Los valores a asignar a ‘v’ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Para las diversas regiones sísmicas de un Estado, se pueden definir diferentes valores de ‘v’, dependiendo de las condiciones de peligrosidad sísmica y del objetivo de protección de la propiedad. Los valores recomendados de ‘v’ son 0,4 para las clases de importancia III y IV y 0,5 para las clases de importancia I y II.»

Como en este estudio se considerará que las estructuras son de clase de importancia II, el valor de del coeficiente de reducción empleado será en todo momento 0,5.

Para la obtención de d_s nos remite al apartado 4.3.4 donde se indica:

$$d_s = d_q d_e \quad (27)$$

Donde:

- d_s es el desplazamiento de un punto del sistema estructural, inducido por la acción sísmica de cálculo. Su valor no necesita ser mayor que el deducido a partir del espectro elástico;
- d_q es el coeficiente de comportamiento para el desplazamiento, que se supone igual a q , a menos que se especifique otra cosa⁹;

⁹El Eurocódigo indica que en general d_q será mayor que q si el periodo fundamental de la estructura es menor que T_C .

d_e es el desplazamiento del mismo punto del sistema estructural, tal como se determina mediante un análisis lineal basado en el espectro de respuesta de cálculo

Esto significa que, como es lógico, los desplazamientos son los ‘reales’ y que si bien el coeficiente de comportamiento ductilidad permite de manera adecuada reducir los esfuerzos sísmicos también reduce desplazamientos obtenidos, debiendo multiplicar de nuevo éstos por el coeficiente ‘q’ para obtener los reales.

3.1.6. Periodo de vibración

En el apartado dedicado al método de análisis de la fuerza lateral aparece una pequeña fórmula para calcular el periodo fundamental de una estructura de forma simplificada. Aunque en este estudio se realizan otros tipos de análisis sobre las estructuras, ésta ecuación (28) se empleará para comparar resultados.

$$T_1 = C_t H^{3/4} \quad (28)$$

Donde:

T_1 es el periodo de vibración en segundos de la estructura correspondiente al primer modo de vibración;

C_t coeficiente igual a 0,075 para pórticos espaciales de hormigón resistentes a flexión.

H altura total del edificio, en metros, desde la cimentación o desde la parte superior de un sótano rígido.

3.1.7. Análisis estático no-lineal

El apartado 4.3.3.4.2 del Eurocódigo está dedicado a explicar los motivos, consideraciones, y procedimientos para un análisis por empujes incrementales. Establece cuatro objetivos posibles para su realización:

- Comprobación de los valores del coeficiente de reserva de resistencia α_u/α_1 ;
- Estimación de los mecanismos plásticos esperables y la distribución de daños;
- Evaluación del comportamiento de edificios existentes;
- Alternativa al cálculo elástico lineal. En este caso el desplazamiento objetivo debe usarse como base para el cálculo.

Es decir, aporta una gran información del comportamiento de la estructura como sugieren los tres primeros puntos. Pero además los empujes incrementales dan pie a la realización del análisis estático no-lineal mediante la determinación del desplazamiento objetivo.

El modelo puede simplificarse a dos modelos planos en las direcciones principales si se cumplen los criterios de regularidad, de forma similar a como se ha visto anteriormente. Nótese que en este estudio únicamente se ha realizado el modelo plano para una de las direcciones (eje X), por lo que no sería suficiente para el cumplimiento de la normativa.

Respecto al patrón de cargas laterales que debe aplicarse se establece:

- Un patrón ‘uniforme’, basado en las fuerzas laterales proporcionales a las masas, independientemente de su altura.
- Un patrón ‘modal’, proporcional a las fuerzas laterales, coherente con la distribución de fuerzas laterales en la dirección considerada, determinadas en el análisis elástico.
- Las cargas laterales deben aplicarse en la posición de las masas en el modelo.

Esto se aplicará en el modelo de ETABS aunque algo más simplificado: el patrón ‘uniforme’ será una fuerza igual en todos los forjados, aunque en el forjado de cubierta la masa es ligeramente inferior y el patrón ‘modal’ será un aumento lineal en función del número de forjado.

El último punto a destacar aquí será el desplazamiento objetivo, para la obtención del cual se nos refiere al procedimiento del anexo informativo B.

3.2. FEMA 440

La normativa FEMA 440 [19] se titula «mejora de los procedimientos de análisis sísmicos estáticos no-lineales». Esto se debe a que se basa en dos documentos previos, la FEMA 356 [20] y la mencionada ATC-40 [2], las cuales contienen procedimientos para el análisis estático no-lineal, evaluando los mismos y realizando sugerencias para su mejora.

En este trabajo se ha estudiado su capítulo 6, ya que es el referente a los procedimientos de *Equivalent Linearization*. El capítulo dedica 3 subapartados para la obtención de parámetros previos tales como el factor de modificación, amortiguamiento efectivo, etc. En el subapartado 4, se desarrolla la aplicación del método paso a paso. El desarrollo consta de unos de pasos iniciales comunes y después existen una serie de opciones disponibles para encontrar la solución final.

En la parte III se desarrolla la aplicación con detalle una de ellas, en concreto el procedimiento C ya que es la variante empleada por el programa de cálculo donde se realizan los análisis *pushover*. Los procedimientos según la norma son los siguientes:

(A) Iteración directa La iteración se realiza para converger directamente en un punto de desempeño. El espectro de demanda generado para los diferentes valores de amortiguamientos efectivo no se modifican para intersectar con el espectro de capacidad.

(B) Intersección con MADRS¹⁰ El punto de desempeño se define como la intersección del espectro de capacidad con el MADRS, generado a partir de varios valores de amortiguamiento efectivo.

(C) Lugar geométrico de posibles puntos de desempeño Se usa el MADRS de diferentes soluciones posibles y sus correspondientes ductilidades para generar un lugar geométrico con los posibles puntos de desempeño. El punto de desempeño real se localiza en la intersección de este lugar geométrico con el espectro de capacidad. La normativa señala que este procedimiento es propicio para un proceso automático donde la solución inicial se asume correspondiente a ductilidad 1 y las tentativas posteriores se fijan para mayores ductilidades (2, 3, 4...). Eso es lo que se ha implementado en un hoja de cálculo para su aplicación a las estructuras estudiadas.

Solución aproximada La norma ofrece también un procedimiento simplificado que hace uso de nuevo de un espectro de demanda modificado.

3.3. ATC-40

En esta sección se explican los procedimientos de la ATC-40 para obtener las coordenadas espectrales, tanto de la curva de desplazamiento como del espectro de respuesta. Esto es parte fundamental en los procedimientos CSM estudiados en este trabajo, ya que permite tener capacidad y demanda en la misma gráfica y poder comparar ambas.

3.3.1. Curva de capacidad

La transformación de cortante y desplazamiento a coordenadas espectrales se muestra en la ecuación 29 en la página siguiente.

¹⁰Las siglas MADRS corresponden con *Modified Acceleration-Demand Response Spectrum*, es decir, el espectro de demanda modificado por una serie de factores empleados a lo largo del procedimiento.

$$S_a = \frac{V}{a_1 \cdot M_t}; S_d = \frac{D}{\Gamma_1 \cdot \phi_{1,cub}} \quad (29)$$

Siendo:

S_a	la aceleración espectral;
S_d	el desplazamiento espectral;
V y D	cortante basal y desplazamiento en cubierta, coordenadas de la curva de capacidad que se pretende transformar;
M_t	masa total del edificio;
Γ_1	factor de participación modal asociado al primer modo de vibración. Puede aproximarse mediante la ecuación (30) en esta página;
α_1	fracción de la masa total del sistema asociada al primer modo de vibración. Puede aproximarse mediante la ecuación (31) en esta página;
$\Phi_{1,cub}$	desplazamiento modal de la cubierta asociado al primer modo de vibración. Asumiendo las simplificaciones de las ecuaciones (30) y (31) es igual a la unidad.

$$\Gamma_1 = h_t \cdot \frac{\sum m_i \cdot h_i}{\sum m_i \cdot h_i^2} \quad (30)$$

$$\alpha_1 = \Gamma_1 \cdot \frac{1}{h_t} \cdot \frac{\sum m_i \cdot h_i}{M_t} \quad (31)$$

Siendo:

m_i	el peso de cada planta;
h_i	la altura desde la rasante a cada uno de los forjados;
h_t	la altura total del edificio.

Con estas consideraciones puede realizarse la transformación de las coordenadas mediante una hoja de cálculo. Esto exige conocer la masa de cada una de las plantas. También es posible obtener los parámetros Γ_1 y α_1 mediante los ejemplos que muestra la normativa (Figura 7 en la página siguiente), en función de cómo aproximemos la forma del primer modo.

En cualquier caso, el programa de cálculo empleado para realizar el análisis de empujes incrementales proporciona ya la transformación, algo más precisa al realizar una mejor aproximación de la forma del primer modo de vibración. Por este motivo, y a fin de partir con la misma curva de capacidad en todos los métodos a comparar, en la parte III en la página 61 de este trabajo se emplearán las coordenadas espectrales proporcionadas por *software* de cálculo.

3.3.2. Espectro de demanda

La transformación del espectro de respuesta tradición (S_a frente a T) a espectro de demanda o ADRS¹¹ es sencilla. Se basa en la ecuación (32).

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (32)$$

¹¹En inglés las siglas corresponden a *Acceleration-Displacement Response Spectra*.

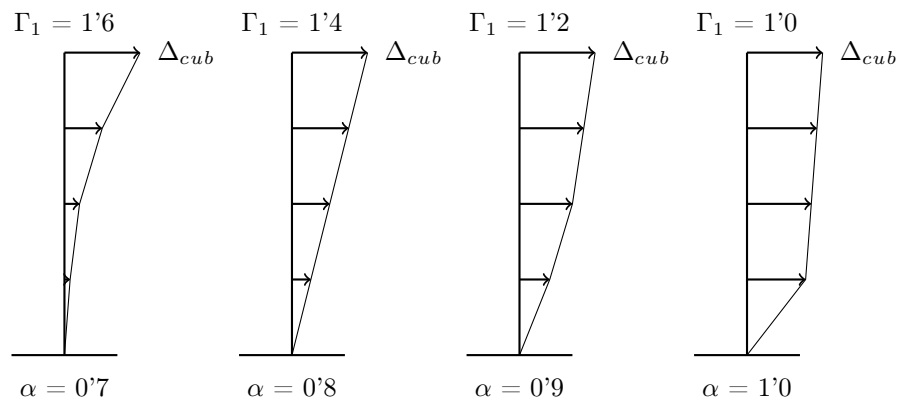


Figura 7: Factores de participación modal y coeficientes de masa modal

Una vez obtenido, puede conocerse el periodo correspondiente a cada punto del espectro ADRS mediante la ecuación (33).

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (33)$$

Parte II

Diseño y análisis estructural

En esta sección se explica el proceso realizado desde la definición geométrica de los pórticos que se pretenden estudiar hasta la realización del análisis *pushover* sobre los mismos. Esto incluye principalmente: la definición completa de los modelos estructurales, el cálculo de secciones y armados basado en los Eurocódigos y la obtención de la curva de capacidad mediante empujes incrementales. La intención es que cualquier interesado pueda reproducir el estudio con la mayor similitud posible para llegar a los mismos resultados.

Como se ha señalado anteriormente, los modelos para la obtención de secciones y armados y sus comprobaciones se han implementado en el *software* CypeCAD, mientras que el modelo para realizar el análisis *pushover* se ha trasladado a ETABS.

Como breve descripción para aquellos lectores que desconozcan de estos programas de cálculo se adjuntan a continuación las descripciones que ofrecen sus páginas web principales En lo que respecta a CypeCAD:

«CypeCAD ha sido concebido para realizar el diseño, cálculo y dimensionado de estructuras de hormigón armado y metálicas para edificación y obra civil, sometidas a acciones horizontales, verticales y a la acción del fuego.

Estas estructuras pueden estar compuestas por: pilares (de hormigón, de acero y mixtos), pantallas y muros; vigas de hormigón, metálicas y mixtas; forjados de viguetas (genéricas, armadas, pretensadas, in situ, metálicas de alma llena y de celosía), placas aligeradas, losas mixtas, reticulares y losas macizas; y cimentaciones por losas, vigas de cimentación, zapatas y encepados. También dimensiona y comprueba uniones metálicas soldadas y atornilladas (incluidas las placas de anclaje)»[18].

Y por parte de ETABS:

«[...] ETABS es el paquete definitivo de software integrado para el análisis estructural y diseño de edificios. [...] ETABS ofrece herramientas 3D de visualización y modelado basado en objetos, capacidad de rápidos análisis lineales y no-lineales, opciones de diseño completas para una amplia gama de materiales, visualización de gráficos, informes y dibujos esquemáticos que permiten a los usuarios entender rápido y fácil los resultados del análisis y del diseño.¹²»

Estos programas se han elegido por ser unos de los más empleados en la práctica común profesional, ya que uno de los objetivos es conocer el desempeño sísmico de edificios proyectados de este modo. Con esta organización, se pretende separar y dejar para la parte III del trabajo la aplicación de los procedimiento de análisis no-lineal que hacen uso del análisis de empujes incrementales aquí descrita.

¹²«The innovative and revolutionary new ETABS is the ultimate integrated software package for the structural analysis and design of buildings. Incorporating 40 years of continuous research and development, this latest ETABS offers unmatched 3D object based modeling and visualization tools, blazingly fast linear and nonlinear analytical power, sophisticated and comprehensive design capabilities for a wide range of materials, and insightful graphic displays, reports, and schematic drawings that allow users to quickly and easily decipher and understand analysis and design results. [24]»

4. Estructuras analizadas

4.1. Definición geométrica

Se estudia el comportamiento de diversas estructuras aporticadas con misma distribución de pilares y cargas, diferenciadas por el número de plantas, así como el criterio de ductilidad escogido para su armado (Ver subsección 3.1.3). Constan de 5 pórticos idénticos de 4 pilares y 3 vanos cada uno. El vano interior tiene una distancia entre ejes de pilares de 7 metros mientras que en los exteriores esta distancia es de 6 metros. Las cuatro crujeías resultantes dejan una distancia de 5,2 metros entre ejes de pilares. Como puede verse en la figura 8 la planta resultante es sensiblemente rectangular, pudiendo considerarse una estructura regular en planta.

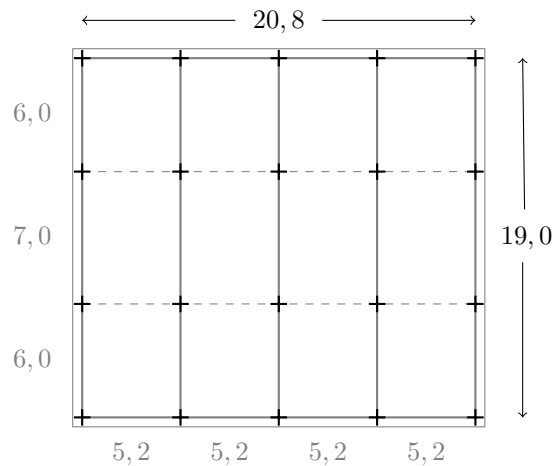


Figura 8: Geometría en planta de las estructuras analizadas.

Las estructuras tienen 6 ó 10 alturas. En ambas la planta baja tiene una altura mayor al resto, de 4,5 metros, ya que es lo más habitual en edificación. Las plantas superiores tienen en todos los casos una altura de 3,2 metros. Esto supone unas alturas totales de 20,5 metros, y 33,3 metros respectivamente. Se muestran en la figura 9 el alzado acotado de las estructuras de 6 alturas.

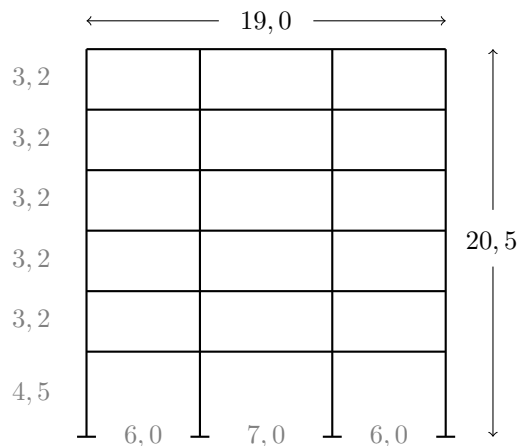


Figura 9: Geometría en alzado de las estructuras analizadas.

Con estas geometrías se pretenden representar forma simplificada estructuras de característi-

cas estándar y poder estudiar la influencia de la considerable variación de altura que existe entre ellas. Además, se ha buscado una geometría que responda aproximadamente igual en ambas direcciones: si bien la longitud en la dirección y es mayor y por tanto presenta mayor inercia en ella, en esta dirección únicamente existen las vigas de borde, mientras que en la dirección x , más corta, existen cinco pórticos que le proporcionan la inercia necesaria. Veremos en el análisis de resultados si realmente los periodos, desplazamientos, etc, son similares para ambas direcciones.

4.2. Datos previos de cálculo

Los datos introducidos al programa para el cálculo en cuanto a normativas y criterios a emplear, materiales, cargas, coeficientes, etc., son idénticos para todas las estructuras analizadas. Las estructuras se diseñaran tanto con los criterios de armado de ductilidad media como con los criterios que se establecen para ductilidad elevada, con el fin de comparar resultados. En el cuadro 4 se muestra un resumen de las opciones empleadas en la pantalla de datos generales de CypeCAD, mientras que en el cuadro 5 en la página siguiente se muestran un resumen los datos referentes a la acción sísmica considerada. Para una visión más detallada de la de introducción de datos en el programa, se incluyen en los apéndices las capturas de pantalla del proceso.

Normas	Eurocódigos 2, 3, 4, 5, 9
Hormigón forjados / pilares	C25/30
Características del árido	Cuarcita (15 mm)
Acero barras	S-500
Acción de viento	Sí - Eurocódigo 1 (UE)
Acción sísmica	Sí - Eurocódigo 8 (UE)
Criterio de armado por ductilidad	Ductilidad media / elevada
Elementos constructivos	Amplificación de esfuerzos por planta
Ambiente - Vigas	XS1 (abertura máxima de fisura: 0.30 mm)

Cuadro 4: Datos generales introducidos en CypeCAD.

Se han empleado los Eurocódigos como marco normativo para todo el proceso. La clase de hormigón empleada es C25/30 para toda la estructura y las barras de acero son del tipo B500 SD. Al no existir en el modelo perfiles de acero, madera o aluminio extruido las opciones de los mismos no influyen en los resultados y se ha mantenido la configuración por defecto. En lo que respecta al ambiente, se ha considerado una clase de exposición XS1 que se corresponde a *'corrosión inducida por cloruros de agua marina, estructura expuesta al aire saturado de sal pero no en contacto directo con el agua de mar'* y su abertura máxima de fisura correspondiente es de 0,3 mm. El periodo de servicio de las estructuras se fija en 50 años.

El apartado de acciones se ha configurado con los siguientes criterios. La carga permanente es de 2,0 kN/m² en todos los forjados. La categoría de uso H *'cubiertas no accesibles excepto para su mantenimiento normal y reparación'*, para la cual el Eurocódigo 1 [25] recomienda una sobrecarga de uso de 0,4 kN/m² (parte 1-1 apartado 6.3.4.2), es asignada al último forjado de cada estructura y la categoría A *'domésticos y residenciales'*, con sobrecarga de uso de 2,0 kN/m² (parte 1-1 apartado 6.3.1.2), en el resto. Para el cálculo de la acción de viento, se ha considerado un ancho de banda en Y de 16,6 metros y en X de 23,8 metros. La velocidad de referencia se ha establecido en 26 m/s y la categoría del terreno del tipo IV *'zonas urbanas con, al menos, el 15 % de su superficie edificada con una altura media superior a 15 metros'*.

La acción sísmica se ha analizado con el método dinámico. El criterio de armado por ductilidad cumplirá las exigencias del Eurocódigo 8 [3] para ductilidad media y ductilidad elevada, según

Norma	Eurocódigo 8
Método de análisis	Dinámico (modal espectral)
Fracción de sobrecarga de uso	0,5
Fracción de sobrecarga de nieve	0,5
Geometría en altura	Regular
Factor de comportamiento	3,9 (DCM) ó 5,85 (DCH)
Tipo de espectro	1
Aceleración pico	0,24
Tipo de suelo	C
Importancia de la obra	II
Número de modos de vibración a considerar	Según norma

Cuadro 5: Datos de acción sísmica introducidos en CypeCAD.

corresponda, el factor de comportamiento sísmico se ha establecido en 3,9 y 5,85 respectivamente, como se ha justificado en la subsección 3.1.2. Además el propio programa nos facilita ver que estos valores son los recomendados según la tipología estructural '*sistema de pórticos - edificio de varias plantas y varios vanos*' y la clase de ductilidad establecida. La aceleración pico se fija de 0,24g. Al tipo de suelo se le asigna la categoría C y a la importancia de la obra la categoría II.

Como se explicará en la sección 4.3 en la página siguiente no se han incluido elementos de fachada. Sin embargo, se ha utilizado la opción '*amplificación de esfuerzos por planta*' en todas las plantas como método escogido para tener en cuenta la recomendación de las normativas de ampliar los esfuerzos sísmicos por 1,25 en el caso de que se trate de un modelo plano¹³. Ya que el programa solo permite un decimal en esta opción y del lado de la seguridad, se ha optado por multiplicar los esfuerzos de 1,3. Aunque esta opción no está pensada para ello, se ha considerado la forma más sencilla de aplicar este requisito de la normativa.

La mayoría de opciones avanzadas se han mantenido predeterminadas, pero se han realizado algunos cambios de cara a la obtención de armados:

- En la sección de tablas de armado de pilares: se ha reducido la cuantía geométrica máxima del 4% (normativa) al 3%, para evitar pilares con exceso de armadura cuyo comportamiento no suele ser adecuado.
- Tal como recomienda el programa para las clases de ductilidad DCM y DCH se ha modificado la opción de despiece de armado de vigas con sismo. La opción recomendada es que las armaduras de montaje superior e inferior desplacen sus solapes dos veces la altura de la viga, colocando los refuerzos superiores necesarios. El montaje es in situ y los solapes de la armadura de montaje superior se solapan preferentemente próximos a las zonas de confinamiento.
- Respecto a los criterios de continuidad en pilares: se han activado las opciones para que tanto el número como el diámetro de barras en las caras sea mayor o igual que el del nivel superior, con el objetivo de tener un armado más sencillo.

¹³En el modelo realizado en 3D no es necesario esta ampliación, por lo que en la opción de elementos constructivos se ha seleccionado '*no se consideran*'.

Con ello el programa se encuentra preparado con todas las opciones para el cálculo. Como es evidente, todas las cargas horizontales (viento y sismo) se configuran para que no afecten en la dirección y en aquellos modelos estructurales que sean planos.

4.3. Modelización en CypeCAD

En la modelización en CypeCAD es conveniente la creación de grupos para los distintos forjados en los cuales se busque que su geometría y armado sean iguales porque se prevea unos esfuerzos similares. Así se busca que el resultado final presente un armado menos complejo, más homogéneo, que facilite la fabricación de las armaduras en taller y el montaje insitu. En este caso, el forjado 1 y el forjado de cubierta constituyen grupos independientes y los forjados intermedios se han juntado en 2 grupos formados por 2 plantas en las estructuras de 6 alturas en total y por 4 plantas en las estructuras de 10 alturas. Como ejemplo se muestra en el cuadro 6 los grupos creados para las estructuras de 10 alturas. Así mismo puede verse en el mismo la carga muerta y la sobrecarga de uso definidas en cada uno de los forjados.

Nombre	Categoría de uso	Q (kN/m ²)	CM (kN/m ²)
Forjado 10	Uso H	0,4	2,0
Forjados 6 a 9	Uso A	2,0	2,0
Forjados 2 a 5	Uso A	2,0	2,0
Forjado 1	Uso A	2,0	2,0

Cuadro 6: Grupos de forjados definidos en las estructuras de 10 alturas.

Barras. La estructura principal se resuelve con pilares de sección cuadrada¹⁴ y vigas de cuelgue de sección rectangular. Los pilares se han generado con vinculación exterior, la cual simula un empotramiento perfecto, sin definir una cimentación concreta. Los pilares de sucesivas plantas, en caso de que su dimensión se reduzca con la altura, se alinean a eje. Así mismo, todas las vigas se alinean a eje con los pilares y nudos.

Forjado. Únicamente es necesario en la estructura modelizada en 3D. El forjado creado para todos los paños es un unidireccional de viguetas prefabricadas de hormigón de espesor 25+5 centímetros y de intereje 72 centímetros. Esto supone un peso superficial de 3,64 kN/m² a efectos de carga según el cálculo del programa. Sin embargo, se ha reducido con la opción de introducción manual a 3,5 kN/m², por simplificación. El tipo de vigueta es simple y la entrada en la viga es de 8 centímetros. La luz que salva es siempre de 5,2 metros. Los forjados no han presentado problemas de comprobación en ningún caso, como se verá.

Cargas. En la estructura modelizada en 3D no es necesaria la introducción de ninguna carga adicional, pues la carga muerta y la sobrecarga de uso ya están incluidas en la definición de los grupos. Las cargas de nieve, viento y sismo se incluyen en las opciones generales y las cargas de peso propio las considera el programa según los elementos introducidos. Sin embargo, en las estructuras modelizadas planas es necesario aplicar las cargas correspondientes a los forjados, a la carga muerta y a la sobrecarga de uso. Estas cargas son superficiales pero deben aplicarse como cargas lineales sobre las vigas¹⁵. Estos valores se resumen en la tabla 7 en la página siguiente.

¹⁴Como se ha comentado en la sección 4.1, se espera que la estructura responda de manera similar para ambas direcciones.

¹⁵El ámbito de carga de las vigas es siempre 5,2 metros.

	Superficial (kN/m ²)		Lineal (kN/m)	
Forjados	3,5		18,2	
Carga muerta	2,0		10,4	
Sobrecarga de uso	Cubierta	Resto	Cubierta	Resto
	0,4	2,0	2,08	10,4

Cuadro 7: Cargas aplicadas en los modelos planos.

Se incluyen en los apéndices algunas imágenes complementarias del proceso de modelización. Por último y antes de entrar en los apartados donde se comienzan a ver resultados de los análisis, parece conveniente hacer un esquema y asignar un código a cada una de las configuraciones estudiadas. Para ello, se ha realizado la tabla 8.

Código	Modelo	Alturas	Ductilidad
3D-06-DCM	3D	6	DCM
2D-06-DCM	Plano	6	DCM
2D-10-DCM	Plano	10	DCM
2D-06-DCH	Plano	6	DCH
2D-10-DCH	Plano	10	DCH

Cuadro 8: Configuraciones estudiadas.

5. Cálculo

5.1. Consideraciones

Con lo visto en la sección 4 es posible lanzar el cálculo de las estructuras. El proceso es iterativo, ya que las secciones deben ser asignadas manualmente, no son optimizadas por el programa. Los principales criterios que se han tomado para dimensionar y posteriormente dar por válidas las estructuras son los siguientes:

- Que los pilares compartan dimensiones. Estos se reducen en altura, pero siempre coincidiendo con un cambio de grupo. Es decir, todos los pilares de un mismo grupo mantienen la mismas dimensiones.
- Que todas las vigas del mismo grupo tengan las mismas dimensiones. Es aceptable que las vigas en dirección x y en dirección y tengan la misma sección, sin que esto ocasione excesivas variaciones entre sus cuantías de armado por lo explicado en la subsección 4.1.
- Que el programa no muestre errores de cálculo¹⁶. Si bien cuando los errores se daban en un número muy reducido de barras se han podido realizar algunos ajustes manuales en los armados.
- Que las secciones sean de dimensiones lógicas y que el armado de las vigas no sea excesivo (varias capas) ni muy escaso. Recordar que el armado de los pilares ya está limitado en su cuantía entre el 1% y el 3%.
- Que los desplomes entre plantas estén dentro de límites normativos, ya que el programa no comprueba este punto. A estos efectos, se han limitado las estructuras de DCM mediante la ecuación 24 y las estructuras de DCH mediante la ecuación 25. Más adelante, en las conclusiones respecto de los desplomes (subsección 5.3.3), se explica porqué se ha seguido este criterio.

Una vez todas las barras cumplen sin errores de cálculo, se han simplificado los armados de tal modo que:

- En la estructura 3D-06-DCM las vigas se han igualado siguiendo criterios de simetría. Es decir, para cada grupo habrán tres tipos de armados: el de las vigas en dirección y , el de las vigas extremas en dirección x , y el de las vigas de pórticos centrales. En el resto de estructuras, no es necesaria esta homogeneización ya que únicamente existe un tipo de viga en cada grupo, al tratarse de modelos planos.
- Los pilares se han agrupado siguiendo criterios de simetría. En la estructura modelada en 3D resultan cuatro agrupaciones de pilares mientras que en las estructuras plantas únicamente dos, los dos pilares extremos y los dos centrales. El resultado de esta agrupación puede verse en la figura 10 en la página siguiente.

5.2. Secciones y armados

A continuación se muestran los resultados del cálculo que serán necesarios para posteriormente trasladar el modelo al programa ETABS. En el caso de los pilares se define su armado completo¹⁷. En el caso de las vigas, será necesario únicamente conocer la cuantía de armado superior e inferior en los extremos de cada barra¹⁸.

¹⁶Únicamente se han permitido los avisos inevitables: «Sólo se ha realizado el diseño por capacidad para vigas y pilares de hormigón. El resto de elementos deberán ser analizados por el usuario.» y «No se ha realizado la comprobación de la resistencia al fuego de la estructura.»

¹⁷En las tablas, el valor de la columna barras indica el número de barras en cada cara. Nótese que el armado es el mismo en ambas direcciones y que el número total de barras en una sección puede calcularse multiplicando dicho valor por 4 (caras) y restando 4 (ya que el armado de las esquinas estaría contado doblemente).

¹⁸En las tablas, el valor se representa en mm^2 .

Puede notarse como las vigas, que teóricamente podrían ser simétricas en cuanto a su armado, no lo son al completo. Sin embargo, son pocos los puntos donde se da una asimetría y de escasa diferencia. Estos resultados que arroja el programa pueden deberse principalmente a la longitud máxima de las barras y otros criterios de materialización y puesta en obra que dificultan una completa simetría. En cualquier caso, no es preocupante y se ha optado por mantener los armados tal como los ha obtenido el programa de cálculo. En el caso de las vigas en dirección y , sólo existentes en la estructura 3D-06-DCM, éstas sí son totalmente simétricas, por lo que únicamente se presenta el armado de una mitad en el cuadro 20 en la página 46.

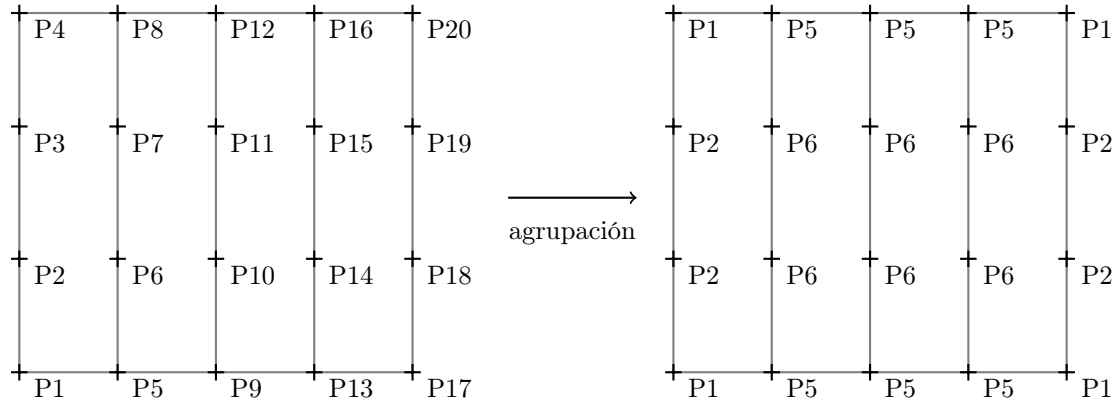


Figura 10: Código de pilares

En las subsecciones siguientes se muestran las tablas de resultados. Para seguir las es necesario recordar el código de las estructuras, que se describió en la figura 8 en la página 39, y de los pilares, que se muestra en el cuadro 10. De dicho cuadro puede entenderse que las estructuras modeladas planas representan un pórtico central de la estructura 3D, por ello sus pilares son denominados P5 y P6.

5.2.1. Estructura 2D-06-DCM

Los datos de armado de la estructura 2D-06-DCM obtenidos y que se trasladan al *software* de análisis se presentan en las siguientes tablas:

Grupo	Lado	Pilar	Barras	Ø esquina	Ø caras	Cercos
G4	40 cm.	P5	3	16	16	3 Ø 6 c/20
		P6	3	16	16	3 Ø 6 c/20
G3	45 cm.	P5	4	16	16	4 Ø 6 c/20
		P6	4	25	16	4 Ø 8 c/20
G2	55 cm.	P5	5	16	16	5 Ø 6 c/20
		P6	4	25	16	4 Ø 8 c/20
G1	55 cm.	P5	5	16	16	5 Ø 6 c/20
		P6	4	25	16	4 Ø 8 c/20

Cuadro 9: Armado de pilares, estructura 2D-06-DCM

Grupo	Dimensiones	Cara	Vano extremo		Vano central		Vano extremo	
G4	30 x 45 cm.	Superior	471	1081	1081	1081	1081	572
		Inferior	402	226	226	402	402	402
G3	35 x 55 cm.	Superior	1375	1458	1458	1458	1458	1376
		Inferior	760	603	603	603	603	760
G2	40 x 60 cm.	Superior	1838	1865	1865	1865	1865	1849
		Inferior	917	883	804	804	883	917
G1	40 x 60 cm.	Superior	1865	1865	1865	1865	1865	1865
		Inferior	1206	1005	1005	1005	1005	1206

Cuadro 10: Armado de vigas, estructura 2D-06-DCM

5.2.2. Estructura 2D-10-DCM

Las tablas de armado correspondientes a la estructura 2D-10-DCM son:

Grupo	Lado	Pilar	Barras	Ø esquina	Ø caras	Cercos
G4	40 cm.	P5	3	16	16	3 Ø 6 c/20
		P6	3	16	16	3 Ø 6 c/20
G3	50 cm.	P5	4	20	16	4 Ø 6 c/20
		P6	4	25	16	4 Ø 8 c/20
G2	60 cm.	P5	5	20	16	5 Ø 6 c/20
		P6	5	25	16	5 Ø 8 c/20
G1	60 cm.	P5	5	20	16	5 Ø 6 c/20
		P6	5	25	16	5 Ø 8 c/20

Cuadro 11: Armado de pilares, estructura 2D-10-DCM

Grupo	Dimensiones	Cara	Vano extremo		Vano central		Vano extremo	
G4	30 x 45 cm.	Superior	462	1100	1100	1100	1100	672
		Inferior	402	402	402	402	402	402
G3	35 x 55 cm.	Superior	1634	1634	1634	1634	1634	1634
		Inferior	760	760	760	760	760	760
G2	40 x 60 cm.	Superior	2080	1899	1899	1899	1899	2080
		Inferior	1162	1162	1005	1005	1162	1162
G1	40 x 60 cm.	Superior	2100	2100	2100	2100	2100	2100
		Inferior	1345	1206	1206	1206	1206	1345

Cuadro 12: Armado de vigas, estructura 2D-10-DCM

5.2.3. Estructura 2D-06-DCH

Las tablas de armado correspondientes a la estructura 2D-06-DCH son:

Grupo	Lado	Pilar	Barras	Ø esquina	Ø caras	Cercos
G4	40 cm.	P5	4	16	12	4 Ø 8 c/20
		P6	4	16	12	4 Ø 8 c/20
G3	40 cm.	P5	4	16	12	4 Ø 8 c/20
		P6	4	20	12	4 Ø 8 c/20
G2	45 cm.	P5	4	20	12	4 Ø 8 c/20
		P6	4	20	20	4 Ø 8 c/15
G1	45 cm.	P5	4	20	12	4 Ø 8 c/20
		P6	4	20	20	4 Ø 8 c/15

Cuadro 13: Armado de pilares, estructura 2D-06-DCH

Grupo	Dimensiones	Cara	Vano extremo	Vano central	Vano extremo	Vano extremo	Vano extremo	Vano extremo
G4	30 x 45 cm.	Superior	402	1109	1109	1109	1109	402
		Inferior	402	559	559	559	559	402
G3	30 x 50 cm.	Superior	992	1194	1194	1194	1194	992
		Inferior	452	452	452	452	452	452
G2	30 x 55 cm.	Superior	1200	1232	1232	1232	1232	1200
		Inferior	603	603	603	603	603	603
G1	35 x 55 cm.	Superior	1351	1389	1389	1389	1389	1351
		Inferior	760	603	603	603	603	760

Cuadro 14: Armado de vigas, estructura 2D-10-DCM

5.2.4. Estructura 2D-10-DCH

Las tablas de armado correspondientes a la estructura 2D-10-DCH son:

Grupo	Lado	Pilar	Barras	Ø esquina	Ø caras	Cercos
G4	40 cm.	P5	4	16	12	4 Ø 8 c/15
		P6	4	16	12	4 Ø 8 c/15
G3	45 cm.	P5	4	20	12	4 Ø 8 c/15
		P6	5	20	12	5 Ø 8 c/15
G2	55 cm.	P5	6	20	12	6 Ø 8 c/15
		P6	6	20	12	6 Ø 8 c/15
G1	55 cm.	P5	6	20	12	6 Ø 8 c/15
		P6	6	20	12	6 Ø 8 c/15

Cuadro 15: Armado de pilares, estructura 2D-10-DCH

Grupo	Dimensiones	Cara	Vano extremo	Vano central	Vano extremo		
G4	30 x 45 cm.	Superior	402	1109	1109	1109	402
		Inferior	402	559	559	559	402
G3	30 x 55 cm.	Superior	992	1194	1194	1194	992
		Inferior	452	452	452	452	452
G2	35 x 55 cm.	Superior	1200	1232	1232	1232	1200
		Inferior	603	603	603	603	603
G1	35 x 55 cm.	Superior	1351	1389	1389	1389	1351
		Inferior	760	603	603	603	760

Cuadro 16: Armado de vigas, estructura 2D-10-DCH

5.2.5. Estructura 3D-06-DCM

Por último, el armado correspondiente a la estructura 3D-06-DCM se muestra en este caso en cuatro tablas:

Grupo	Lado	Pilar	Barras	Ø esquina	Ø caras	Cercos
G4	40 cm.	P1	3	16	16	3 Ø 6 c/20
		P2	3	16	16	3 Ø 6 c/20
		P5	3	16	16	3 Ø 6 c/20
		P6	3	16	16	3 Ø 6 c/20
G3	45 cm.	P1	3	20	16	3 Ø 6 c/20
		P2	4	16	16	4 Ø 6 c/20
		P5	3	25	16	3 Ø 8 c/20
		P6	3	16	16	3 Ø 8 c/20
G2	55 cm.	P1	4	25	16	4 Ø 8 c/20
		P2	5	16	16	5 Ø 6 c/20
		P5	5	25	16	5 Ø 8 c/20
		P6	5	25	16	5 Ø 8 c/20
G1	55 cm.	P1	4	25	16	4 Ø 8 c/20
		P2	5	16	16	5 Ø 6 c/20
		P5	5	25	16	5 Ø 8 c/20
		P6	5	25	16	5 Ø 8 c/20

Cuadro 17: Armado de pilares, estructura 3D-06-DCM

Grupo	Dimensiones	Cara	Vano extremo		Vano central		Vano extremo	
G4	30 x 45 cm.	Superior	427	471	471	471	471	672
		Inferior	402	402	402	402	402	402
G3	35 x 55 cm.	Superior	917	829	829	829	829	917
		Inferior	603	603	603	603	603	603
G2	40 x 60 cm.	Superior	1109	1074	1074	1074	1074	1109
		Inferior	804	804	804	804	804	804
G1	40 x 60 cm.	Superior	1275	1232	1232	1232	1232	1275
		Inferior	961	804	804	804	804	961

Cuadro 18: Armado de vigas extremas, dirección x , estructura 3D-06-DCM

Grupo	Dimensiones	Cara	Vano extremo		Vano central		Vano extremo	
G4	30 x 45 cm.	Superior	427	1169	1169	1169	1169	561
		Inferior	402	402	402	402	402	402
G3	35 x 55 cm.	Superior	1090	1266	1266	1162	1162	1053
		Inferior	603	603	603	603	603	603
G2	40 x 60 cm.	Superior	1319	1319	1319	1319	1319	1319
		Inferior	804	804	804	804	804	804
G1	40 x 60 cm.	Superior	1407	1407	1407	1407	1407	1407
		Inferior	804	804	804	804	804	804

Cuadro 19: Armado de vigas centrales, dirección x , estructura 3D-06-DCM

Grupo	Dimensiones	Cara	Vano extremo		Vano central	
G4	30 x 45 cm.	Superior	402	402	402	402
		Inferior	402	402	402	402
G3	35 x 55 cm.	Superior	986	829	829	829
		Inferior	829	760	760	760
G2	40 x 60 cm.	Superior	1407	1275	1275	1232
		Inferior	1206	1206	1206	1109
G1	40 x 60 cm.	Superior	1407	1275	1275	1162
		Inferior	1275	1144	1144	1030

Cuadro 20: Armado de vigas, dirección y , estructura 3D-06-DCM

5.3. Conclusiones parciales

5.3.1. Cuantías de armado

En los siguientes cuadros se muestran las cuantías de armado proporcionadas por CypeCAD, en kilogramos, de las estructuras. Se ha dividido en estructuras de 6 y 10 alturas ya que no tiene sentido comparar la cantidad de acero total para estructuras de dimensiones distintas. El indicador de kg/m^2 , que sí podría ser interesante para comparar ambos grupos de estructuras, hay que 'cogerlo con pinzas' ya que la superficie en ese caso contabilizada es la del ancho de las vigas, al no existir forjado.

	Forjados (kg)	Pilares (kg)	Vigas (kg)	Total (kg)	Índices (kg/m^2)
3D-06-DCM	2877	20345	19365	42587	17,29
2D-06-DCM	-	3658	3399	7057	158,91
2D-06-DCH	-	3237	2829	6066	163,28

Cuadro 21: Cuantías de armado en las estructuras de 6 alturas.

Los datos de la estructura 3D-06-DCM son meramente informativos y difíciles de comparar con el resto. Hay que notar que la estructura 3D-06-DCM y 2D-06-DCM son teóricamente la misma, sólo que en un caso se ha modelizado y estudiado completa y en el otro se ha realizado la simplificación a un modelo plano. Por lo tanto, los volúmenes en vigas y pilares deben ser algo más de cinco veces —al existir cinco pórticos— en la estructura completa. Esto se cumple.

Lo más interesante es la comparación entre el diseño con DCM y DCH. Vemos que en este caso sí se ha reducido (además de las dimensiones) la cantidad de acero al aplicar el diseño con DCH, tanto en el caso de pilares como en el de las vigas. La diferencia se nota algo más en el caso de las vigas. Esto es consecuente, puesto que como hemos visto en las estructuras analizadas en general el armado obtenido en los pilares es bajo, teniendo menos margen de optimización.

	Forjados (kg)	Pilares (kg)	Vigas (kg)	Total (kg)	Índices (kg/m ²)
2D-10-DCM	-	7025	6260	13285	174,57
2D-10-DCH	-	7984	5622	13606	203,62

Cuadro 22: Cuantías de armado en las estructuras de 10 alturas.

En el caso de 10 niveles, comparando la aplicación de un diseño DCM y uno DCH, se ha producido de nuevo una reducción del armado de las vigas (a pesar de que las dimensiones son también menores).

Sin embargo, en el caso de los pilares el armado ha aumentado. Esto se debe a dos motivos. El primero, el armado transversal aumenta considerablemente —en general, el armado transversal en el diseño de DCH aumenta para cumplir los criterios exigidos— y segundo, la disminución de la sección ha supuesto la necesidad de un mayor armado que no ha compensado la reducción de los esfuerzos en sollicitación sísmica. En este caso, tal como se han planteado las estructuras estudiados, se produce una reducción del armado total, pero no significativa.

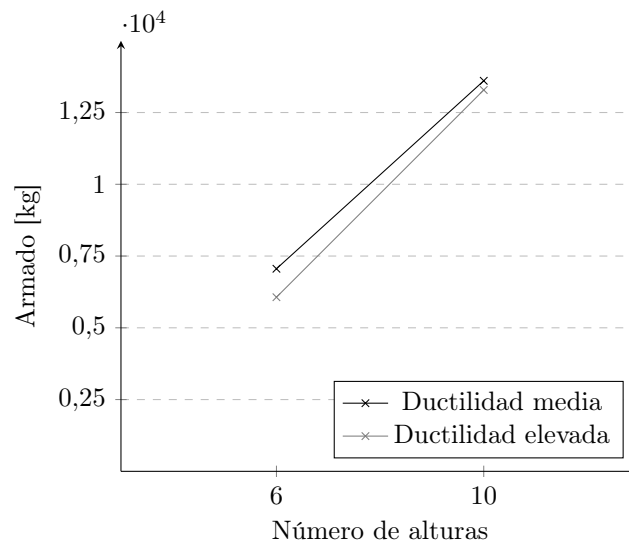


Figura 11: Resumen cuantías de armado.

En el resumen de cuantías de armado presentado, se muestra de manera muy visual el aumento del armado total en función del número de alturas. También puede verse cómo el acero empleado en el caso de diseño con DCM es mayor. Por último, es posible comprobar fácilmente cómo al aumentar el número de alturas el acero medio necesario en cada planta aumenta, algo natural.

5.3.2. Volumen de hormigón

Debido a las dimensiones de las secciones, el volumen de hormigón se ha reducido en las estructuras de DCH. Ello es posible gracias a la reducción de los esfuerzos sísmicos. Los datos se presentan en forma de cuadro y de gráfica.

	Forjados (m ³)	Pilares (m ³)	Vigas (m ³)	Total (m ³)	Índices (m ³ /m ²)
3D-06-DCM	227,81	85,60	173,75	487,16	0,198
2D-06-DCM	-	17,12	24,17	41,29	-
2D-06-DCH	-	12,72	18,60	31,32	-
2D-10-DCM	-	32,96	41,12	74,08	-
2D-10-DCH	-	27,96	34,26	62,22	-

Cuadro 23: Volúmenes de hormigón.

Puede verse que el volumen se reduce tanto en pilares como en vigas —algo más en estas últimas—. Como se ha visto, la reducción de hormigón sólo es a costa de un aumento del acero en el caso de los pilares en la estructura de diez alturas.

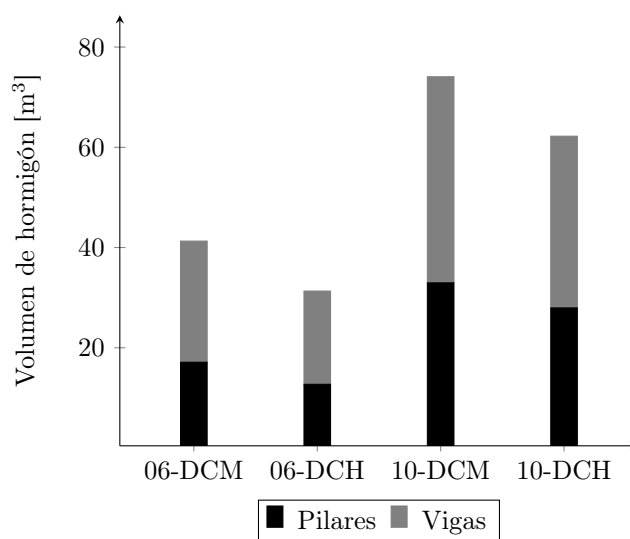


Figura 12: Resumen volumen de hormigón.

Puede verse también como el hormigón de pilares y vigas aproximadamente se duplica al pasar de seis a diez alturas.

5.3.3. Desplomes

El valor de los desplomes es posiblemente el parámetro más importante de los analizados, puesto que está directamente relacionado con los daños recibidos por la estructura, así como con su ductilidad y con su no-linealidad. Para analizarlos, hay que considerar las limitaciones de la normativa, vistas en la subsección 3.1.5 y lo considerado al respecto en la subsección 5.1.

En este caso concreto, los límites que las ecuaciones mencionadas de la normativa establecen equivalen aproximadamente a:

- Para edificios que tengan elementos no estructurales de materiales frágiles unidos a la estructura: $h/100$; criterio considerado en las estructuras de diseño mediante DCM.
- Para edificios que tengan elementos no estructurales dúctiles: $h/66$; criterio considerado en las estructuras de diseño mediante DCH.
- Para edificios que tengan elementos no estructurales unidos de forma que no interfieran con las deformaciones estructurales o que carezcan de elementos no estructurales: $h/50$.

Los desplomes obtenidos para las estructuras de seis alturas pueden verse en el cuadro 24.

	3D-06-DCM		2D-06-DCM	2D-06-DCH
	Eje x	Eje y	Eje x	Eje x
Forjado 6	$h / 135$	$h / 116$	$h / 124$	$h / 131$
Forjado 5	$h / 146$	$h / 119$	$h / 136$	$h / 109$
Forjado 4	$h / 127$	$h / 107$	$h / 120$	$h / 93$
Forjado 3	$h / 150$	$h / 121$	$h / 143$	$h / 100$
Forjado 2	$h / 132$	$h / 110$	$h / 125$	$h / 89$
Forjado 1	$h / 122$	$h / 115$	$h / 117$	$h / 78$

Cuadro 24: Desplomes en las estructuras de 6 alturas.

En primer lugar, se analizan los datos de la estructura 3D-06-DCM. Si se comparan los desplomes en las dos direcciones vemos que son similares, con un valor medio de $h/138$ y $h/119$ respectivamente en las direcciones x e y . Como puede verse, están dentro de límites razonables: cumplen con la condición impuesta por la normativa, y no son tampoco desplomes excesivamente pequeños —no superan en ningún caso el valor de $h/150$ —. Esto corrobora la elección de pilares de sección cuadrada, si bien es cierto que los desplomes en la dirección y son siempre mayores que en la dirección x . Es decir, la rigidez aportada por el hecho de existir cinco vigas en la dirección x frente a dos en la dirección y , es algo mayor a la aportada por el hecho de que la longitud y es mayor.

Comparándola ahora con la estructura 2D-06-DCM, teóricamente iguales, puede verse como los desplomes son afectivamente similares. En la estructura plana son algo menores, esto puede deberse a la repercusión de los forjados. La diferencia es más notable en las plantas superiores, esta sutil diferencia es quizá por la reducción de la sección de los pilares y vigas, cuya aportación a la rigidez lateral va perdiendo importancia frente a la que aportan los forjados.

Al diseñar la misma estructura para DCH es lógico tratar de aprovechar en cierta manera dicha ductilidad extra. En este caso en concreto, si se mantenían las secciones, especialmente en los pilares, no se conseguía un aprovechamiento relevante de la reducción de esfuerzos y acero, puesto que éstas no se encontraban fuertemente armadas. De reducirse aún más los esfuerzos y el acero de las secciones estarían muy limitadas por los requerimientos mínimos, algo que está lejos de ser óptimo. Parece claro en tal situación, que la solución pasa por reducir las secciones para las estructuras de DCH.

Sin embargo, la estructuras obtenidas para DCM, están relativamente cerca del límite establecido para los desplomes, tal cómo se ha mencionado. Reducir sus secciones supone reducir su rigidez y por tanto aumentar los desplomes. En este punto, es difícil y en cierto modo excesivamente artificial, tratar de reducir las secciones de tal modo que se cumpla el límite de $h/100$ para los desplomes. Es por esta razón por la que para las estructuras de DCH se ha aplicado la segunda limitación. Además, parece así que los criterios normativos son coherentes, puesto que en una estructura de clase de ductilidad alta los elementos no estructurales parece lógico que también sean dúctiles.

En efecto, los valores finalmente obtenidos para las secciones escogidas en la estructura 2D-06-DCH se sitúan en torno a $h/100$, en algunos casos superando dicha limitación. No obstante, en ningún caso superan el valor de $h/50$.

	2D-10-DCM	2D-10-DCH
	Eje x	Eje x
Forjado 10	$h / 141$	$h / 135$
Forjado 9	$h / 166$	$h / 136$
Forjado 8	$h / 133$	$h / 104$
Forjado 7	$h / 114$	$h / 86$
Forjado 6	$h / 114$	$h / 79$
Forjado 5	$h / 141$	$h / 90$
Forjado 4	$h / 132$	$h / 84$
Forjado 3	$h / 122$	$h / 78$
Forjado 2	$h / 114$	$h / 73$
Forjado 1	$h / 121$	$h / 80$

Cuadro 25: Desplomes en las estructuras de 10 alturas.

Respecto a las estructuras de diez alturas, se han obtenido unos resultados y conclusiones muy similares. Ha sido por el mismo motivo por el que se ha decidido establecer un límite de desplome diferente para los diferentes casos de ductilidad media y de ductilidad elevada. Los desplomes obtenidos para las secciones escogidas son algo mayores en estas estructuras respecto a las estructuras de seis alturas.

Hay que decir que, en general, las secciones podrían haberse apurado algo más a costa de aumentar algo los desplomes y el armado. Sin embargo no existe demasiado margen y los desplomes seguirían dentro de los mismos rangos de limitación, por lo que alcanzar valores de $h/66$, y tener que entrar en la tercera limitación —para edificios que tengan elementos no estructurales unidos de forma que no interfieran con las deformaciones estructurales o que carezcan de elementos no estructurales— no parece en este caso posible y mucho menos recomendable.

Por último, se muestran los valores medios de desplome en el cuadro 26.

3D-06-DCM	Eje x	$h / 138$
	Eje y	$h / 119$
2D-06-DCM	Eje x	$h / 131$
2D-06-DCH	Eje x	$h / 100$
2D-10-DCM	Eje x	$h / 139$
2D-10-DCH	Eje x	$h / 95$

Cuadro 26: Desplomes medios.

5.3.4. Periodos

A continuación se muestra el cuadro con los periodos —correspondientes a la rigidez inicial— obtenidos para todas las estructuras.

	3D-06-DCM		2D-06-DCM		2D-06-DCH		2D-10-DCM		2D-10-DCH	
	Eje x	Eje y	Eje x	Eje x	Eje x	Eje x	Eje x	Eje x	Eje x	Eje x
Eurocódigo	0,715	0,715	0,715	0,715	0,715	1,033	1,033	1,033	1,033	1,033
CypeCAD	0,953	1,112	1,028	1,363	1,363	1,556	1,556	1,556	1,838	1,838
ETABS	1,022	1,284	1,079	1,386	1,386	1,603	1,603	1,603	1,883	1,883

Cuadro 27: Periodos (s)

La fila denominada ‘Eurocódigo’ corresponde al resultado de aplicar la ecuación (28) vista en la página 28. Se aprecia claramente como ésta fórmula proporciona valores menores en todos los casos, especialmente conforme aumenta la altura y la ductilidad de la estructura. Ello puede deberse a que este preparada para estructuras de menor ductilidad —valores menores del coeficiente q —, principalmente aquellas diseñadas en zonas de baja sismicidad ($a_g < 0,08g$) que consecuentemente tienen menores desplazamientos y menores períodos.

Los períodos obtenidos para el eje y en la estructura 3D-06-DCM son, como era de esperar a raíz de los desplomes, algo mayores.

La última fila supone un adelanto de los resultados del programa ETABS¹⁹. Así, puede verse que los resultados obtenidos en ambos programas son muy similares, a pesar de que el modelo no es exactamente el mismo y tampoco el método de obtención. Los resultados de CypeCAD son algo menores. La mayor diferencia se produce en el modelo 3D-06-DCM, quizá por la ausencia de forjados en el modelo de CypeCAD que aportan rigidez al conjunto.

¹⁹No se muestra aquí el valor estrictamente proporcionado por el programa —el correspondiente al primer punto de cambio de rigidez hallado en el análisis— ya que en ocasiones es más significativo —puesto de manifiesto por la gráfica— un segundo punto o tercero como aquel en el que se produce la plastificación de la estructura. En cualquier caso, son valores muy similares.

6. Análisis pushover

6.1. Modelización en ETABS

La modelización en ETABS pretende simular en la medida de lo posible el modelo descrito para el diseño y armado en CypeCAD. Para una mayor información sobre el proceso, pueden verse las capturas de pantalla del mismo en los apéndices.

6.1.1. Geometría

En la creación de un nuevo modelo, se señala el sistema métrico internacional para las unidades y los Eurocódigos como norma de diseño. A continuación, en la ventana de ‘plantillas de nuevo modelo rápido’ se utiliza la opción ‘sólo rejilla’ y los datos geométricos introducidos son los ya vistos con anterioridad (Figuras 8 y 9).

Hay que recordar que la mayoría de estructuras son planas, por lo que únicamente tienen una línea de rejilla en dirección x , al tiempo que no requieren modelización de forjados. La estructura 3D-06-DCM, que sí cuenta con forjado en su modelización en CypeCAD, no lo incluye aquí (en cada planta se definirá tan solo como diafragma rígido), cuestión que ha de tenerse en cuenta en la interpretación de resultados.

6.1.2. Barras

Es necesario definir los datos de las barras que componen la estructura, lo que es quizá el paso más costoso en tiempo, ya que debemos trasladar una gran información al modelo. Cada barra con armado distinto se trata de una sección distinta que debemos crear.

Materiales Es conveniente introducir primero las definiciones de materiales. Por un lado el hormigón C25/30, que ya viene definido dentro de la región ‘Europa’ y la norma ‘EN 1992-1-1’, por lo que no es necesario ajustar ningún dato. Por otro, el acero de refuerzo dentro de la región ‘Europa’ y tipo de material ‘Rebar’. En este caso, hay que modificar las propiedades de resistencia para que se ajusten a las empleadas en los modelos anteriores.

Secciones En la ventana *Frame Properties > Add New Property* se elige la forma de sección hormigón rectangular para todas las secciones que deban crearse. A continuación se eligen un nombre, el material (C25/30) y las dimensiones. En la ventana de propiedades de sección modificamos la rigidez a flexión en los dos ejes a 0,5 en las vigas y a 0,7 en pilares. Esto se realiza así porque el análisis de empujes incrementales se realiza siguiendo las instrucciones de la ATC 40 [2]. En este punto queda por introducir el armado a la sección.

Armados El procedimiento de armado es distinto para pilares y para vigas. En ambos casos debe seleccionarse el material de las barras de refuerzo, en este caso el material ‘rebar’ que se ha creado en pasos previos.

Cuando se crea una viga, hay que introducir dos datos. Uno, el recubrimiento mecánico de las barras longitudinales superiores e inferiores, que se ha establecido en 50 mm. en todos los casos por simplificación, ya que la desviación a este valor es muy pequeña. Otro, el área de armadura en mm^2 en los extremos de barra para las caras superior e inferior. Estos cuatro valores de área es exactamente el conjunto de datos que se recoge en las tablas de vigas de la subsección 5.2.

En el caso de los pilares, se escoge la configuración de refuerzo de estribos rectangulares y la opción ‘refuerzo para ser comprobado’. El resto consiste en definir el armado, esta vez de forma explícita e incluyendo los estribos. Todo ello está recogido en las tablas de armado obtenidas y mostradas en la subsección 5.2. En este caso se pide el recubrimiento nominal, que no es una aproximación pues fué fijado en 35 mm. en CypeCAD.

Asignación Llegados a este punto pueden crearse las barras necesarias en cada caso y asignar a cada una de ellas la sección correspondiente.

Rótulas plásticas Para llevar a cabo el análisis de empujes incrementales es necesario que el modelo incorpore información de la no-linealidad de la estructura. Para ello y por estar empleando un software que así lo facilita, se emplearán criterios de las normas americanas. Se aplicarán rótulas plásticas predefinidas en los extremos de las barras, tanto pilares como vigas.

La opción a emplear se encuentra en la ventana *Assign > Frame > Hinges*. Es necesario hacerlo en dos ocasiones, una seleccionando los pilares y otra seleccionando las vigas, puesto que existen diferencias entre los modelos de rótula aplicada.. A su vez en cada una de ellas deben aplicarse dos rótulas, una por extremo. La distancia relativa se fija en 0,05 y 0,95, siguiendo criterios normativos.

Las propiedades de las rótulas serán automáticas de las tablas de la ASCE 41-13 [27], la tabla 10-7 para vigas de hormigón y la tabla 10-8 para pilares de hormigón. En pilares, los grados de libertad son 'P-M2-M3', la condición de fallo será la de Flexión/Cortante. En vigas, el grado de libertad es 'M3' y la opción '*Transverse Reinforcing*' estará siempre marcada²⁰. En ambos casos se marca la opción '*Drops Load After Point E*'²¹ para la capacidad de carga de las rótulas plásticas y los valores P y V se obtienen del caso de cargas '*Gravitatorias*' (que se explicará en la subsección 6.1.5). El valor de ρ se obtiene '*From Current Design*'²².

6.1.3. Restricciones

Diafragmas En el caso de la estructura 3D-06-DCM es necesario introducir en cada forjado (cada planta) un diafragma rígido que vincule la cabeza de todos los pilares. Ello hace que todos sus desplazamientos horizontales sean iguales, de forma coherente con las consideraciones del programa empleado para el diseño y armado. Estos diafragmas, se establecen con carga nula, pues la asignación de cargas se realizará directamente sobre las barras, como se verá en la subsección siguiente.

Condiciones de apoyo También es necesario incluir los apoyos en la base de los pilares y asegurarse de que todos ellos tienen restringidos los seis grados de libertad.

6.1.4. Otras definiciones

Espectro de respuesta El espectro de respuesta se define en *Define > Functions > Response Spectrum*, donde tenemos opciones correspondientes a distintas normativas. Sin embargo, los espectros del eurocódigo que pueden introducirse automáticamente son los de cálculo, afectados por el factor q , definidos por las ecuaciones (21) en la página 24. El espectro necesario es el de respuesta, definido por las ecuaciones (20) en la página 23, por lo que es necesario introducirlo de manera manual, por coordenadas.

Este espectro no afecta al análisis *pushover*. Es necesario únicamente para que, una vez obtenida la curva de capacidad de la estructura, el programa realice la aplicación del método de análisis *Equivalent Linearization*.

Masa del sistema El concepto de masa es independiente al de carga en el programa, por lo que es necesario, para los análisis modales y cálculos dinámicos definir la masa del sistema. Ello se realiza en la ventana *Define > Mass Source*.

La masa debe sumar las cargas permanentes y un porcentaje de la sobrecarga de uso que es distinto según la normativa que sigamos. En este caso, se empleará un 25 %, correspondiente a la recomendación de las normas americanas, puesto que el análisis *pushover* se realiza bajo sus criterios y además es muy similar a la recomendación de los Eurocódigos (30 %).

²⁰Marcar esta opción supone que el armado transversal es coherente con el armado longitudinal y los esfuerzos de la sección.

²¹Opción recomendada por las normas seguidas para el análisis *pushover*. Supone que las rótulas se descargan al llegar a su punto de cedencia.

²²En cualquier caso, se ha comprobado que estas dos opciones no afectan significativamente a las curvas de capacidad obtenidas en el análisis.

Es importante atender a que no se contabilice doblemente la masa del peso propio de la estructura. En este caso, se ha seleccionado el patrón de carga ‘Peso propio’, que ya la incluye, por lo que es necesario desactivar la opción de que añada la masa propia de los elementos modelizados.

6.1.5. Acciones

Patrones de carga Los denominados *load patterns* servirán para distinguir los tipos de acciones aplicadas al modelo. Cada carga se incluirá dentro de un patrón. En este caso se han creado los siguientes:

- Peso propio.
- Carga muerta.
- Sobrecarga de uso.
- *Pushover* uniforme en dirección x .
- *Pushover* ‘modo 1’ en dirección x .
- *Pushover* uniforme en dirección y , sólo en el caso de la estructura 3D-06-DCM.
- *Pushover* ‘modo 1’ en dirección y , sólo en el caso de la estructura 3D-06-DCM.

Las cargas gravitacionales se han aplicado sobre las vigas y sus valores se han visto en la tabla 7 en la página 39. En el caso de la estructura 3D-06-DCM a los pórticos extremos en la dirección x les corresponde la mitad de ese valor, pues su ámbito de carga es la mitad.

Hay que recordar que la carga del peso propio correspondiente a las barras no es necesario introducirla, pues la tendrá en cuenta el programa de manera automática al fijar el multiplicador de peso propio en 1 para este patrón, y en 0 para el resto. La carga de peso propio que se añade corresponde únicamente al peso de los forjados. Nótese que sobre las barras en dirección y de la estructura 3D-06-DCM no se agrega ninguna carga puesto que, salvo su peso propio, todas las cargas gravitacionales se distribuyen a las barras en dirección x .

Las cargas horizontales, correspondientes a los patrones *pushover*, se aplican sobre los nudos de un lateral de la estructura como cargas puntuales. La distinción en dos patrones por cada dirección corresponde a lo recomendado por las normativas, en concreto el Eurocódigo 8, tal como se ha visto en la subsección 3.1.7.

Cabe notar, que el valor en sí de las cargas aplicadas para el análisis de empujes incrementales es irrelevante, siempre que sea suficientemente alto, puesto que su aplicación será progresiva y hasta el punto que se produzca el colapso de la estructura. Por tanto, lo importante en ellos es la proporción entre las cargas de los distintos niveles.

Casos de carga. Los denominados *load cases* tendrán la información de las combinaciones y estados de carga que generaran los análisis que lanzaremos posteriormente. Al margen de los casos estáticos lineales que se generan de manera automática a partir de los patrones de carga y que no son imprescindibles, es necesario crear casos no-lineales para el análisis *pushover*.

Un primer caso se llamará ‘Gravitatorias’, emulando un estado de cargas de servicio desde el que se plantearán los casos *pushover* posteriores. Su configuración es la siguiente:

- Tipo estático no-lineal.
- La masa del sistema será la configurada anteriormente.
- Las condiciones iniciales serán sin esfuerzos (*‘Zero Initial Conditions’*).
- Las cargas aplicadas serán las de los patrones de ‘Peso propio’, ‘Carga muerta’ y un 25 % del patrón de ‘Sobrecarga de uso’.

- La opción geométrica de no-linealidad será ‘P-Delta’²³.
- La carga se aplicará completa, se grabará únicamente el estado final y los parámetros no-lineales serán los predeterminados.

El resto de casos serán los análisis *pushover* propiamente dichos. Su configuración difiere en la del caso ‘Gravitatorias’ en lo siguiente:

- Las condiciones iniciales serán la continuación desde el final del caso ‘Gravitatorias’.
- Las cargas aplicadas serán la del patrón de cargas *pushover* que en cada caso se quiere correr.
- La carga se aplicará mediante el método de control del desplazamiento, con desplazamiento monitorizado hasta un desplazamiento suficientemente grande para que el colapso de la estructura se produzca con anterioridad a alcanzarlo. En este caso se ha establecido en 1 metro para las estructuras de seis alturas y en 2 metros para las estructuras de diez alturas. El desplazamiento se monitoriza en un nudo cualquiera del nivel superior y en la dirección consecuente con la aplicación de las cargas.
- Se guardan múltiples estados de carga, con opciones predeterminadas y la opción de guardar únicamente incrementos positivos activada²⁴.

6.1.6. Ejecución del modelo

En los casos de estructuras 2D, es posible asegurar la bidimensionalidad del modelo restringiéndolo al plano YZ en la ventana *Analyze > Set Active Degrees of Freedom*. En la ventana *Analyze > Set Load Cases to Run* es posible hacer que algunos de los casos configurados no se ejecute.

Ya tenemos el modelo completamente configurado y para ejecutarlo basta con seleccionar *Analyze > Run Analysis*.

6.2. Curvas de desplazamiento

Al ejecutar el análisis se obtienen las curvas de capacidad para los cuatro casos de carga progresiva definidos. El programa nos muestra los resultados tanto en una gráfica como en formato tabla. A modo de ejemplo se muestran los resultados de la simulación del patrón modal en dirección *x* para el modelo 2D-06-DCM (tabla 28 en la página siguiente).

El resto de curvas, se mostrarán únicamente a modo de gráficas en las subsecciones siguientes. Es también posible ver la deformada de la estructura en cada escalón de carga. En dicha deformada puede verse paso a paso el nivel de daño de las rótulas plásticas. Se muestran imágenes de ello en los apéndices.

6.2.1. Estructuras de 6 alturas

La figura 13 en la página siguiente muestra conjuntamente las curvas fuerza-deformación de las estructuras de seis alturas para los dos patrones de carga —uniforme y modal— y para los dos diseños —ductilidad media y ductilidad elevada—.

²³La configuración P-Delta se establece en ‘*Non-iterative - Based on Mass*’.

²⁴Respecto a esta opción, la ayuda del programa aclara: «*When this check box is checked, the program will save the steps having positive increments only. This option is primarily of interest for static nonlinear (pushover) analysis under displacement control (i.e., the Displacement Control option is selected on the Load Application Control for Nonlinear Static Analysis form). In the case of extreme nonlinearity, particularly when a frame hinge sheds load, the pushover curve may show negative increments in the monitored displacement while the structure is trying to redistribute the force from a failing component.*

When this check box is unchecked, the program will display negative increments. The negative increments often may make the pushover curve confusing. However, displaying them can provide insight into the performance of the analysis and the structure»[28].

Patrón modal en dirección x				
D (mm)	V (kN)	S_d (mm)	S_a/g (g)	$S_a(m/s^2)$
0,09	0,00	0,00	0,000	0,000
20,67	189,37	14,62	0,052	0,512
70,64	611,57	49,50	0,171	1,677
80,65	650,74	56,70	0,183	1,798
85,76	661,01	60,49	0,187	1,831
106,12	680,59	75,85	0,193	1,890
119,54	685,55	86,07	0,193	1,891
136,18	684,96	98,92	0,190	1,859
220,98	678,23	163,38	0,182	1,784
257,99	673,61	190,31	0,180	1,768

Cuadro 28: Datos pushover, 2D-06-DCM.

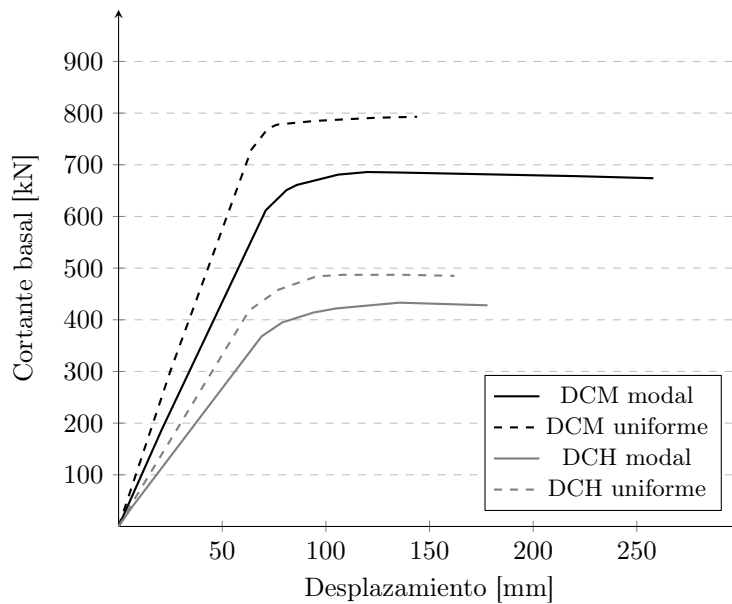


Figura 13: Curvas de capacidad para los modelos de 6 alturas

6.2.2. Estructuras de 10 alturas

La figura 14 muestra conjuntamente las curvas fuerza-deformación de las estructuras de diez alturas, también para los dos patrones de carga —uniforme y modal— y para los dos diseños —DCM y DCH—.

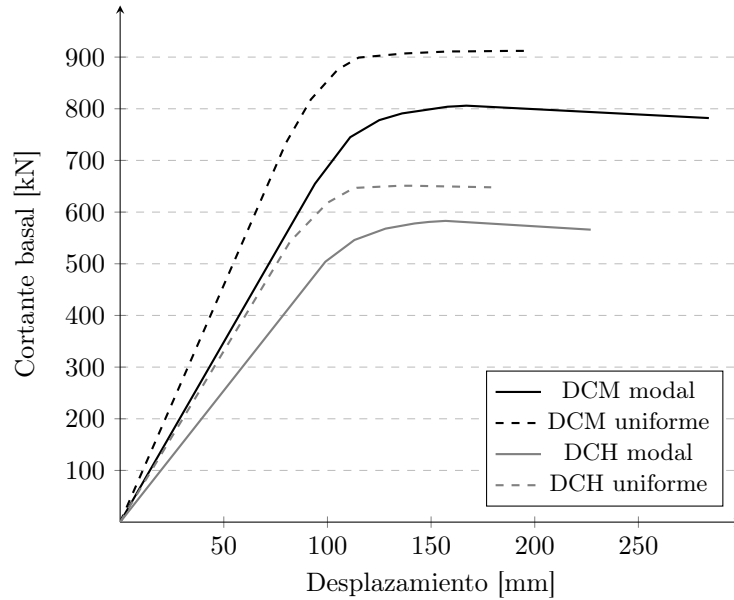


Figura 14: Curvas de capacidad para los modelos de 10 alturas

6.2.3. Estructura 3D-06-DCM

La figura 15 en la página siguiente muestra las curvas fuerza-deformación de la estructura 3D-06-DCM, en este caso para los dos patrones de carga —uniforme y modal— y para las dos direcciones — x e y —.

Esta curva no es en este formato comparable con la obtenida con los modelos planos, puesto que si bien los desplazamientos que podrían resistir ambas estructuras son teóricamente equivalentes y comparables, la fuerza aplicada para alcanzarlos y que pueden resistir ambos modelos no lo son. Efectivamente la rigidez del modelo 3D-06-DCM es superior y de alguna manera proporcional al número de pórticos —en cada dirección— o al ámbito de carga del modelo.

Sin embargo cabe señalar que las curvas en formato espectral —espectro de capacidad—, tras la aplicación de transformación de coordenadas, sí son comparables, de igual forma que lo eran los periodos. Es por ello que se presenta a continuación (figura 16 en la página siguiente) en dicho formato la comparación de los espectros de capacidad, aunque en este caso se muestran únicamente las estructuras de seis alturas y para el patrón de cargas modal.

6.3. Conclusiones parciales

Las conclusiones obtenidas de las curvas de desplazamientos o capacidad de la estructura frente a los empujes incrementales son las siguientes:

- En cuanto a la distinción entre patrón uniforme y modal: la estructura es más rígida frente al patrón uniforme y resiste fuerzas superiores de cortante en base. Sin embargo, en la mayoría de casos —con la única excepción de la dirección y en la estructura 3D-06-DCM—, la estructura falla alcanzando menores desplazamientos en dicho patrón. Esto

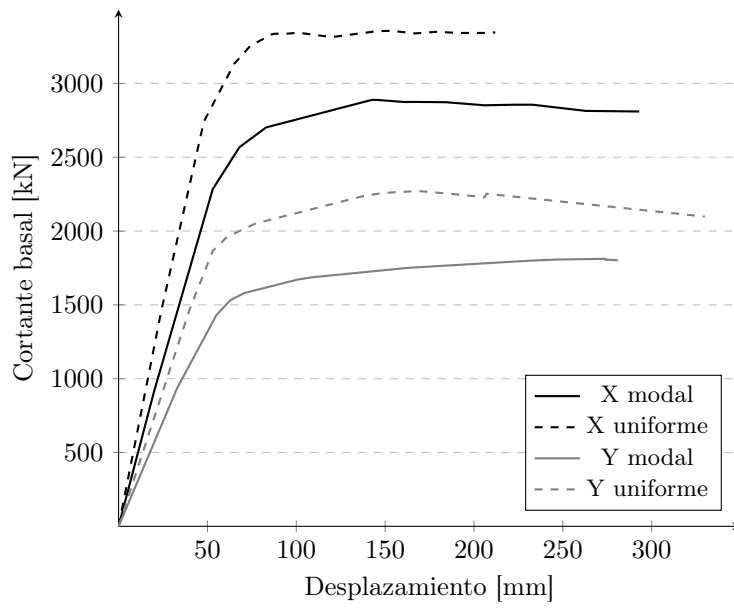


Figura 15: Curvas de capacidad para el modelo 3D-06-DCM

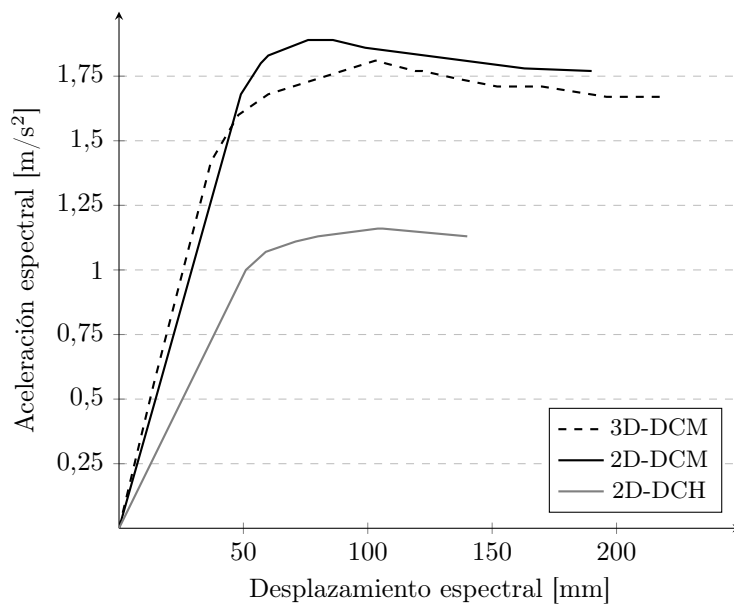


Figura 16: Espectros de capacidad, estructuras de 6 alturas

es lógico, puesto que se concentran los esfuerzos en las plantas inferiores de manera más rápida en ese caso provocando fallos locales con menores desplazamientos.

- En cuanto a la distinción entre DCM y DCH: las estructuras diseñadas en ductilidad elevada tienen, evidente, una menor rigidez inicial que se refleja de forma clara en todas las gráficas, debido a las secciones más reducidas de sus barras. Estas estructuras sufren, tal cual se pretendía, menores esfuerzos para un mismo desplazamiento. De todos modos, parece que la reducción en sección produce que el punto de cedencia se dé en un desplazamiento menor —en la mayoría de casos— a pesar de las exigencias de armado que conlleva el diseño en ductilidad elevada. Esto puede deberse a que estos detalles de armado no se reflejan correctamente en el modelo, aunque no puede asegurarse.
- En cuanto a las dos direcciones en el modelo 3D-06-DCM: se muestra una mayor rigidez, también como era de esperar, en la dirección x . Esto concuerda con el mayor período y desplomes en la dirección y que veíamos anteriormente.
- En cuanto la comparación entre modelos de seis alturas: las similitudes entre las curvas registradas para el modelo plano y el tridimensional son muy evidentes en la gráfica —más en comparación con el modelo de DCH—. Esto confirma en cierta medida que el modelo plano representa adecuadamente una simplificación del modelo tridimensional.

Por último, cabe destacar que la transformación de coordenadas a coordenadas espectrales por el programa de *software* es totalmente opaca. No ha sido posible conocer cómo se realiza dicha transformación de forma exacta. Se ha comprobado que no se siguen las instrucciones de la ATC-40 vistas en la subsección 3.3.1 en la página 29 —aunque los resultados sí son similares— Posiblemente se deba a que se emplea una forma más compleja y precisa para el modo de fundamental de vibración. Por ello, para la aplicación del método *Equivalent Linearization* y la comparación de resultados con los proporcionados por el programa se partirá desde este punto (coordenadas espectrales).

Parte III

Aplicación de métodos no-lineales

7. Equivalent Linearization

Se tomará como ejemplo para el procedimiento, la curva de capacidad de la estructura 2D-06-DCM, vista en el cuadro 28 en la página 56. Se avanzará paso a paso según el apartado 6.4 de la FEMA 440, comenzando por los pasos comunes a los 4 procedimientos comentados en la sección 3.2.

7.1. Procedimiento

1 y 2. Seleccionar una representación espectral del terremoto con un amortiguamiento inicial, β_i , y un amortiguamiento inicial que considere la cimentación β_0 .

El terremoto será el mismo que se ha utilizado para realizar el cálculo de las estructuras . Es decir, emplearemos el espectro de los Eurocódigos y no los que indica la normativa americana, igual que hemos hecho en el programa de cálculo. Esto es para poder comparar con el procedimiento del Eurocódigo posteriormente. Ya hemos obtenido previamente su representación gráfica. El amortiguamiento inicial es, $\beta_i = 5\% = \beta_0$.

3. Convertir el espectro a coordenadas espectrales.

En este caso se ha obtenido los valores de aceleración y desplazamiento espectral en función del periodo para incrementos pequeños, empleando las ecuaciones de la ATC-40 vistas en la subsección 3.3.2. Debido a la longitud de la tabla, se muestra en el cuadro 29 únicamente algunas de sus columnas a modo de ejemplo.

T (s)	S _a (m/s ²)	S _d (mm)	k	1/k
0,00	2,707	0,0	0,0000	0,00
0,10	4,737	1,2	3,9478	0,25
0,20	6,767	6,9	0,9869	1,01
1,00	4,060	102,8	0,0394	25,33
1,10	3,691	113,1	0,0326	30,65
1,20	3,383	123,4	0,0274	36,48
2,00	2,030	205,7	0,0098	101,32
2,20	1,678	205,7	0,0081	122,60
2,40	1,410	205,7	0,0068	145,90

Cuadro 29: Espectro de demanda

El parámetro 'k' del cuadro 29 ha sido ideado únicamente a efectos de implementación en la hoja de cálculo de pasos posteriores. Se ha calculado mediante la relación S_a/S_d .

4. Generar una curva de capacidad de la estructura en formato ADRS.

Ya se dispone de esta curva de capacidad, obtenida directamente del programa de cálculo, por lo que no es necesaria ninguna operación en este punto. Ahora pueden ya representarse curva de capacidad y espectro de demanda en la misma gráfica (Ver figura 17).

5. Seleccionar un punto de desempeño inicial (d_{pi} , a_{pi}). Puede basarse en la aproximación de igual desplazamiento o en cualquier otro criterio considerado por parte del ingeniero.

El punto de igual desplazamiento se refiere a aquel desplazamiento que tendría la estructura de mantener la rigidez inicial o elástica. Esto correspondería a ductilidad 1 y el espectro de

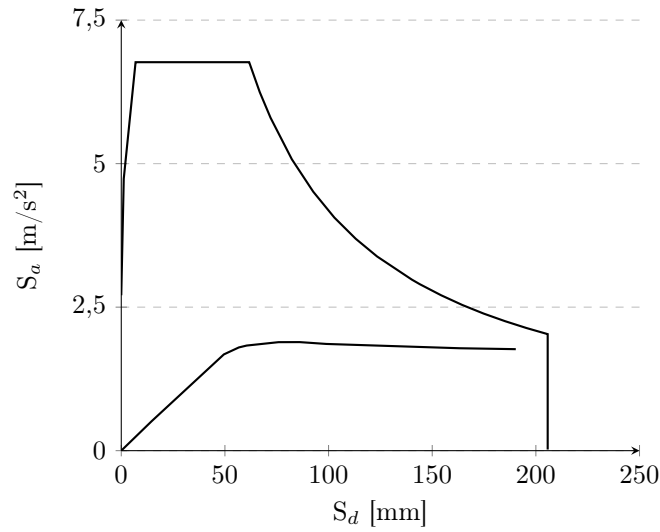


Figura 17: EL, paso 4, demanda frente a capacidad

respuesta sería el inicial. Para ver de una manera más visual y general el procedimiento se va a escoger otro punto. Se escogerá el punto de coordenadas (69.0406 , 1.8638), que corresponderá, como veremos, a ductilidad 1,5. Esta información se conoce de antemano porque en la hoja de cálculo se ha implementado el procedimiento a la inversa, comenzando por fijar la ductilidad. Esta idea la sugiere la propia normativa como se señaló en el apartado 3.2 y como se volverá a recordar al final de este procedimiento.

Por tanto, se fija $d_{pi} = 69,0406$ y $a_{pi} = 1,8638$.

6. Desarrollar una representación bilineal de la curva de capacidad de acuerdo a los procedimientos ATC-40. Esto define el periodo inicial y el límite elástico.

El procedimiento de la ATC-40 exige que se cumpla la condición de igual área bajo las dos curvas, hasta el punto de desempeño seleccionado. Se ha desarrollado un algoritmo que obtiene dicha representación bilineal. La figura 18 en la página siguiente muestra de forma ampliada su obtención. Por otro lado, el punto de plastificación de esta curva es $d_y = 46,027$; $a_y = 1,6126$.

7. Para la representación bilineal obtenida, calcular los valores de rigidez post-elástica, α , y ductilidad, μ .

Las fórmulas las proporciona directamente la normativa (34) (35):

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = \frac{\left(\frac{1,8638-1,6126}{69,0406-46,027}\right)}{\left(\frac{1,6126}{46,027}\right)} = 0,3116 \quad (34)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \frac{69,0406}{46,027} = 1,5 \quad (35)$$

8. Con los valores obtenidos, calcular el amortiguamiento efectivo, β_{eff} , y el periodo efectivo, T_{eff} .

En este caso nos refiere a subsecciones anteriores de la norma. Para el amortiguamiento efectivo, existen diferentes fórmulas según la ductilidad y diferentes coeficientes en ellas según

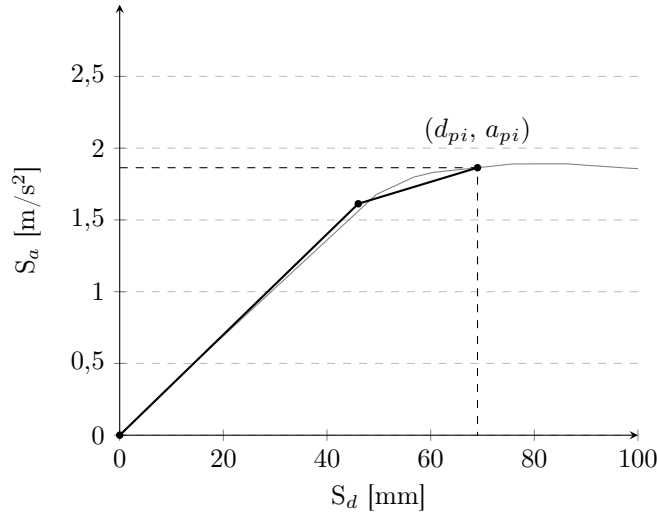


Figura 18: EL, paso 6, representación bilineal.

otros parámetros. Sin embargo se ha optado por la fórmula (36), la más estándar²⁵, y válida para $1 < \mu < 4$ que abarcará todos los casos en este estudio.

$$\beta_{eff} = 4,9(\mu - 1)^2 - 1,1(\mu - 1)^3 + \beta_0 = 0,0609 \quad (36)$$

Lo mismo ocurre con el periodo efectivo. Se emplea la fórmula simplificada válida para $1 < \mu < 4$, (37).

$$T_{eff} = \left\{ 0,2(\mu - 1)^2 - 0,038(\mu - 1)^3 + 1 \right\} T_0 = 1,1084s \quad (37)$$

Con la obtención de estos valores, termina la fase común de todos los procedimientos. A partir de aquí se tomará el procedimiento C.

9. Usando el amortiguamiento efectivo, ajustar el espectro inicial a él.

Para calcular el factor B, debe emplearse la fórmula (38), que encontramos en secciones anteriores de la norma.

$$B = \frac{4}{5,6 - \ln \beta_{eff}} = 1,0544 \quad (38)$$

10. Calcular el factor M en función del periodo efectivo y multiplicar el espectro ADRS para generar el espectro modificado MADRS.

Para calcular el factor M, debemos buscar de nuevo en secciones anteriores. Combinando las ecuaciones que proporciona la normativa, es posible llegar a una expresión en la cual conocemos todos los valores de los que depende M, .

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \left(\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \right) \quad (39)$$

En realidad es necesario conocer el periodo correspondiente a la rigidez inicial T_0 , pero puede obtenerse a partir del punto de espectro inicial correspondiente a esa rigidez y de la ecuación

²⁵Dice textualmente la norma que *ha sido optimizada para su aplicación sobre cualquier curva de capacidad, independientemente del tipo de modelo histerético y del valor de alfa utilizado en el estudio.*

(33). Dicho punto es el (109.05, 3.829) y su correspondiente periodo $T = 1,0604s$. Por tanto, resolviendo tenemos que $M = 0,8418$.

Finalmente ya podemos obtener el espectro modificado correspondiente a ductilidad 1,5. Se muestra el cuadro en esta página con algunos de sus valores, ya que como se ha mencionado previamente no parece adecuado incluirlo completo por su longitud.

T (s)	ADRS		MADRS	
	$S_a(m/s^2)$	$S_d(mm)$	$S_a(m/s^2)$	$S_d(mm)$
0,00	2,707	0,0	2,161	0,0
0,10	4,737	1,2	3,782	0,958
0,20	6,767	6,9	5,403	5,474
1,00	4,060	102,8	3,242	82,114
1,10	3,691	113,1	2,947	90,326
1,20	3,383	123,4	2,701	98,537
2,00	2,030	205,7	1,621	164,228
2,20	1,678	205,7	1,340	164,228
2,40	1,410	205,7	1,126	164,228

Cuadro 30: Paso 10, espectro de demanda modificado

11. Un posible punto de desempeño se genera en la intersección del periodo secante T_{sec} con el espectro modificado.

Esto se representa en la figura 19 donde no se ha representado la curva de capacidad original, únicamente la bilineal, para una mejor visualización.

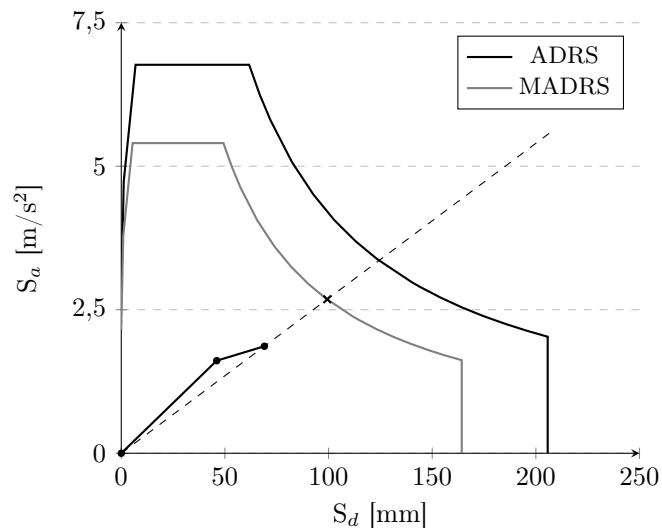


Figura 19: EL, paso 11, punto de desempeño

12. Incrementar o reducir el punto elegido en paso 5 para generar una serie de puntos desempeño.

En este caso se ejemplifica en la figura 20 otro posible punto de desempeño resultante de aplicar los pasos 5 a 11, comenzando por el punto correspondiente a ductilidad $\mu = 2$, $d_{pi} = 69,0406$ y $a_{pi} = 1,8638$.

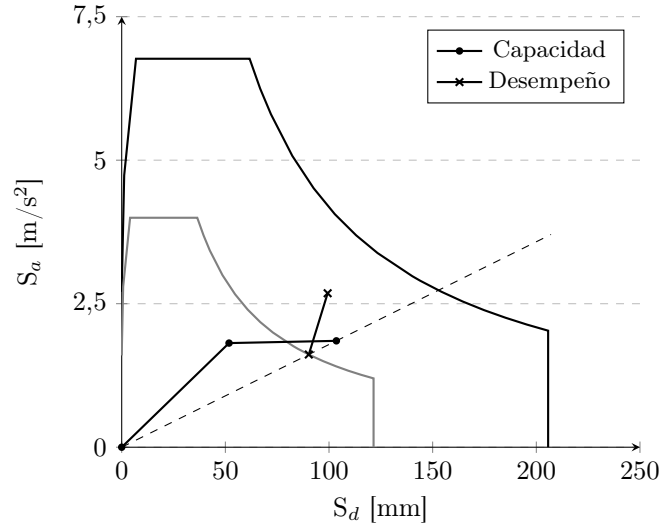


Figura 20: EL, paso 12, iteración

13. El punto de desempeño real se encuentra en la intersección del lugar geométrico de los puntos obtenidos en el paso 12 y la curva de capacidad original. El resultado final, con la curva de capacidad original, para ductilidades 1, 1.5, 1.7, 1.8 y 2, se muestran en la figura 21.

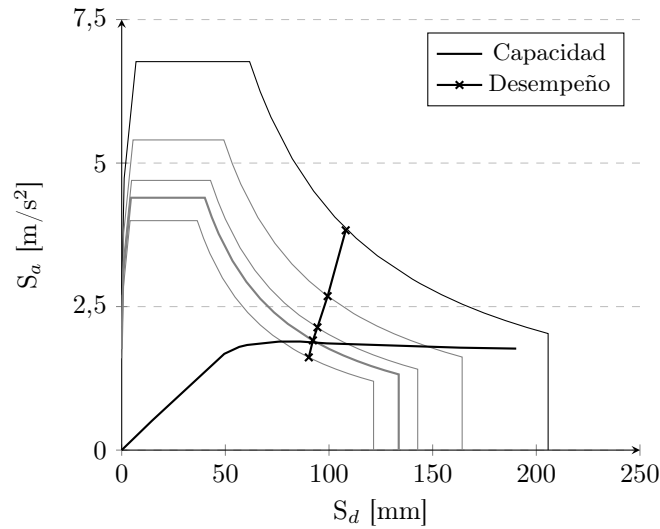


Figura 21: EL, paso 13, solución

Con lo cual, puede verse que el punto de desempeño será muy cercano a aquel que deriva en ductilidad 1,8. Concretamente, con un desplazamiento ligeramente menor. Podría aproximarse con gran precisión continuando con iteraciones o mediante interpolación gráfica.

7.2. Implementación

Como se ha mencionado anteriormente, la implementación en hoja de cálculo se ha realizado siguiendo la sugerencia de la norma que indica que puede partirse de la ductilidad para hallar a partir de ella el resto de parámetros. La mayor dificultad para su implementación reside en que la curva de capacidad de la estructura no es una función, únicamente pares de puntos, requiriendo para cualquier cálculo del área bajo la curva una serie de interpolaciones.

Considerando esto, el problema puede resolverse mediante la herramienta *solver* configurada para que:

- Reduzca a 0 la diferencia entre las áreas bajo las curvas de capacidad (real y bilineal).
- Modifique para ello el punto estimado inicial (el seleccionado en el paso 5 del procedimiento de la normativa).
- El punto de plastificación (d_y, a_y) cumpla con la ductilidad escogida, en relación al punto estimado inicial.
- Ambos puntos se mantengan en rangos lógicos (dentro de la curva de capacidad real, de lo contrario se produce un error).
- Todos los parámetros se calculen en función de los correspondientes.

Así es inmediato obtener una tabla con cuantas ductilidades y puntos correspondientes sean necesarios. La tabla 31 muestra los datos obtenidos para el ejemplo de procedimiento de la sección anterior.

μ	1,000	1,500	1,700	1,800	1,817	2,000
d_p	-	69,04	83,52	90,70	91,90	103,55
a_p	-	1,864	1,891	1,879	1,876	1,853
d_y	-	46,03	49,13	50,39	50,58	51,77
a_y	-	1,613	1,721	1,765	1,772	1,181
d_{p^*}	109,1	99,35	94,42	92,23	91,92	90,25
a_{p^*}	3,829	2,682	2,138	1,911	1,877	1,615
a	-	0,312	0,141	0,081	0,072	0,022
β_{eff}	-	0,061	0,070	0,076	0,077	0,088
T_{eff}	-	1,108	1,150	1,175	1,180	1,168
B	-	1,054	1,096	1,119	1,123	1,168
M	-	0,842	0,761	0,727	0,722	0,690

Cuadro 31: Ejemplo Equivalent Linearization

En ella pueden observarse varios puntos:

- El punto (d_p, a_p) corresponde a la estimación inicial del punto de desempeño mientras que (d_{p^*}, a_{p^*}) corresponde al punto de desempeño obtenido tras realizar el procedimiento.
- Se ha añadido una columna de ductilidad = 1,817. Esta es la mejor aproximación del punto de desempeño que puede obtenerse para una ductilidad de tres decimales. En ella puede observarse que los valores para (d_p, a_p) y (d_{p^*}, a_{p^*}), estimado y real, son casi idénticos.

- Para ductilidad = 1 no aparecen reflejados los valores de la mayoría de parámetros. No son necesarios puesto que en la obtención del punto de desempeño depende del espectro elástico, sin que se requiera obtener ningún MADRS. La prolongación de la recta inicial (T_0) de la curva de capacidad y su intersección con el espectro elástico es suficiente para la obtención de (d_p^*, a_p^*) .

Una forma más correcta de implementar el procedimiento sería que la hoja de cálculo igualase totalmente los puntos (d_p, a_p) y (d_p^*, a_p^*) . De esta forma se obtendría el punto exacto de desempeño y a partir de él se tendrían el resto de parámetros. Sin embargo se ha mantenido el criterio de la normativa al partir de una ductilidad, lo cual deja la precisión final en manos de la parte gráfica del método. Es decir, la solución correcta se presenta como intersección entre la curva de capacidad y la línea de unión de los puntos de desempeño obtenidos, que será más precisa conforme más puntos hayamos obtenido. También es posible obtener una idea de cuán cerca se encuentra la solución de la correcta calculando la diferencia entre d_p y d_p^* , tal como se hará en la subsección 9.1.

8. N2, Eurocódigo 8

Se tomará como ejemplo para el procedimiento, la curva de la estructura 3D-06-DCM, patrón modal en dirección y . En esta ocasión es necesario partir de la relación fuerza-desplazamiento en lugar de la relación desplazamiento-aceleración espectrales. Se avanzará paso a paso según el anexo B del Eurocódigo 8.

8.1. Procedimiento

B1. Generalidades.

Este paso señala que es necesario conocer previamente el espectro de respuesta elástico y la curva de capacidad que representa la relación entre el esfuerzo cortante en la base y el desplazamiento del nudo de control. Ya se cuenta con ambos datos. El espectro se tomará para un amortiguamiento del 5% y los puntos de la curva pueden verse en el cuadro 22.

Patrón modal dirección y		
Paso	D (mm)	V (kN)
0	0,0	0,0
1	38,6	1435,1
2	44,2	1606,7
3	48,0	1662,4
4	63,5	1765,8
5	135,1	1946,2
6	183,3	1978,3
7	210,1	1983,5

Figura 22: Relación fuerza-desplazamiento, 3D-06-DCM

Además, indica que la relación entre las fuerzas normalizadas F_i y los desplazamientos normalizados Φ_i se relacionan mediante la ecuación (40).

$$\bar{F}_i = m_i \phi_i \quad (40)$$

Donde:

m_i es la masa en la planta i , que se tomará según los datos obtenidos de ETABS.

También se aclara que los desplazamientos deben normalizarse de modo que $\phi_n = 1$, donde n es el nudo de control, generalmente al nivel de la cubierta. Los desplazamientos se obtienen también del análisis de empujes incrementales. Por lo tanto, $\bar{F}_n = m_n$.

B2. Transformación en un sistema equivalente de un solo grado de libertad.

La masa de un sistema equivalente de un solo grado de libertad, m^* , se determina según la ecuación (41).

$$m^* = \sum m_i \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (41)$$

Y el coeficiente de transformación, según la ecuación (42).

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (42)$$

Se representa pues, en el cuadro 32, las operaciones realizadas en la tabla de cálculo hasta el momento.

m_i	ϕ_i	$m_i \cdot \phi_i$	$m_i \cdot \phi_i^2$
283	1,000	282,56	282,56
315	0,852	268,13	228,38
337	0,677	228,03	154,41
344	0,488	167,83	81,92
367	0,305	111,76	34,03
377	0,140	52,92	7,43
Σ		1111,2	788,7

Cuadro 32: Obtención del coeficiente de transformación.

Por tanto:

$$m^* = 282,96; \Gamma = \frac{1111,2}{788,7} = 1,409$$

Estos serán los valores que se emplearán en adelante. Siguiendo con el procedimiento, la fuerza, F^* , y el desplazamiento, d^* , del sistema equivalente de un solo grado de libertad se calculan a partir del coeficiente de transformación (43) (44).

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (43)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (44)$$

Donde:

F_b es el esfuerzo cortante en la base;

d_n es el desplazamiento del nudo de control de un sistema con varios grados de libertad.

Esta transformación se realiza para cada punto de la curva, como puede verse en el cuadro 33.

F_b	d_n	F^*	d^*
0	0,00	0,00	0,00
1435,12	38,63	1018,63	27,42
1606,73	44,02	1140,44	31,25
1662,42	47,98	1179,96	34,06
1765,84	63,45	1253,37	45,04
1946,16	135,08	1381,36	95,88
1978,21	183,28	1404,11	130,09
1983,50	210,11	1407,86	149,13

Cuadro 33: Transformación a un solo grado de libertad

B3. Determinación de la relación ideal fuerza/desplazamiento elasto-plástica perfecta.

El esfuerzo correspondiente al límite elástico, F_y^* , que representa también la resistencia última del sistema ideal, es igual al esfuerzo cortante en la base en la formación del mecanismo plástico. La rigidez inicial del sistema ideal se determina de tal modo que las áreas bajo las curvas fuerza/deformación real e ideal sean iguales.

Es decir, parecido a lo que ocurría con el procedimiento de la normativa americana, no explica explícitamente como obtener la curva idealizada a partir de la real, tan solo exige que las áreas bajo ambas sean iguales. Eso sí, en este caso la curva idealizada que propone el Eurocódigo es tal que su rigidez posterior a la plastificación sea nula. Ello hace que el cálculo sea ligeramente más sencillo, aunque del mismo modo el principal problema reside en que al no tratarse la curva real de una función, la obtención del área bajo la misma debe realizarse con una serie de aproximaciones mediante interpretación.

Además, para realizar este paso es necesario suponer (aunque la norma no lo dice explícitamente) el punto de formación de mecanismo plástico, al que denomina A. Para la obtención de la curva consideraremos que:

$$A = (d_m^*, F_y^*) = (100, 1384)$$

Tan solo es necesario fijar el valor del desplazamiento, ya que el punto debe pertenecer a la curva real. La normativa facilita la expresión (45), donde únicamente es necesario conocer la energía de deformación.

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (45)$$

Siendo:

d_{y^*} el desplazamiento correspondiente al límite elástico del sistema de un solo grado de libertad ideal;

E_m^* la energía de deformación real justo en el momento de la formación del mecanismo plástico.

La energía de deformación calculada es 107389 kN.mm. Con el punto A considerado, la curva obtenida es la de la figura 23.

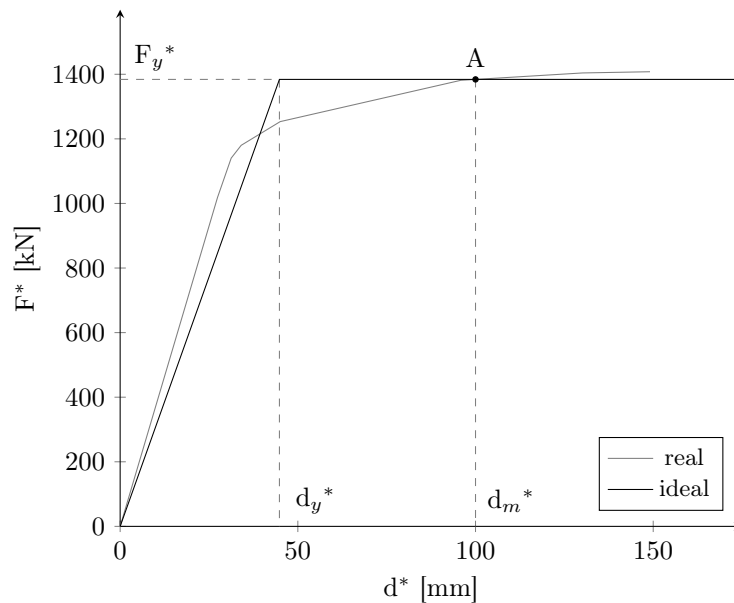


Figura 23: Idealización de la curva de capacidad

B4. Determinación del periodo del sistema idealizado equivalente a un solo grado de libertad.

Que se obtiene según la ecuación (46).

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (46)$$

Realizando el correspondiente cambio de unidades se tiene que $T^* = 1,19$ s.

B5. Determinación del desplazamiento objetivo para el sistema equivalente a un solo grado de libertad.

El desplazamiento de la estructura con comportamiento elástico ilimitado también se obtiene directamente con la formula que proporciona la norma (47).

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (47)$$

Donde la ordenada del espectro elástico de respuesta se obtiene en función del periodo visto anteriormente y con los correspondientes cambios de unidades,

$$\begin{aligned} S_e(1,19) &= 3,406 \text{ m/s}^2 \\ d_{et}^* &= 122,58 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ahora, para la determinación del desplazamiento objetivo existen varias opciones, a saber:

- Para $T^* < T_C$ (rango de periodos cortos),

$$\begin{cases} F_y^*/m^* \geq S_e(T^*) & d_t^* = d_{et}^* \\ F_y^*/m^* < S_e(T^*) & d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} (1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*}) \geq d_{et}^* \end{cases} \quad (48)$$

Donde:

$$q_u = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \quad (49)$$

- Para $T^* \geq T_C$ (rango de periodos medios y largos),

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (50)$$

Aunque se han implementado estas condiciones en la tabla de cálculo, en los casos estudiados siempre se darán periodos medios o largos, por lo que se cumplirá la ecuación (50). Por tanto,

$$d_t^* = d_{et}^* = 122,58 \text{ mm}$$

B6. Procedimiento iterativo.

Aunque la norma lo indica como opcional, parece bastante necesario realizar cierta iteración en el proceso. El desplazamiento objetivo determinado en el paso anterior, debe ser similar al desplazamiento usado en la determinación de la relación ideal fuerza/desplazamiento. Es decir, el elegido arbitrariamente para el punto A. Los pasos B3-B5, se deben repetir usando como desplazamiento para el punto A, el desplazamiento objetivo anterior. Este proceso converge rápidamente, como vemos en el cuadro 34.

Ahora, es posible crear el gráfico resultante para ver mejor el resultado del proceso.

En realidad, la norma no indica cómo obtener el espectro de respuesta reducido en función de la ductilidad. Para ello, debemos calcular la ductilidad según la relación entre el desplazamiento objetivo y el desplazamiento correspondiente al punto de plastificación. Después, es necesario acudir a las ecuaciones vistas anteriormente planteadas por Fajfar [16] para modificar el espectro.

d_m^* (mm)	d_t^* (mm)
100	122,58
122,58	124,49
124,49	124,68
124,69	124,70
124,70	124,70

Cuadro 34: Procedimiento iterativo

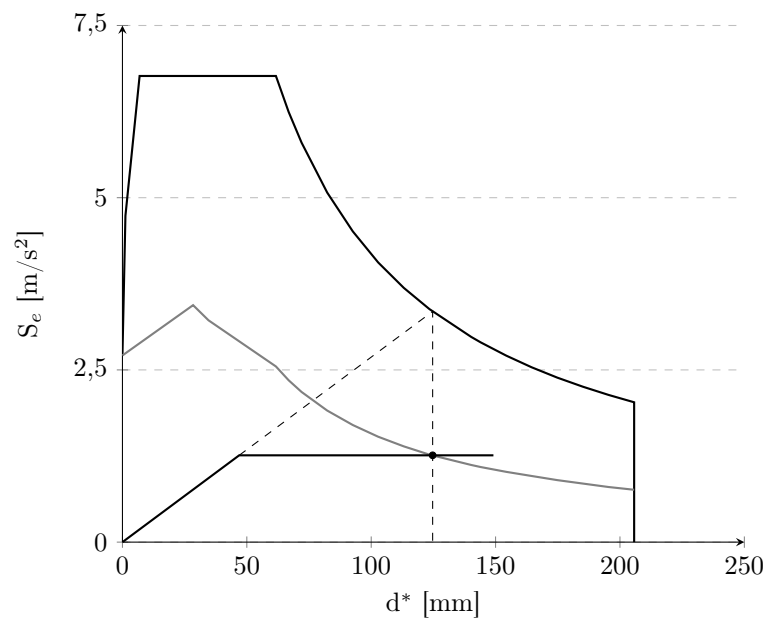


Figura 24: Desplazamiento objetivo

B6. Desplazamiento objetivo para un sistema con varios grados de libertad.

Se determina mediante la siguiente fórmula, y corresponde al nudo de control:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (51)$$

En este caso:

$$d_t = 1,41 \cdot 124,7 = 175,68 \text{ mm}$$

8.2. Implementación

El proceso de implementación en hoja de cálculo es más sencillo que en el caso de *Equivalent Linearization*. En este caso, el único inconveniente sigue siendo que la curva de capacidad de la estructura no es una función y se necesita de nuevo realizar varias interpolaciones para la obtención del área bajo la misma.

La hoja de cálculo se ha creado de modo que se introduce una primera tentativa del desplazamiento del punto A y se obtiene de manera directa, esta vez sin necesidad de la herramienta *solver*, el desplazamiento objetivo. Una casilla indica la diferencia entre ambos desplazamientos. Entonces, puede optarse por cambiar el valor de desplazamiento del punto A por el desplazamiento objetivo obtenido, tal como sugiere la norma. Como se ha visto, este proceso converge en pocos pasos, por lo que aunque podría resolverse la iteración de forma automatizada, no parece necesario.

El espectro reducido, que lógicamente ha de pasar por el punto de la curva de capacidad que correspondiente al desplazamiento objetivo, es obtenido también de manera automática por la hoja de cálculo.

9. Resultados

9.1. Puntos de desempeño

En esta sección se comparan los puntos de desempeño de las estructuras obtenidos según los distintos programas y procedimientos empleados. Con ellos, se tienen también distintos parámetros vinculados —factor de ductilidad, período efectivo, etc.— que son comparables y pueden proporcionar una idea de la similitud de los distintos resultados.

En primer lugar, se muestra una serie de comparaciones entre los resultados obtenidos en aplicación del método *Equivalent Linearization* por el programa ETABS y mediante la aplicación manual en hoja de cálculo. Debido a que el procedimiento se ha programado partiendo de una ductilidad, se ha decidido realizar la comparación tomando el valor de ductilidad dado por ETABS—con la máxima precisión posible— y comparar las diferencias que se puedan producir en el resto de parámetros. Los resultados se muestran en las tablas 35 y 36. Se recuerda que la diferencia entre d_p y d_p^* pretende representar la precisión de la solución.

	Patrón modal		Patrón uniforme	
	ETABS	Excel	ETABS	Excel
V (kN)	685,26	685,24	787,61	787,65
D (mm)	127,73	128,14	108,27	108,44
S _a (g)	0,191	0,191	0,198	0,198
S _d (mm)	92,40	92,71	83,76	83,91
T _{eff} (s)	1,185	1,183	1,093	1,086
μ	1,83	1,83	1,84	1,84
ξ (%)	7,76	7,74	7,90	7,78
$d_p - d_p^*$	-	1,00	-	1,25

Cuadro 35: Puntos de desempeño, 2D-06-DCM

	Patrón modal		Patrón uniforme	
	ETABS	Excel	ETABS	Excel
V (kN)	579,58	579,22	649,38	649,36
D (mm)	171,97	173,43	156,41	156,58
S _a (g)	0,093	0,093	0,097	0,097
S _d (mm)	134,07	135,33	126,48	126,63
T _{eff} (s)	2,047	2,032	1,891	1,881
μ	1,67	1,67	1,76	1,76
ξ (%)	7,05	6,07	7,48	7,37
$d_p - d_p^*$	-	2,88	-	1,23

Cuadro 36: Puntos de desempeño, 2D-10-DCH

Se ha marcado el valor del desplazamiento en negrita ya que se considera el más representativo e interesante. Además el valor de la fuerza es lógico que no varíe apenas debido a que

nos encontramos en zona de plastificación, siendo la curva muy horizontal. El valor del desplazamiento es más sensible a variaciones. Aún así puede verse como los resultados son, en los cuatro casos mostrados, similares. Sin embargo, puede apreciarse observando por ejemplo los valores de amortiguamiento que ambos procedimientos no son idénticos. El programa de cálculo emplea una fórmula distinta —una de las opciones más complejas de la normativa— para calcularlo, cuyos parámetros por defecto pueden verse accediendo al informe detallado. Los periodos efectivos no son igual pero sí muy similares por el mismo motivo.

En general, parece evidente que las dos implementaciones del procedimiento ofrecen resultados suficientemente parecidos como para considerarlas válidas. A partir de este momento, para la comparación del método EL con el método N2, se emplearán los resultados proporcionados por ETABS.

Los resultados de comparación entre ambos métodos se muestran a continuación para los cuatro modelos planos. Se resalta de nuevo en negrita el valor del desplazamiento, al ser el más significativo por los motivos comentados anteriormente. Otros parámetros comparables son la ductilidad y el periodo efectivo (periodo correspondiente a la rigidez elástica). En el caso del método N2 se presenta el factor de participación modal obtenido. Este factor, se recuerda, depende de la distribución de masas y de los desplazamientos obtenidos en el análisis, ambos datos obtenidos directamente del programa de cálculo.

	Patrón modal		Patrón uniforme	
	EL	N2	EL	N2
V (kN)	685,26	684,87	787,61	789,63
D (mm)	127,73	137,39	108,27	118,33
T _{eff} (s)	1,185	1,128	1,093	1,055
μ	1,83	1,72	1,84	1,70
Γ	-	1,363	-	1,263

Cuadro 37: Puntos de desempeño, 2D-06-DCM

En el cuadro 37 puede verse como el desplazamiento objetivo obtenido es algo superior en el método N2. Ello no afecta apenas al valor de la fuerza como es de esperar en el rango de plastificación. El valor de periodo no ha de ser idéntico, pues depende del sistema empleado en la idealización bi-lineal de la curva de capacidad, que es manifiestamente distinto en ambos métodos. No obstante, son suficientemente similares. Lo mismo ocurre con la ductilidad, que al depender del punto de plastificación —que de nuevo viene dado por la idealización de la curva— no tiene por qué ser igual en los dos casos. Nótese que la ductilidad depende también del desplazamiento objetivo y que sí este no es el mismo en ambos métodos.

En el cuadro 38 se muestran los resultados de la estructura 2D-06-DCH. Éste es un caso llamativo, puesto que para el patrón de cargas modal, no se encuentra el punto de desempeño o desplazamiento objetivo. No es cuestión que dependa del procedimiento, puesto que si observamos la curva de capacidad vemos que no es ‘completa’, acaba poco después de comenzar la plastificación. En resumen, se produce un comportamiento demasiado frágil para la estructura. Puede deberse a que realmente la estructura esté mal diseñada y se comporte así frente a estas cargas o bien a algún problema puntual en el análisis de empujes incrementales ejecutado por el programa que no consigue hallar una situación de equilibrio. Si se tratase de un caso real, ésta sería una clara señal de necesidad de revisión, pudiendo empezar por revisar la deformada y formación de rótulas plásticas tal y como se hace en la sección C.

Observando también las tablas 39 y 40 puede verse como el desplazamiento objetivo se dispersa en cierta medida conforme aumenta el número de plantas y la ductilidad elegida en el diseño.

	Patrón modal		Patrón uniforme	
	EL	N2	EL	N2
V (kN)	-	-	686,37	686,78
D (mm)	-	-	136,91	152,12
T _{eff} (s)	-	-	1,337	1,326
μ	-	-	1,66	1,60
Γ	-	1,325	-	1,366

Cuadro 38: Puntos de desempeño, 2D-06-DCH

	Patrón modal		Patrón uniforme	
	EL	N2	EL	N2
V (kN)	804,03	800,50	909,78	911,32
D (mm)	175,15	192,27	154,56	170,78
T _{eff} (s)	1,755	1,762	1,598	1,599
μ	1,72	1,64	1,76	1,67
Γ	-	1,255	-	1,229

Cuadro 39: Puntos de desempeño, 2D-10-DCM

	Patrón modal		Patrón uniforme	
	EL	N2	EL	N2
V (kN)	579,58	566,26	649,38	648,11
D (mm)	171,97	191,89	156,41	173,04
T _{eff} (s)	2,047	2,020	1,891	1,851
μ	1,67	1,68	1,76	1,72
Γ	-	1,252	-	1,219

Cuadro 40: Puntos de desempeño, 2D-06-DCM

Es posible, a juzgar por estos resultados, que la sobreestimación de los resultados se agrave cuando la estructura es menos rígida. Por otro lado, como se ha podido ver en su implementación, el método N2 es más sencillo y conlleva simplificaciones mayores, que normalmente suponen quedar en mayor medida del lado de la seguridad.

Por último, respecto al factor de participación modal puede decirse que se sitúa en todos los casos valores regulares, comunes en este tipo de edificios (entre 1,2 y 1,4).

9.2. Umbrales de daño

Uno de los objetivos del análisis de empujes incrementales es poder aplicar la filosofía de diseño basado en prestaciones (subsección 2). Por ello, para finalizar el análisis se realizará un estudio de los niveles de daño alcanzados en los distintos umbrales —ocupación inmediata, control de daños, seguridad para la vida y estabilidad estructural— de algunos de los modelos.

Los niveles de daño se definen según el cuadro 41. Respecto a los desplomes límite, se seguirán las instrucciones de la ATC40²⁶ [2] —que aparecen en su apartado 11.3.3— y se muestran en el cuadro 42. Esto, junto con que las rótulas plásticas siguen el modelo de las normas americanas y que el análisis *pushover* se ha realizado enteramente mediante ETABS, hace que parezca más adecuado y sencillo emplear para su comprobación los resultados proporcionados por este *software*.

Ocupación inmediata	Sin daño	$0 \leq S_d < 0,7 \cdot S_{dy}$
Control de daños	Daño leve	$0,7 \cdot S_{dy} \leq S_d < S_{dy}$
Seguridad para la vida	Daño moderado	$S_{dy} \leq S_d < S_{dy} + 0,25 \cdot (S_{dy} - S_{du})$
Estabilidad estructural	Daño severo	$S_{dy} + 0,25 \cdot (S_{dy} - S_{du}) \leq S_d < S_{du}$
-	Daño completo	$S_{du} \leq S_d$

Cuadro 41: Umbrales de daño

Nivel de desempeño	Desplome límite
Ocupación inmediata	1,0 %
Control de daños	1,5 %
Seguridad para la vida	2,0 %
Estabilidad estructural	$0,33 \cdot V_i/P_i$ %

Cuadro 42: Desplome límite según umbral de daño

Siendo:

V_i La fuerza lateral total en la planta i ;

P_i La carga gravitatoria total en la planta i .

Con ello ya es posible comenzar a reunir los datos de las estructuras que queremos analizar. Se realizarán las comprobaciones en las estructuras planas para los patrones modales de carga lateral. En primer lugar se muestran los umbrales concretos de las estructuras en la tabla 43 en la página siguiente²⁷.

²⁶Se omite la comprobación del desplome inelástico, únicamente se comprueba el total.

²⁷Aunque el programa no proporciona de forma directa el valor de S_{dy} , éste puede obtenerse a partir del punto de desempeño y de la ductilidad.

	06-DCM	06-DCH	10-DCM	10-DCH
$0,7 \cdot S_{dy}$	35,36	-	54,48	56,45
S_{dy}	50,52	-	77,83	80,65
$S_{dy} + 0,25 \cdot (S_{du} - S_{dy})$	85,47	-	114,83	105,96
S_{du}	190,31	111,04	225,90	181,89

Cuadro 43: Umbrales de desplazamiento (mm)

También se han generado las curvas en forma de gráfica (figuras 25, 26 y 27), con los umbrales de daño y el punto de desempeño representados en ellas, de modo que se aprecie de forma visual el nivel de desempeño de cada modelo. No se muestra la curva del modelo 2D-06-DCH, pues al no encontrarse el punto de desempeño, no se realiza la idealización de la curva y es imposible establecer los umbrales de daño —al menos de la misma forma que para las otras— además de irrelevante, pues el desempeño de la estructura sobrepasa el umbral de la estabilidad estructural, no cumpliendo con el objetivo más básico.

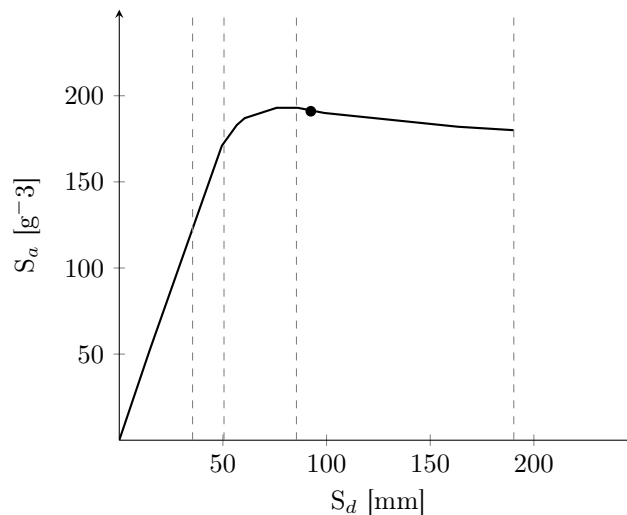


Figura 25: Nivel de desempeño, 2D-06-DCM

Como puede verse en ellas todas se encuentran, tras el terremoto de diseño, ligeramente por encima del umbral de la seguridad para la vida pero dentro de la estabilidad estructural —daño severo—, lejos aún del colapso.

A continuación se comprobará el cumplimiento de los desplomes para estos tres casos. En primer lugar se calcula el último límite, correspondiente a estabilidad estructural, para cada planta de cada estructura, según la fórmula $0,33 \cdot V_i/P_i$ %. Esta comprobación puede verse en los cuadros 45, 46 y 47 en la página 82.

Los desplomes para cada nivel de daño se obtienen directamente del *software*, en los distintos pasos del análisis. Para quedar del lado de la seguridad, siempre se observan los desplomes de un paso cuyo desplazamiento haya sobrepasado el límite correspondiente al umbral. Se muestran en cuadros separados para los tres modelos (Cuadros 28, 29 y 30).

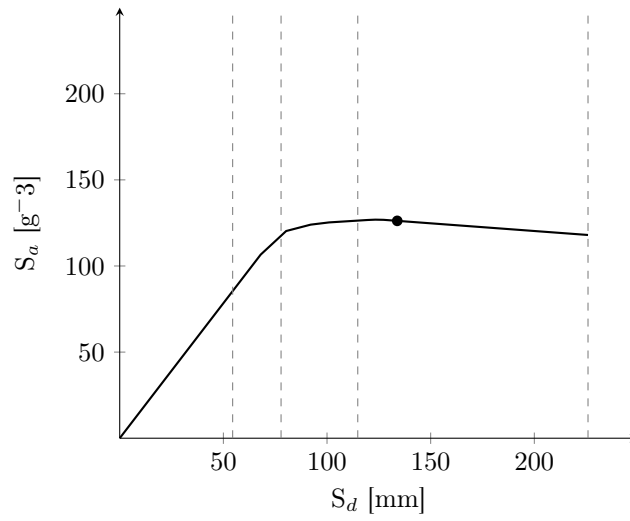


Figura 26: Nivel de desempenho, 2D-10-DCM

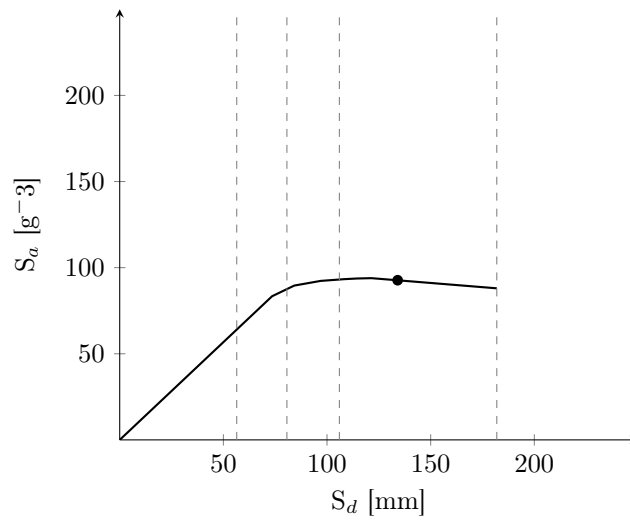


Figura 27: Nivel de desempenho, 2D-10-DCH

Planta	Desplome			
	OI	CD	SV	EE
6	0,341	0,381	0,475	0,848
5	0,397	0,454	0,637	1,183
4	0,403	0,473	0,727	1,406
3	0,335	0,398	0,666	1,437
2	0,325	0,369	0,595	1,416
1	0,290	0,318	0,452	1,261

Figura 28: Comprobación de desplomes, 2D-10-DCM

Planta	Desplome			
	OI	CD	SV	EE
10	0,172	0,195	0,212	0,212
9	0,195	0,221	0,241	0,249
8	0,262	0,300	0,333	0,378
7	0,327	0,382	0,452	0,601
6	0,409	0,476	0,615	0,964
5	0,285	0,328	0,514	1,025
4	0,298	0,350	0,607	1,195
3	0,313	0,382	0,676	1,330
2	0,323	0,396	0,662	1,357
1	0,259	0,308	0,453	1,113

Figura 29: Comprobación de desplomes, 2D-10-DCM

Planta	Desplome			
	OI	CD	SV	EE
10	0,143	0,155	0,164	0,164
9	0,187	0,203	0,216	0,217
8	0,258	0,280	0,300	0,309
7	0,324	0,354	0,392	0,453
6	0,403	0,442	0,506	0,704
5	0,319	0,352	0,446	0,773
4	0,338	0,390	0,540	0,954
3	0,357	0,435	0,621	1,105
2	0,369	0,448	0,626	1,145
1	0,292	0,338	0,439	0,912

Figura 30: Comprobación de desplomes, 2D-10-DCH

Como puede apreciarse se cumplen sobradamente los límites de desplome establecidos por la ATC40, si bien otros códigos pueden establecer límites más restrictivos para algunos umbrales [29]. Esta información puede mostrarse también de forma gráfica. A modo de ejemplo, se han creado las figuras correspondientes (31 en la página 83) para la estructura 2D-06-DCM, donde se aprecia de manera más visual que los desplomes se encuentran lejos del límite.

Por último debemos comprobar también, que las rótulas plásticas individualmente no superen el umbral de daño correspondiente en cada caso. Esta labor, nos la facilita enormemente el *software* empleado pues es posible obtener en forma de tablas, para cada paso del análisis *pushover* y para cada intervalo de daño, el número de rótulas plásticas que se encuentran en tal situación. De esta forma se ha comprobado que no se superan los umbrales en las rótulas. De nuevo a modo de ejemplo se muestra la información proporcionada para la estructura 2D-06-DCM; cuadro 44.

Paso	< OI	OI - SV	SV - EE	> EE
0	84	0	0	0
3	83	1	0	0
7	80	4	0	0
8	53	31	0	0
9	50	32	2	0
10	50	32	1	1

Cuadro 44: Degradación de rótulos plásticas, 2D-06-DCM

Junto a esta representación en forma de tabla es muy útil poder visualizar en la deformada la formación y degradación de las rótulas tal y como se muestra —aunque únicamente para el último *step*— en la sección C de los apéndices.

Planta	P_i (kN)	V_i (kN)	Límite (%)
6	638,9	192,5	9,94
5	1349,3	352,8	8,63
4	2091,8	481,1	7,59
3	2848,9	577,4	6,69
2	3642,5	641,5	5,81
1	4455,8	673,6	4,99

Cuadro 45: Desplome límite por planta en colapso, 2D-06-DCM

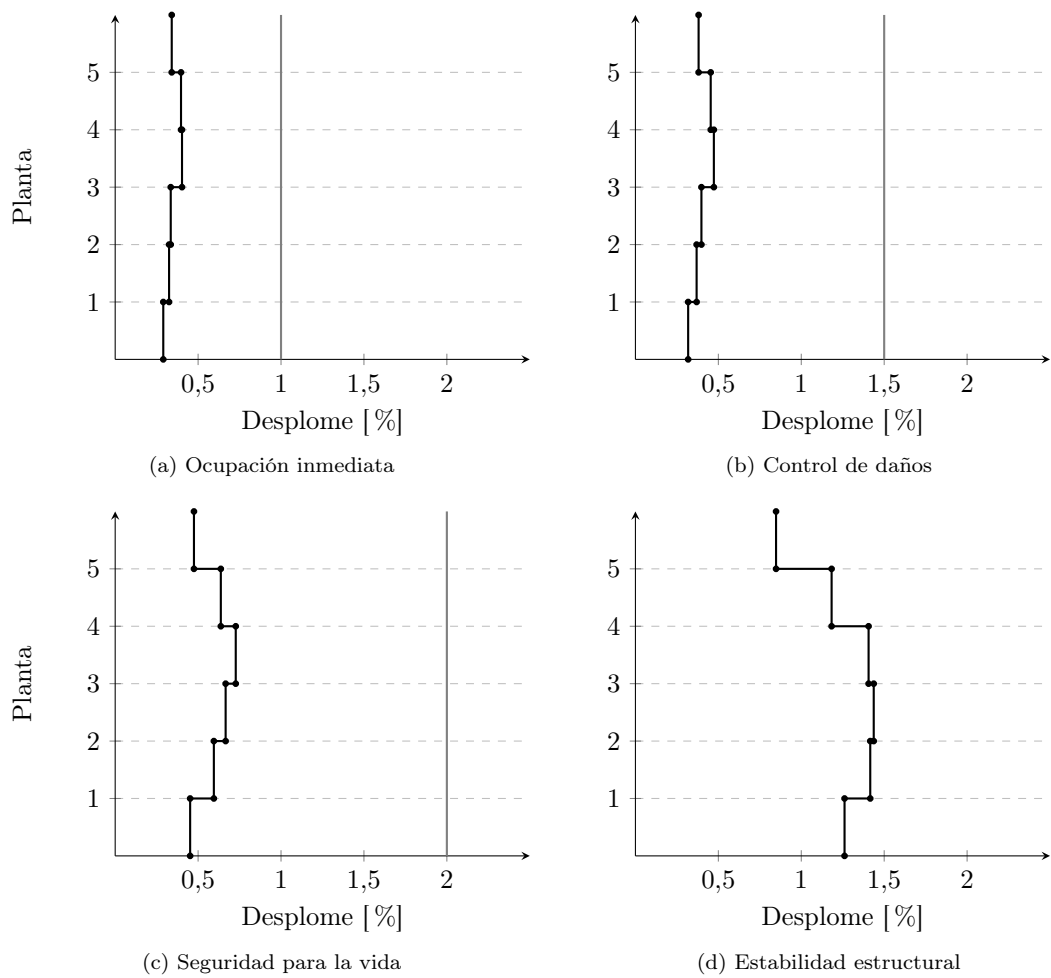


Figura 31: Comprobación gráfica de desplomes, 2D-10-DCM

2D-10-DCM			
Planta	P_i (kN)	V_i (kN)	Límite (%)
10	638,9	146,5	7,57
9	1381,5	131,8	6,65
8	2138,5	117,2	6,10
7	2895,5	102,5	5,68
6	3646,2	87,9	5,30
5	4432,6	73,2	4,91
4	5243,8	58,6	4,52
3	6055,0	43,9	4,15
2	6866,2	29,3	3,80
1	7700,8	14,6	3,45

Cuadro 46: Desplome límite por planta en colapso, 2D-10-DCM

Planta	P_i (kg)	V_i (kN)	Límite (%)
10	638,9	118,3	6,11
9	1362,5	224,8	5,45
8	2092,9	319,5	5,04
7	2823,3	402,3	4,70
6	3550,7	473,3	4,40
5	4304,3	532,5	4,08
4	5077,4	579,8	3,77
3	5850,4	615,3	3,47
2	6623,5	639,0	3,18
1	7416,2	650,8	2,90

Cuadro 47: Desplome límite por planta en colapso, 2D-10-DCH

Conclusiones

En los objetivos planteados al inicio del trabajo se planteaba el estudio del diseño sísmico prestacional, su reflejo en la normativa y, en particular, en el Eurocódigo 8 a través del método N2. Estos objetivos se han tratado de cubrir principalmente en la parte I del trabajo.

El diseño sísmico prestacional mediante un análisis estático no-lineal es el presente de la ingeniería sísmica fundamentalmente debido a dos motivos: por un lado supone una gran mejora en los diseños resultantes respecto a los métodos tradicionales de análisis lineal que sólo establecen un objetivo de desempeño; por otro, actualmente existen ya las herramientas tanto computacionales como normativas que facilitan su implementación, consiguiendo que no suponga una carga excesiva de tiempo o de trabajo la obtención de los resultados buscados.

La cuestión más importante es la realización del modelo estructural —el cual debe incluir adecuadamente su componente de no-linealidad— para poder realizar el análisis de empujes incrementales de una manera precisa, rigurosa y que aporte información significativa. El proceso de carga y guardado de datos está en todo caso suficientemente automatizado en la actualidad como para no suponer un inconveniente en proceso. Si se ha alcanzado este punto correctamente se tienen todos los resultados necesarios para proceder su análisis a través de cualquier variante del Método del Espectro de Capacidad.

El procedimiento planteado por el Eurocódigo 8, basado en el método N2, es de sin duda de gran simplicidad, permitiendo la comprobación de la estructura para diversos niveles de desempeño en poco tiempo. Por otro lado, el método N2 —tal como sugiere P. Fajfar en sus artículos— sigue en continua revisión y ampliación, para poder aplicarse a casos más complejos como pueda ser estructuras irregulares.

También se planteaba como objetivo fundamental la aplicación de dicho procedimiento del Eurocódigo y su comparación con otro método de análisis estático no-lineal, en concreto el método *Equivalent Linearization* de la FEMA 440. Esto se ha pretendido cubrir a lo largo de las partes II y III del trabajo.

La aplicación de estos métodos se ha hecho sobre de los diversos modelos estructurales planteados. A través de ellos, y gracias a la variación de algunos parámetros se han obtenido conclusiones adicionales que se han ido destacando es sus respectivos apartados. Por último, puede decirse que se han cumplido una serie de objetivos transversales que no se indicaban al inicio, principalmente el aprendizaje obtenido en el uso de los programas de cálculo empleados para llevar a cabo estos ejemplos.

A continuación se resumen las conclusiones más destacadas, algunas de ellas mencionadas a lo largo del trabajo:

- El diseño prestacional supone un avance respecto al diseño sísmico tradicional, pues asegura un mejor comportamiento de las estructuras sin requerir una complejidad excesiva.
- La modelización de la estructura —como es habitual en la ingeniería estructural— es determinante en la obtención de resultados fiables.
- El método de empujes incrementales proporciona una enorme cantidad de información sobre el comportamiento de la estructura.
- El diseño de la estructura mediante una clase de ductilidad elevada puede suponer un ahorro de material —bien en las secciones de hormigón, bien en los refuerzos de acero— gracias a la reducción de los esfuerzos. Sin embargo, debe estudiarse cada caso particular. Además para obtener provecho de esta circunstancia los elementos no estructurales deben corresponderse en ductilidad, de modo que admitan desplomes acordes.
- En los casos y modelos presentados, el criterio de armado para ductilidad elevada no se ha visto reflejado en la curva de capacidad de la estructura, más allá de la variación natural debida a la reducción de secciones. El modelo plano ha presentado unos resultados muy

similares a su correspondiente modelo tridimensional, de modo que puede darse por válida la asimilación.

- El procedimiento del Eurocódigo es de más sencilla aplicación que el método *Equivalent Linearization*. Sin embargo, ha proporcionado desplazamientos objetivos algo mayores en los casos estudiados, aunque no se ha determinado el motivo.

En términos generales puede decirse que se han cumplido los objetivos planteados al comenzar la investigación. No obstante, pueden o podrían haberse realizado algunas mejoras. Como ejemplo: realizar modelos estructurales más precisos —inclusión el forjado, mejor detallado del armado—, analizar porqué los resultados obtenidos en ambos métodos no son más parecidos o analizar las curvas de capacidad frente a diferentes demandas sísmicas.

Parte IV
Apéndices

A. Capturas CypeCAD

A.1. Introducción de datos previos

Aquí se muestran algunas capturas de pantalla relativas a la introducción de datos previos para el cálculo de la obra por parte del programa —determinación de las acciones, criterios de armado, etc— tal como se desarrolló en la subsección 4.2 en la página 36.

Se muestra la pantalla principal de introducción de datos generales de la obra, así como otras ventanas importantes y aquellas en las cuales se ha modificado alguna de las opciones por defecto.

Datos generales

Clave: **3D 06 DCM**

Descripción: Estructura de 06 alturas y ductilidad media

Normas: Eurocódigo 2, Eurocódigos 3 y 4, Eurocódigo 5 y Eurocódigo 9

Hormigón armado

Hormigón

Forjados: C25/30

Cimentación: C25/30

Pilares: C25/30

Muros: C25/30

Características del árido: Cuarzita (15 mm)

Acero

Barras: S-500

Pernos: A-4t

Perfiles

Acero

Laminados y amados: Fe360

Conformados: Fe 360

Madera

Aserada, procedente de coníferas o chopos. - C14

Aluminio extruido

EN AW-5083 - F

Acciones

Carga permanente y sobrecarga de uso

Con acción de viento Eurocódigo 1 (UE)

Con acción sísmica Eurocódigo 8 (UE)

Criterio de armado por ductilidad: Ductilidad media

Elementos constructivos: No se consideran

Comprobar resistencia al fuego

Estados límite (combinaciones)

Hipótesis adicionales (cargas especiales)

Coeficientes de pandeo

Pilares de hormigón y mixtos

β_x : 1.000 β_y : 1.000

Pilares de acero

β_x : 1.000 β_y : 1.000

Ambiente

Vigas: XS1 (Abertura máxima de fisura: 0.30 mm)

Aceptar

Figura 32: Datos generales

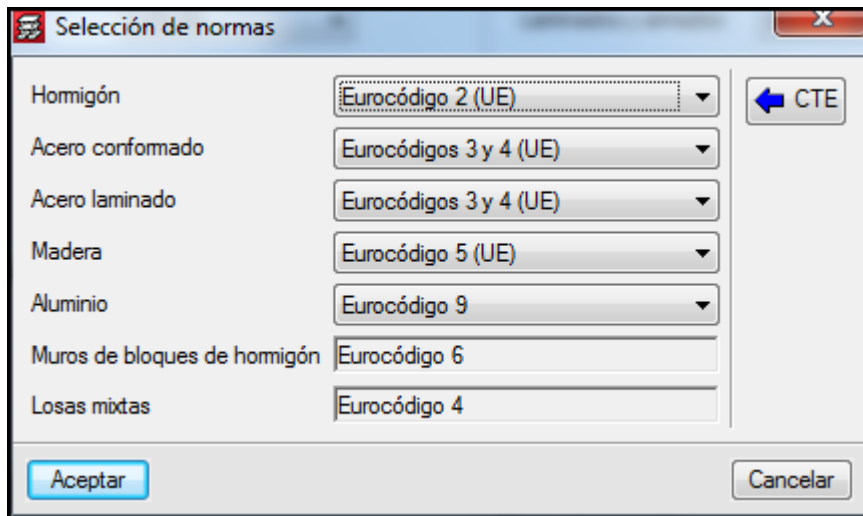


Figura 33: Normativas aplicadas

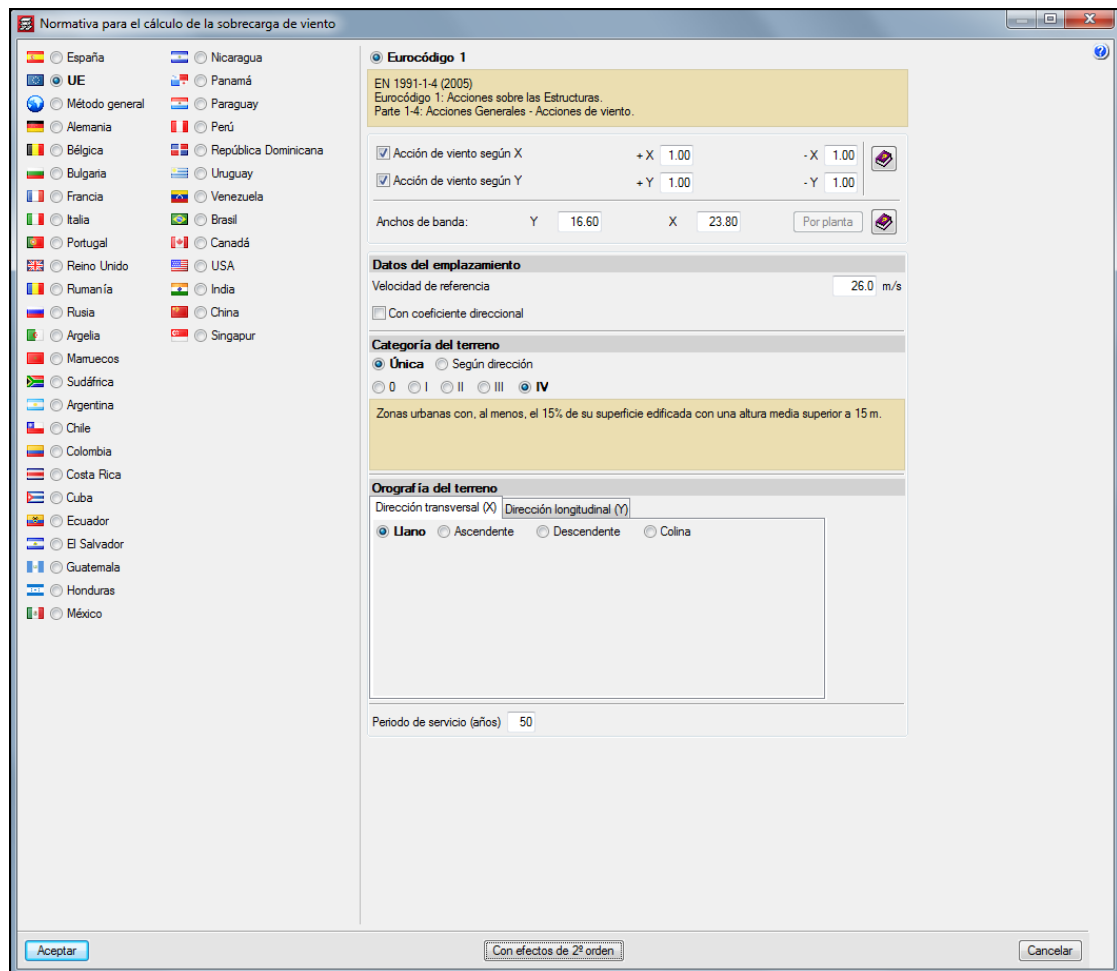


Figura 34: Normativa aplicada, sobrecarga de viento

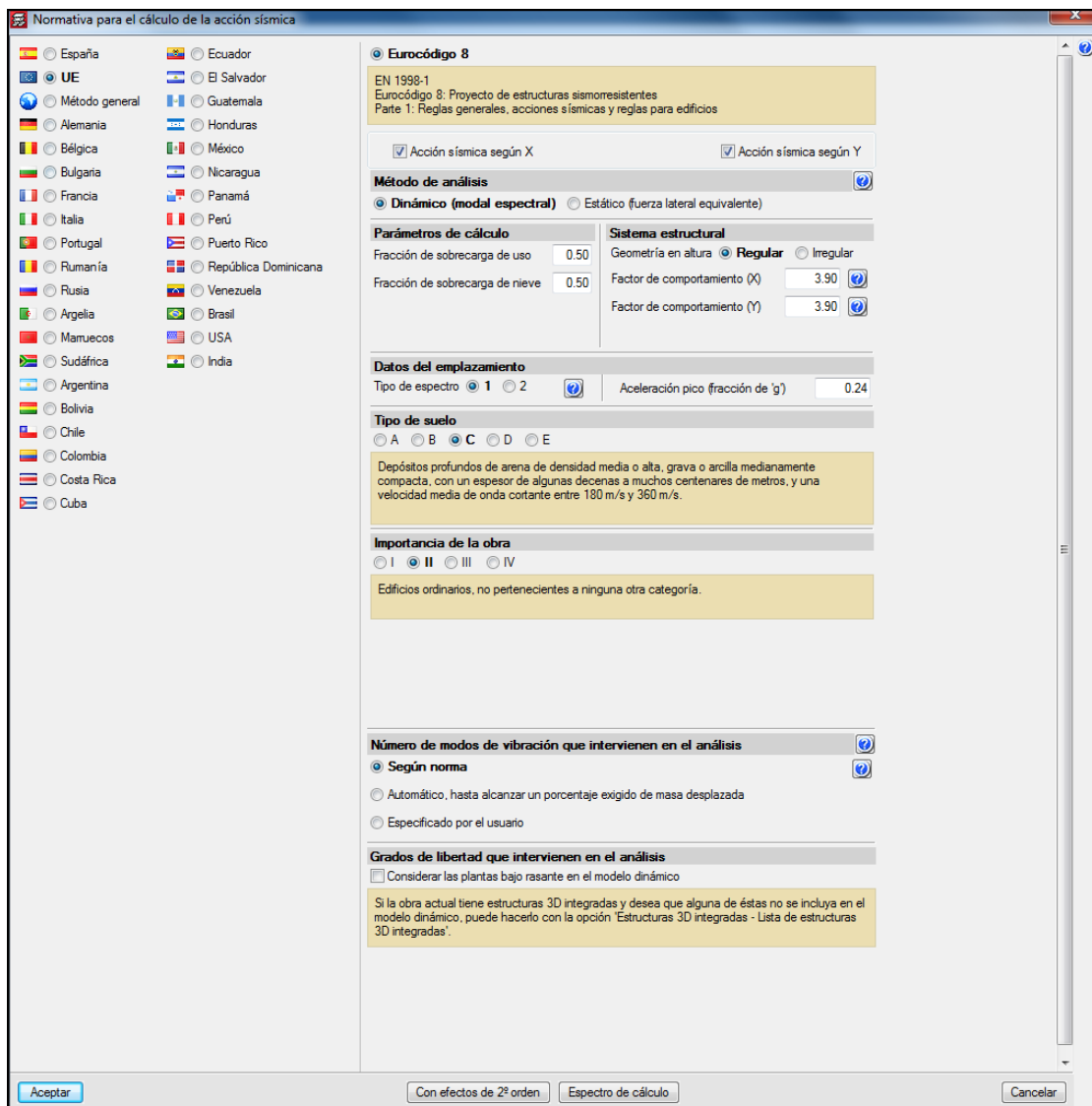


Figura 35: Normativa sismo

La configuración referente a sismo es evidentemente una de las más importantes. Se muestran capturas de la modelización de la estructura 3D, por lo que las acciones se aplican —al contrario de lo que ocurre en los modelos planos— en ambas direcciones.

Se consideran los efectos de segundo orden tanto en la acción de viento como en la acción de sismo. A este respecto, la documentación del programa recoge:

«De forma potestativa se puede considerar, cuando se define hipótesis de viento o sismo, el cálculo de la amplificación de esfuerzos producidos por la actuación de dichas cargas horizontales. Es aconsejable activar esta opción en el cálculo. [...] En este punto no existe un criterio único, por lo que se deja a juicio del proyectista la consideración de un valor u otro [...] En el Código Modelo CEB-FIP 1990 se aplica un método de amplificación de momentos que recomienda, a falta de un cálculo más preciso, reducir las rigideces en un 50 % o, lo que es lo mismo, un coeficiente amplificador de los desplazamientos igual a $1/0.50 = 2.00$. [...] Se puede apreciar que el criterio del código modelo sería recomendable y fácil de recordar, así como aconsejable en todos los casos su aplicación. [18]»

Por ello se ha fijado este coeficiente en 2,00.

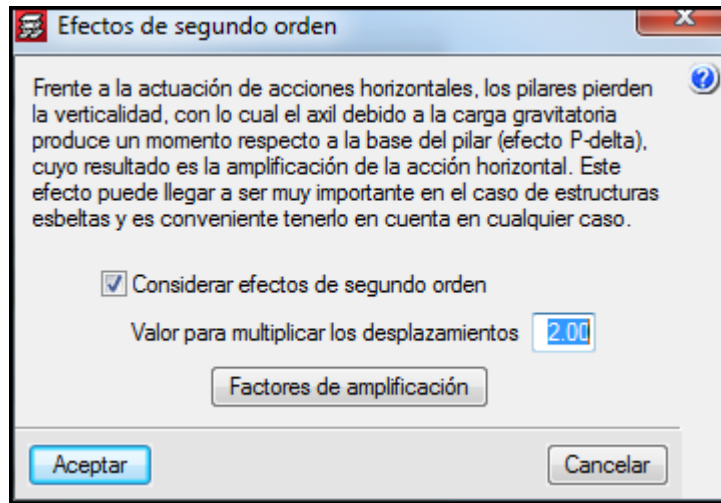


Figura 36: Normativas aplicadas

Se muestra también la ventana de opciones al respecto del ambiente o clase de exposición, que afecta directamente a los límites de fisuración tolerados.

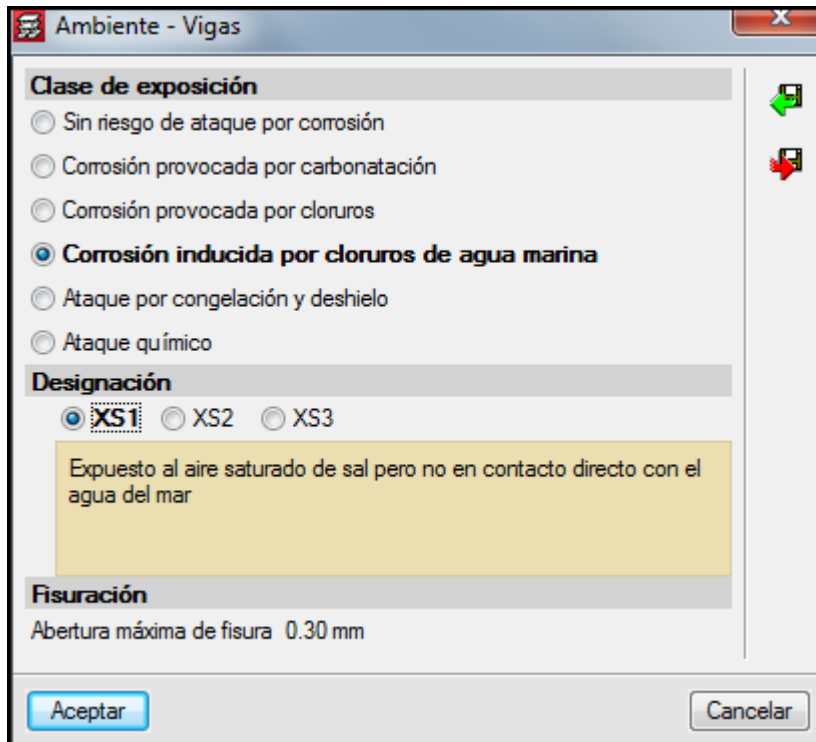


Figura 37: Clase de exposición

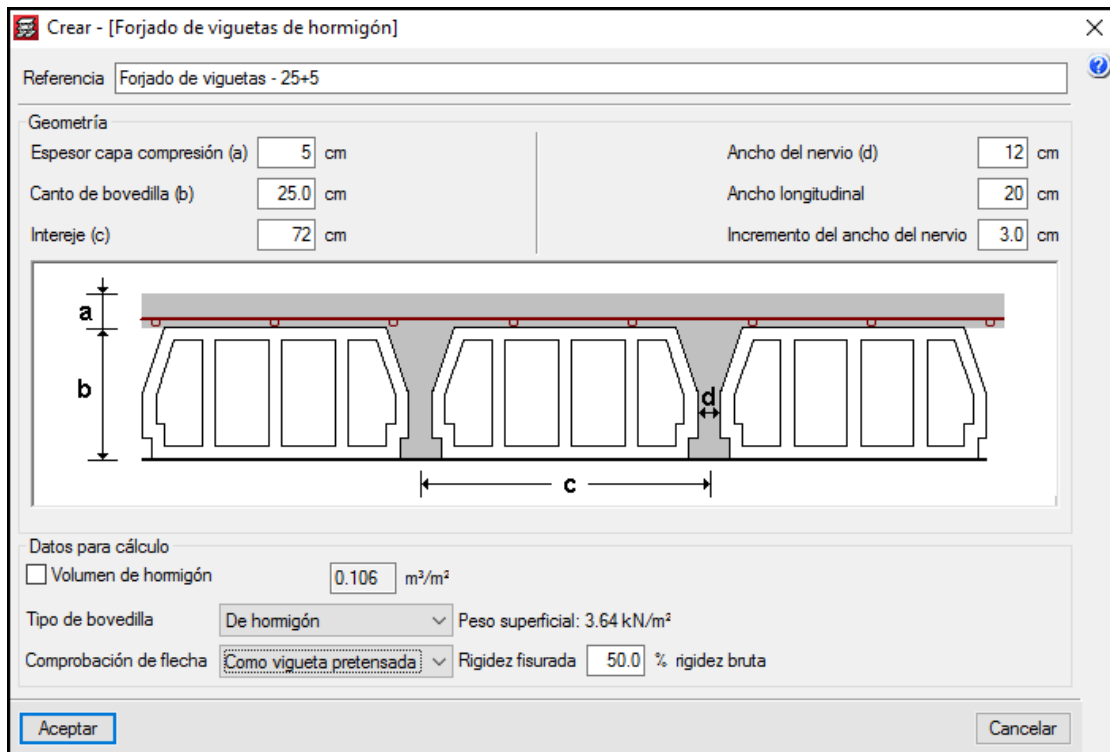


Figura 38: Forjado tipo

La ventana de configuración del forjado, que es idéntico en todos los niveles, se expone en la imagen superior.

Tablas de armado de pilares

Diámetros utilizables

- Amaduras longitudinales: Ø12, Ø16, Ø20, Ø25, Ø32
- Estribos: Ø6, Ø8, Ø10

Configuración de las armaduras longitudinales

Separación libre mínima entre barras cm

Separación máxima entre ejes de barras cm

Lado mínimo del pilar a partir del cual colocar barras en las caras cm

Cuantía geométrica mínima %

Cuantía geométrica máxima %

Pilares rectangulares Pilares circulares

Esq.	Caras					Sep. máx. (cm)	Estribos			Bmín. (cm)	Bmáx. (cm)
	Ø12	Ø16	Ø20	Ø25	Ø32		Ø6	Ø8	Ø10		
Ø12	✓	✗	✗	✗	✗	<input type="text" value="15"/>	✓	✓	✓	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="1000"/>
Ø16	✓	✓	✗	✗	✗	<input type="text" value="20"/>	✓	✓	✓	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="1000"/>
Ø20	✓	✓	✓	✗	✗	<input type="text" value="30"/>	✓	✓	✓	<input type="text" value="25"/>	<input type="text" value="1000"/>
Ø25	✗	✓	✓	✓	✗	<input type="text" value="30"/>	✗	✓	✓	<input type="text" value="25"/>	<input type="text" value="1000"/>
Ø32	✗	✗	✓	✓	✓	<input type="text" value="30"/>	✗	✓	✓	<input type="text" value="100"/>	<input type="text" value="1000"/>

Configuración de los estribos

Separación libre mínima entre barras cm

El diámetro del estribo secundario siempre es igual al del principal

Disposición de los estribos

Grabar como opciones por defecto

Figura 39: Armado de pilares

Con respecto a las tablas de armado de pilares, se reduce la cuantía geométrica máxima a 3%.
 En la figura 40 en la página siguiente pueden verse la configuración del despiece de armado para las vigas, con la opción recomendada para casos de sismo.

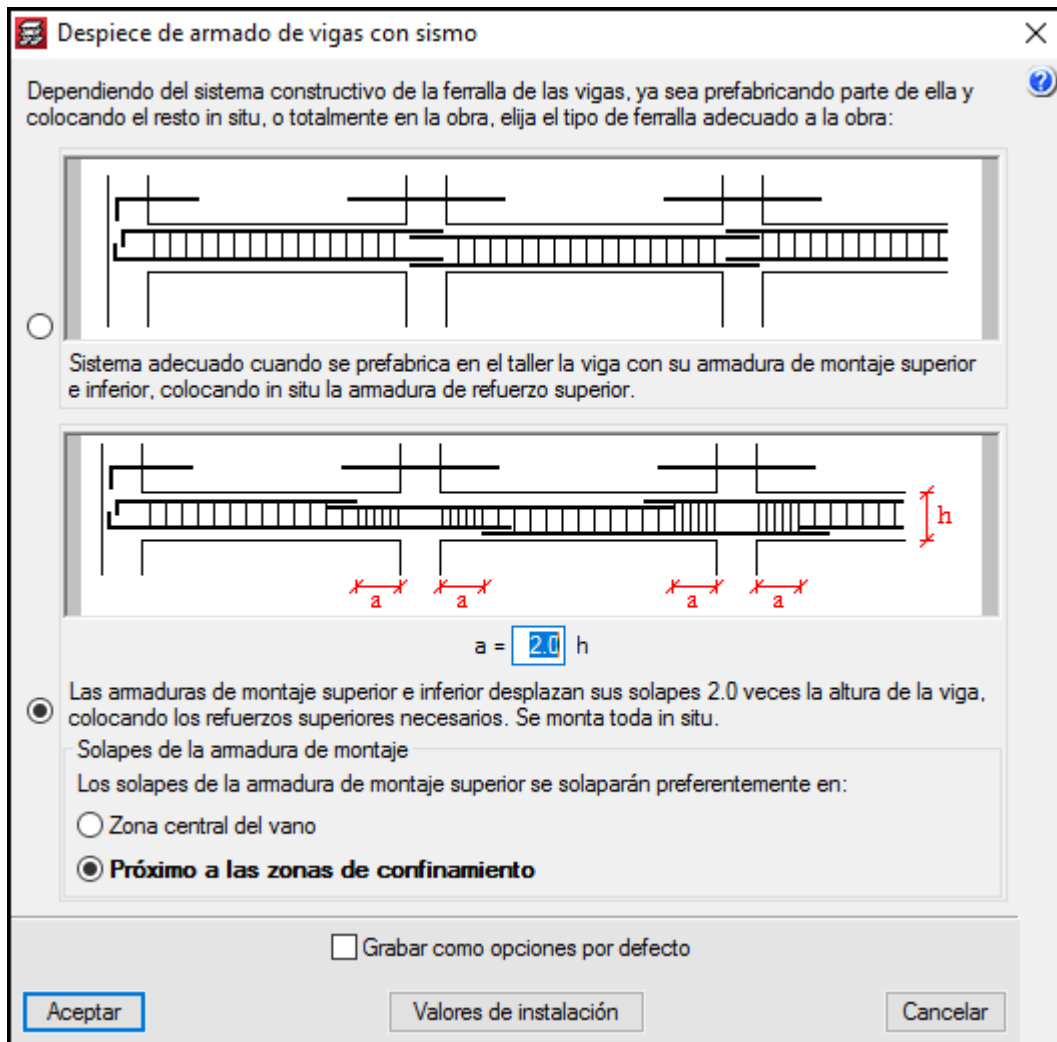


Figura 40: Detalle de vigas frente a sismo

A.2. Modelización

La introducción del modelo estructural se resumen en las siguientes capturas de ventanas.

En el caso del modelo en 3D los forjados incluyen las cargas, que son superficiales, tal como se muestra en la imagen. Sin embargo, las cargas establecidas para los forjados en los modelos planos son nulas, ya que no se corresponderían con las adecuadas para el ámbito de carga real. Las cargas en esos casos son lineales y se añaden sobre cada una de las vigas.

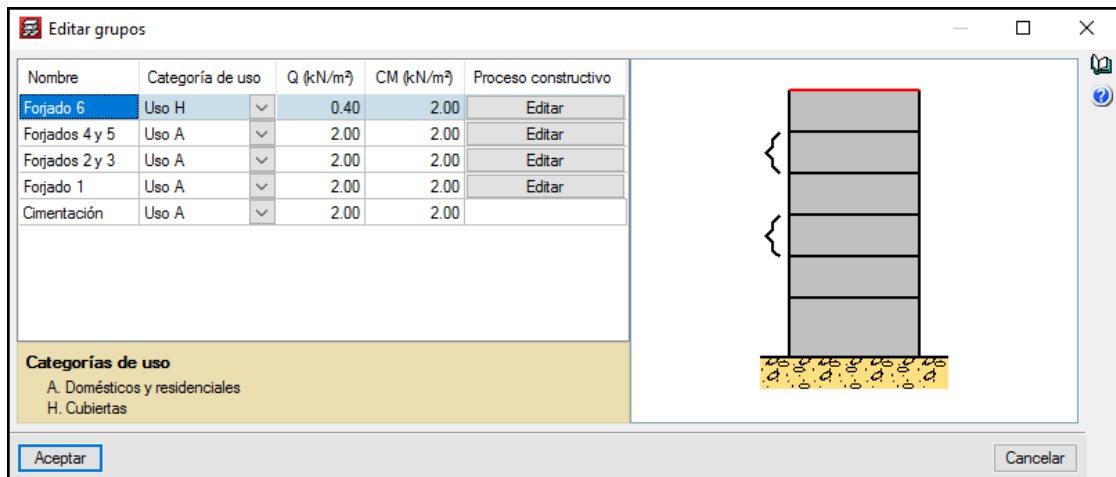


Figura 41: Creación de grupos

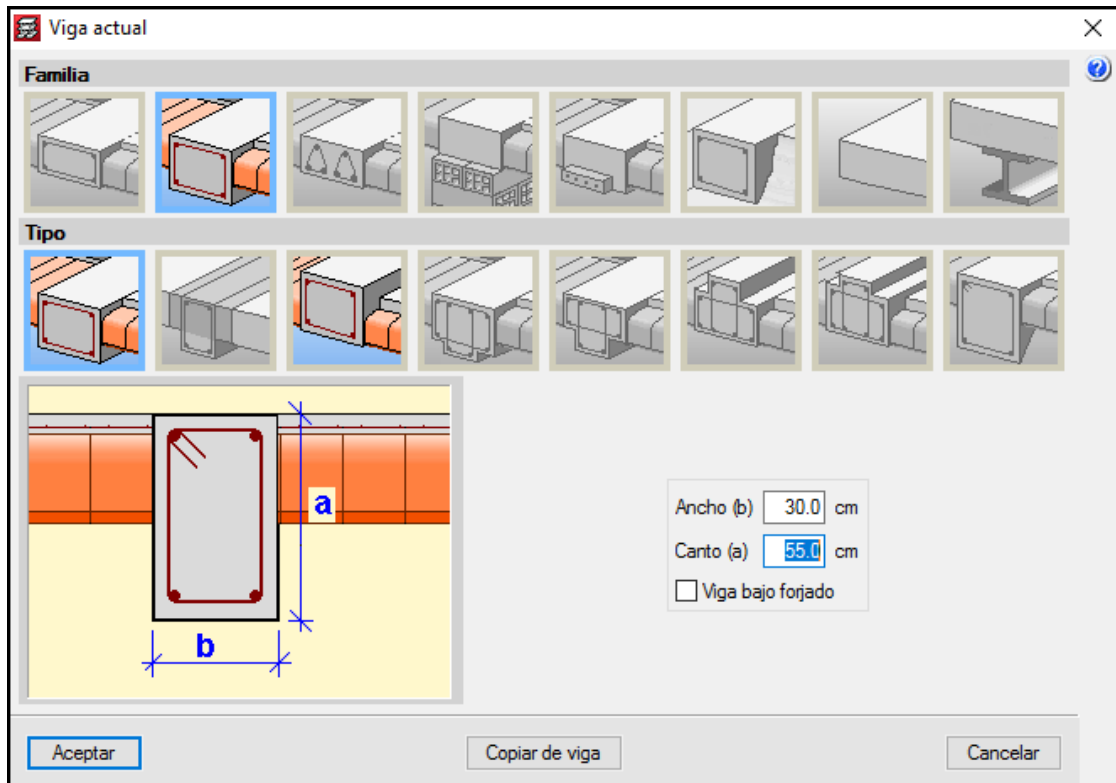


Figura 42: Introducción de vigas

Entre las opciones existentes para vigas se escogen en todos los casos las vigas de cuelgue.

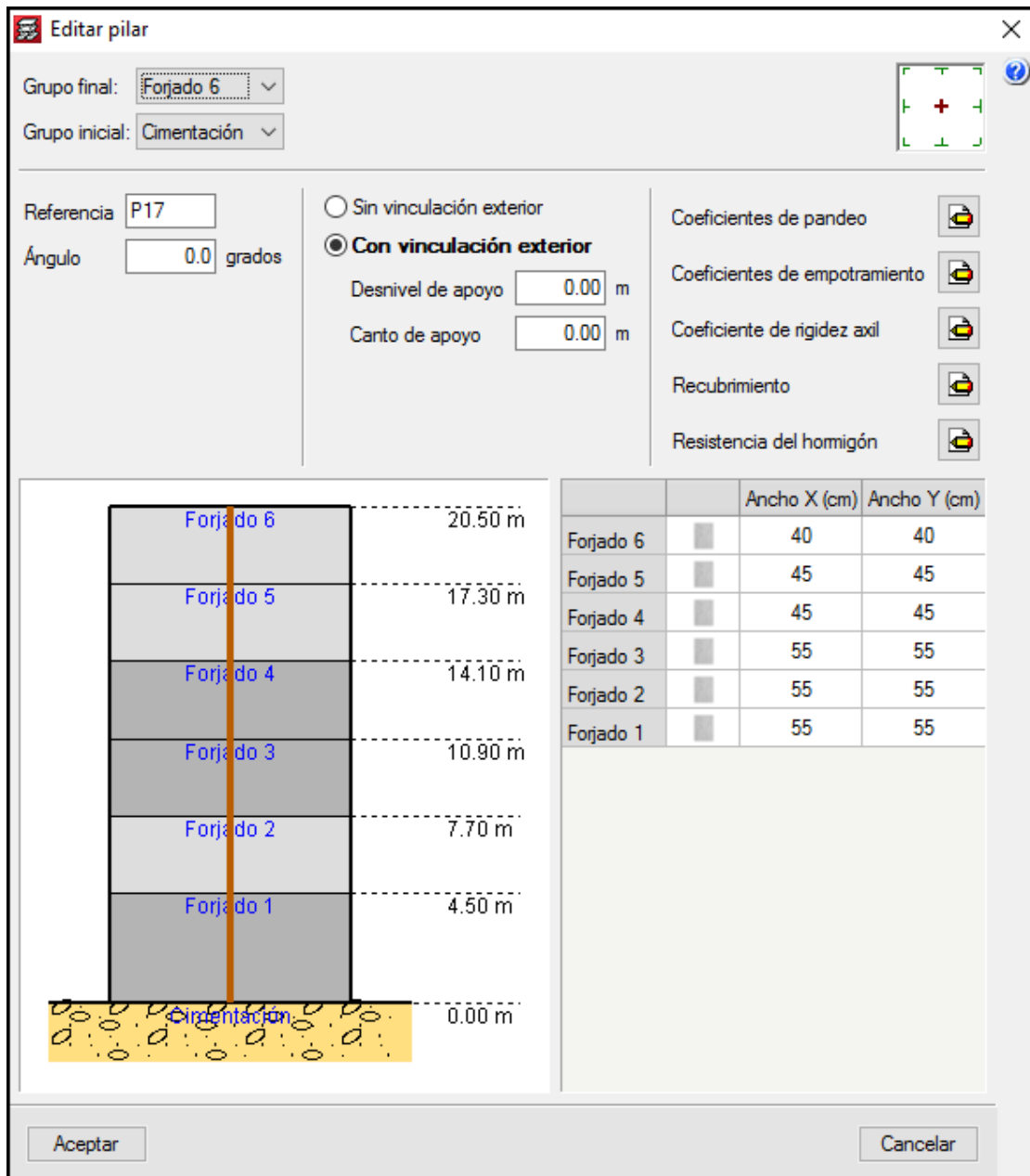


Figura 43: Introducción y edición de pilares

En este punto se recuerda que como simplificación todos los pilares se han introducido con alineación al centro como simplificación y al mismo tiempo para conseguir que el modelo en ETABS sea más similar a este.

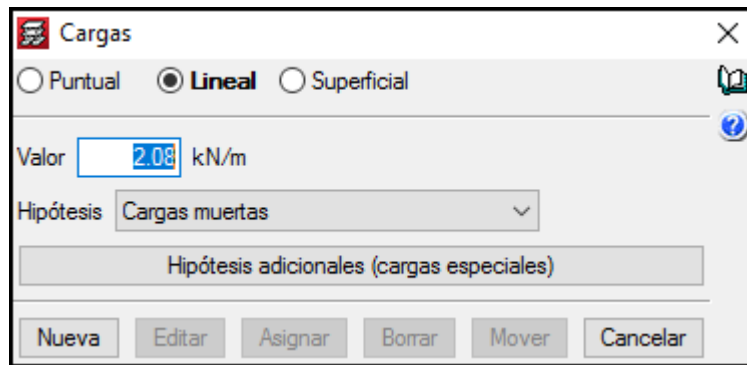


Figura 44: Introducción de cargas

A continuación se muestran dos ejemplos de la representación de una planta o forjado totalmente modelados, uno para la estructura 3D y otro para un modelo plano. Esta imagen representa en realidad a todo un grupo de plantas o forjados, ya que todos son idénticos dentro del grupo.

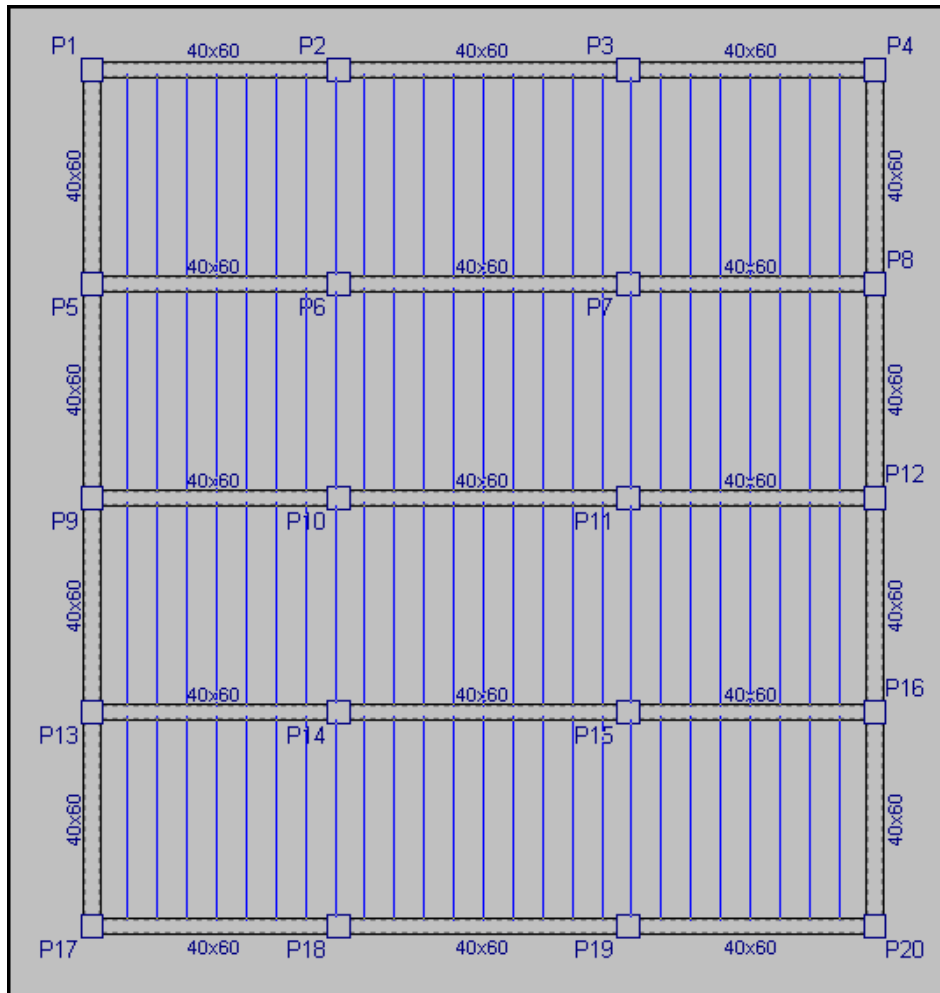


Figura 45: Vista en planta de grupo, estructura 3D

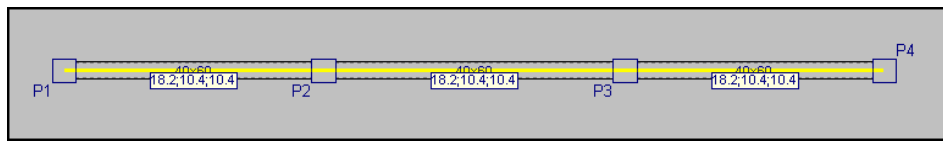


Figura 46: Vista en planta de grupo, estructura 2D

A.3. Resultados

Los resultados obtenidos de la modelización y de los cálculos realizados sobre las estructuras se muestran fundamentalmente en tablas. Las más importantes ya se han expuesto en la sección 5. No obstante se muestran aquí algunas imágenes adicionales.

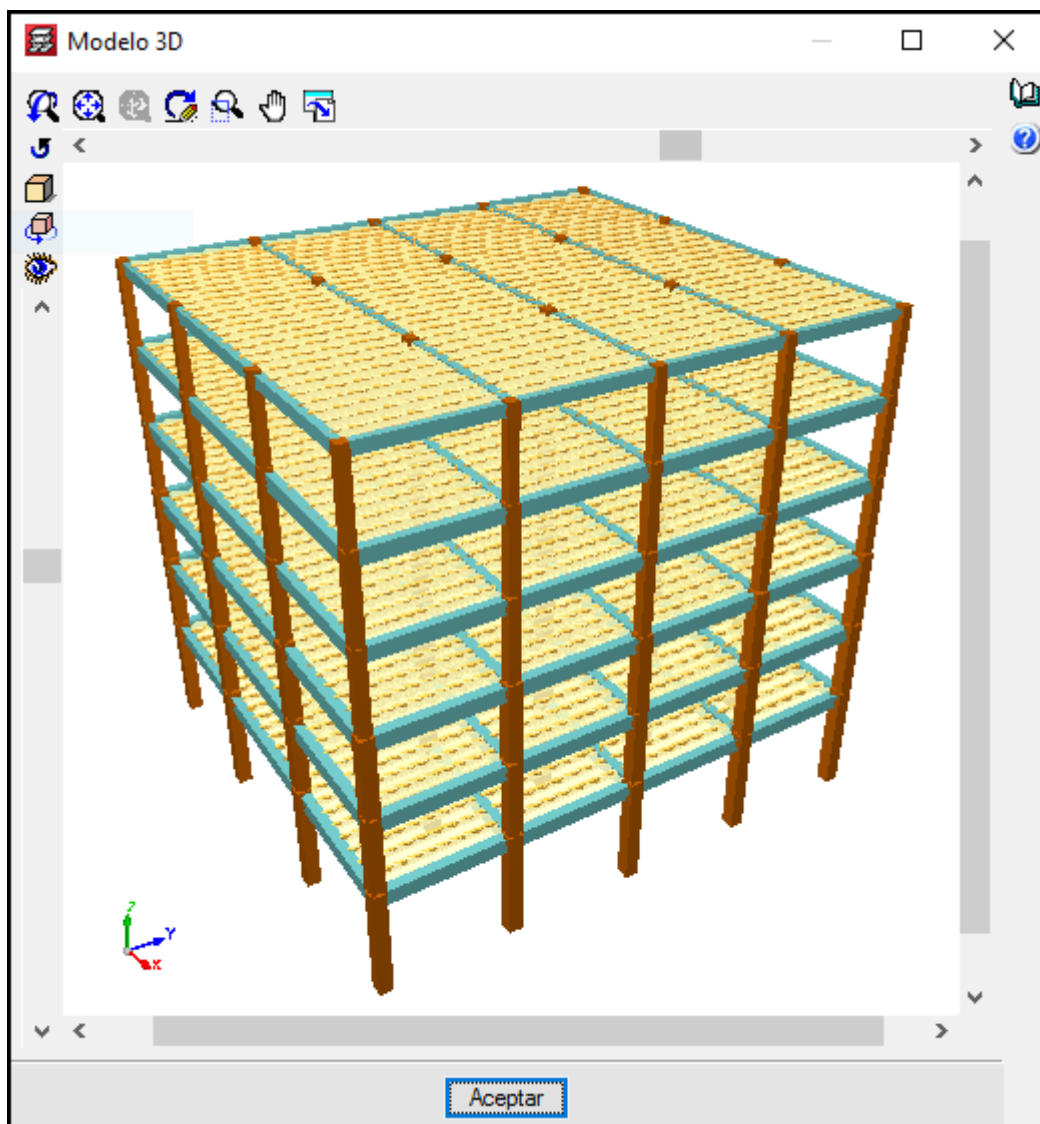


Figura 47: Modelo definitivo, estructura 3D-06-DCM

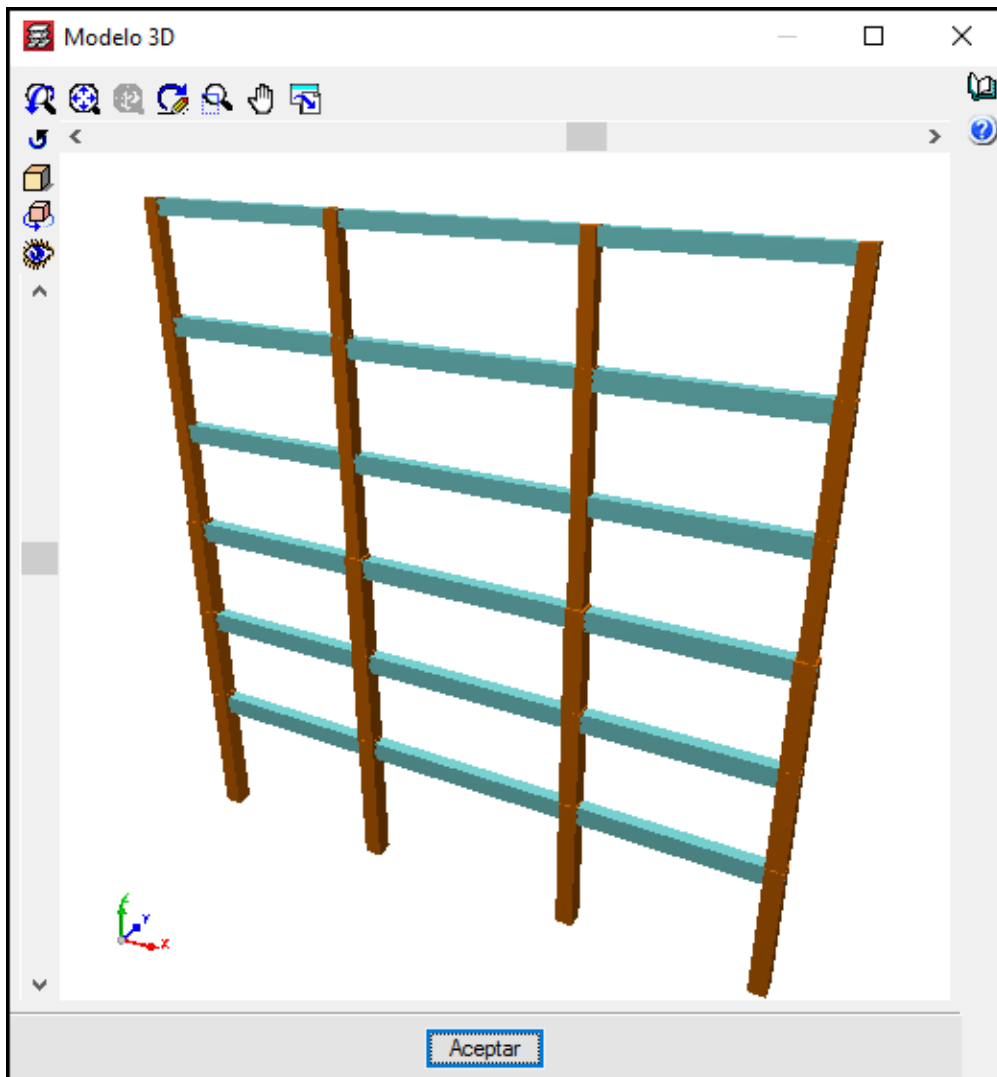


Figura 48: Modelo definitivo, estructura 2D-06-DCM

Planta	Viento +X	Viento -X	Viento +Y	Viento -Y
Fojado 6	35.724	-35.724	30.731	-30.731
Fojado 5	71.449	-71.449	60.524	-60.524
Fojado 4	71.449	-71.449	60.524	-60.524
Fojado 3	71.449	-71.449	60.524	-60.524
Fojado 2	71.449	-71.449	60.524	-60.524
Fojado 1	85.962	-85.962	72.818	-72.818

Figura 49: Cargas de viento, estructura 3D-06-DCM

Si se analizan las cargas de viento expuestas en la figura 49 en la página anterior y se comparan con las sísmicas, puede verse como las primeras son muy inferiores y no afectarán al armado de las barras.

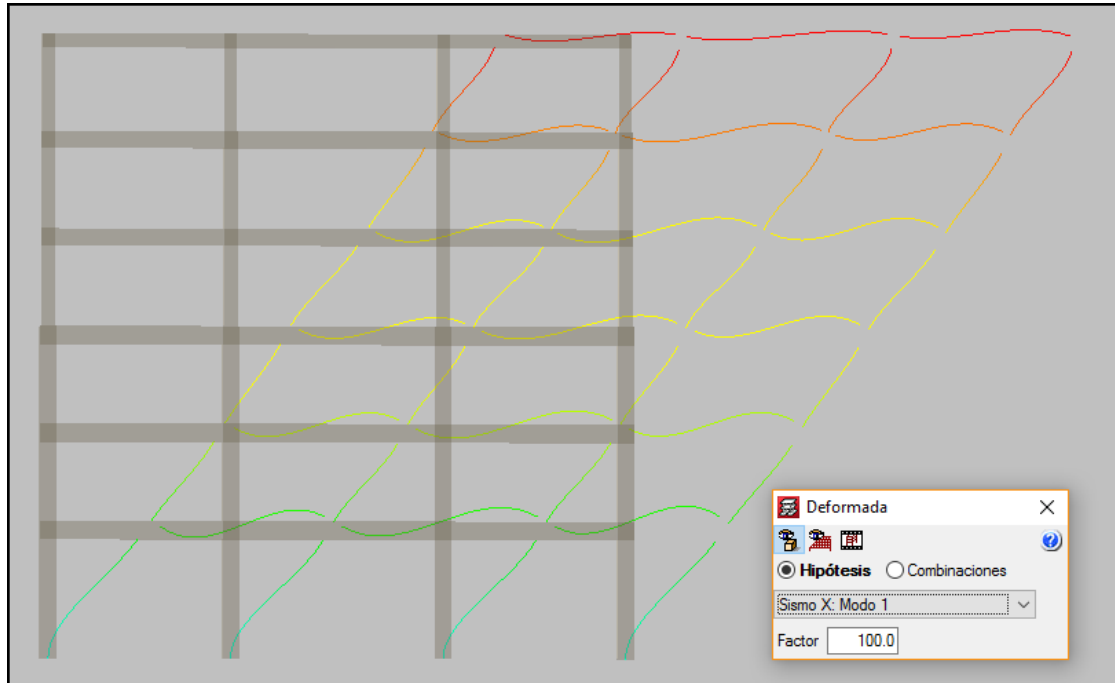


Figura 50: Vista de la deformada frente a sismo

CypeCAD nos permite ver la deformada obtenida para los distintos tipos de carga. Sin embargo, en este caso nos interesará más ver el resultado tras los análisis de empujes incrementales (sección C en la página 118) ya que incluirán el nivel de daño de las rótulas plásticas.

B. Capturas ETABS

B.1. Introducción de datos previos

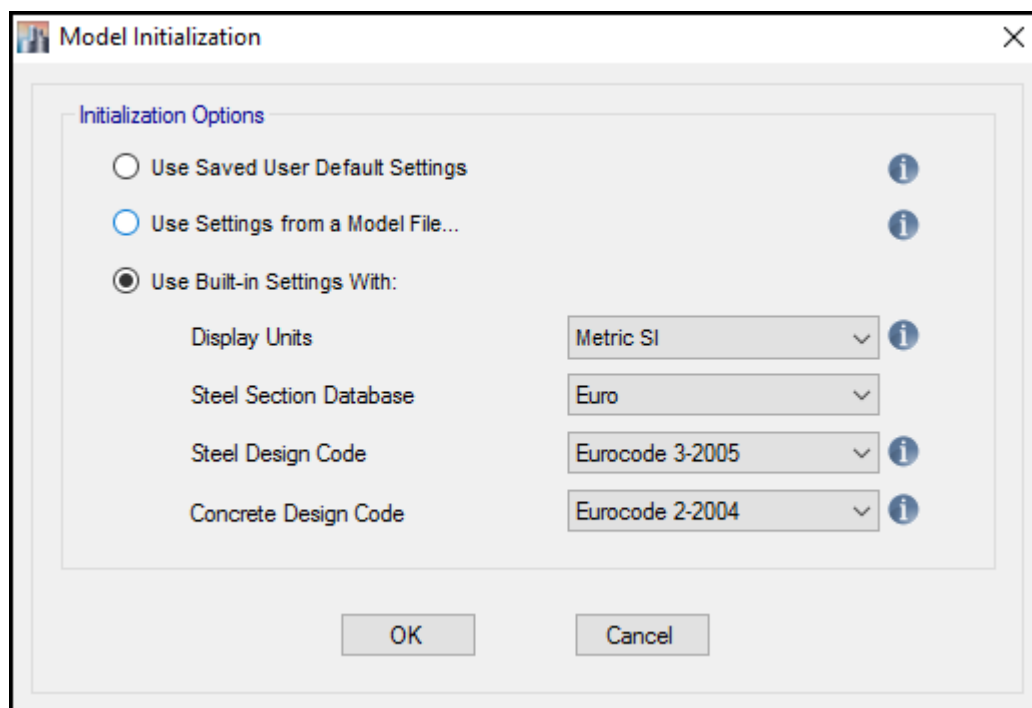


Figura 51: Unidades y normativa

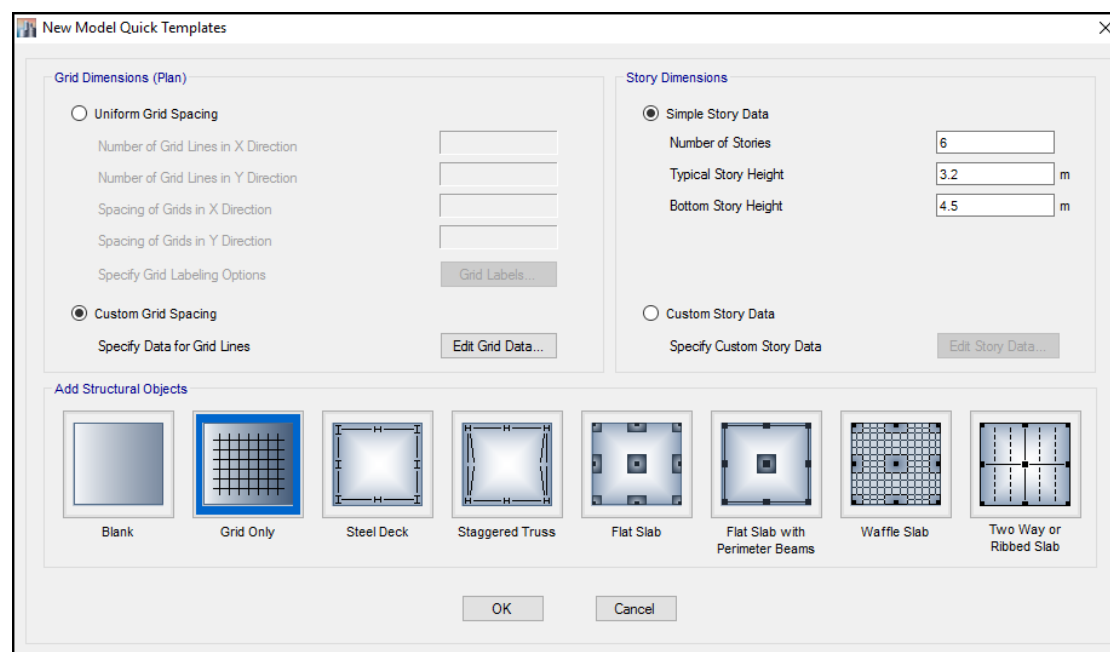


Figura 52: Configuración de rejilla

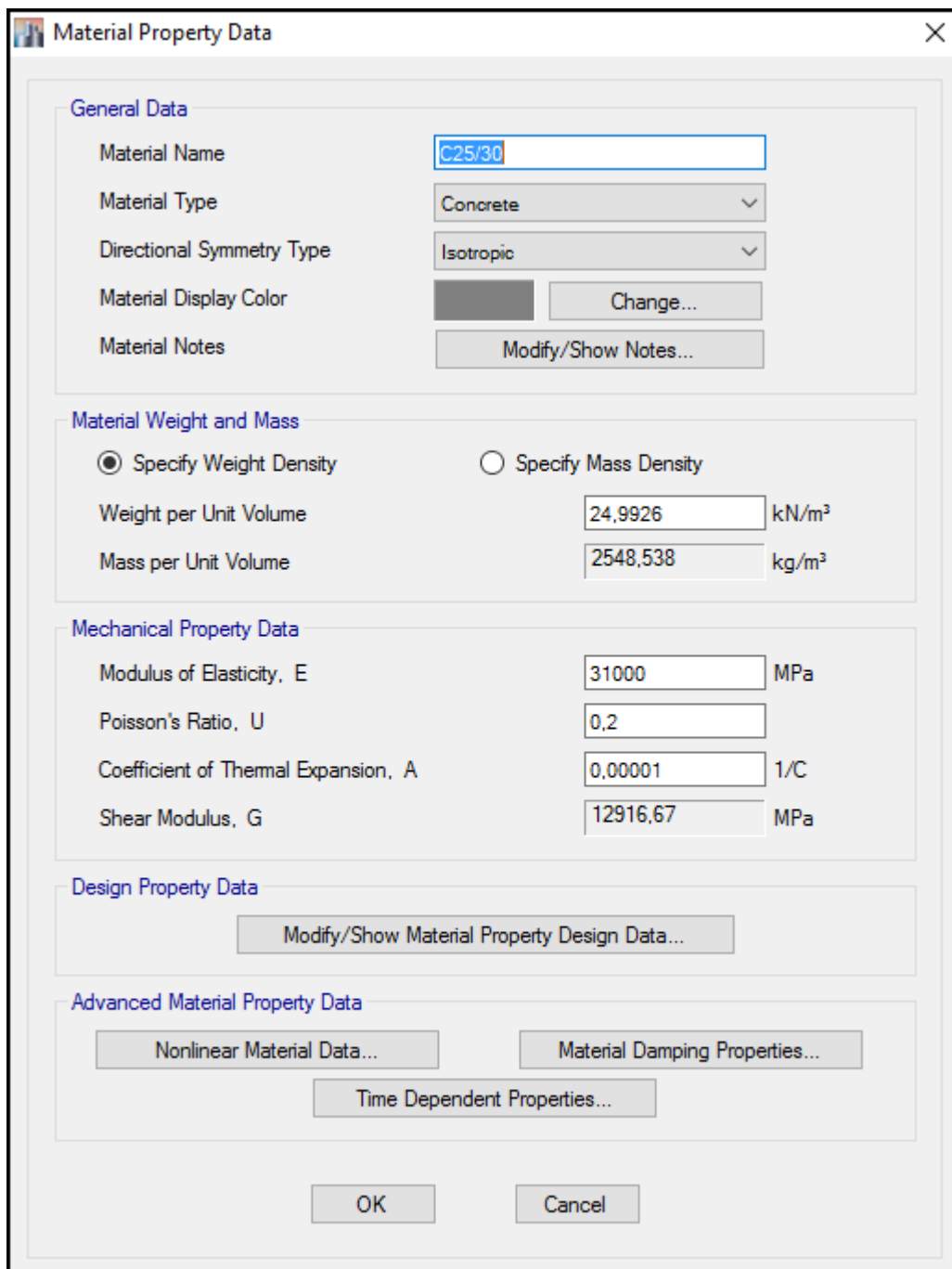


Figura 53: Propiedades del hormigón

El hormigón c25/30 viene configurado por defecto en el programa, por lo que no se modifican las propiedades en la ventana del material. Por el contrario, únicamente existe un material preconfigurado para las barras de acero. En este caso, ya que las propiedades difieren con las de las barras de refuerzo B 500 se ha entrado en la configuración avanzada del mismo para ajustar algunos parámetros.

Material Property Data [Close]

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kN/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: MPa

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Figura 54: Propiedades del acero de refuerzo

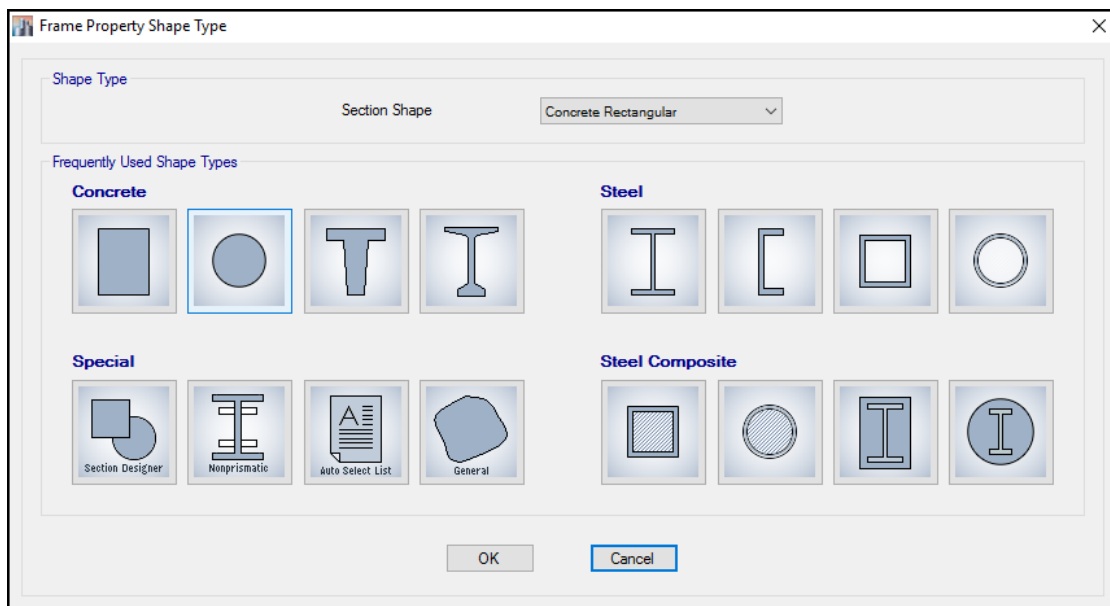


Figura 55: Definición del tipo de sección

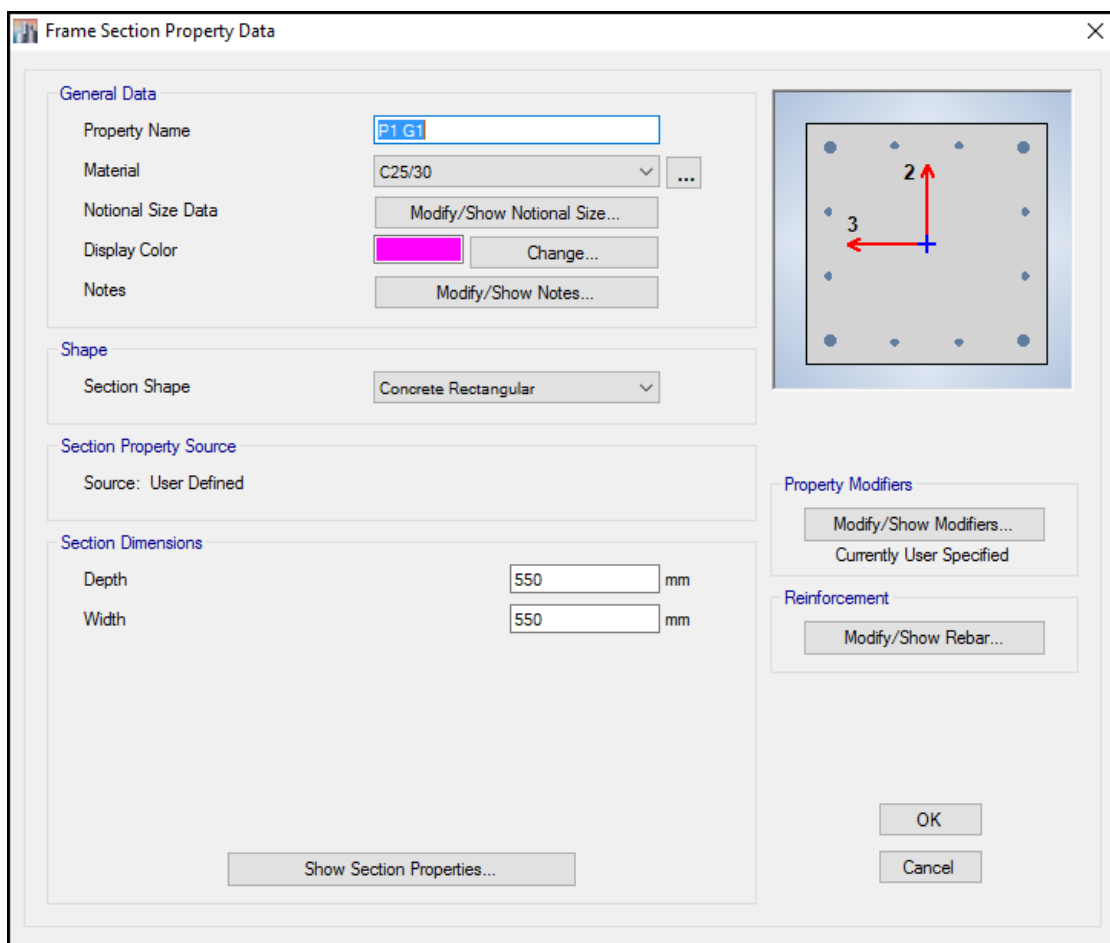


Figura 56: Definición de las propiedades de las secciones

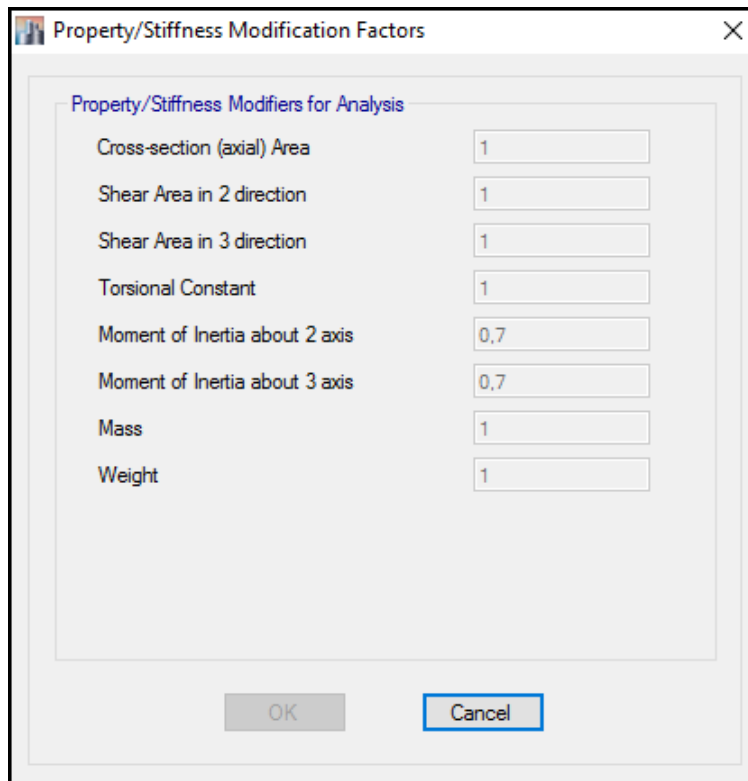


Figura 57: Reducción de la rigidez

La ventana de creación de sección es igual para vigas que para pilares ya que al fin y al cabo ambas son secciones rectangulares de hormigón armado. No obstante, en un caso la rigidez se reduce al 70 % y en otro al 50 %, según las recomendaciones de la FEMA, en la ventana de modificación de propiedades.

Además tal y como se ve en las figuras 58 y 59 en la página siguiente la definición del refuerzo si que es muy distinta. Esto se ha explicado con mayor detalle en la subsección 6.1.2.

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)
 M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Rebar
 Confinement Bars (Ties): Rebar

Reinforcement Configuration

Rectangular
 Circular

Confinement Bars

Ties
 Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked
 Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 35 mm
 Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 4
 Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 4
 Longitudinal Bar Size and Area: 16 ... 201 mm²
 Corner Bar Size and Area: 25 ... 491 mm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 8 ... 50 mm²
 Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 200 mm
 Number of Confinement Bars in 3-dir: 4
 Number of Confinement Bars in 2-dir: 4

OK Cancel

Figura 58: Definición del armado de pilares

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)
 M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Rebar
 Confinement Bars (Ties): Rebar

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 50 mm
 Bottom Bars: 50 mm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 672 mm²
 Top Bars at J-End: 672 mm²
 Bottom Bars at I-End: 402 mm²
 Bottom Bars at J-End: 402 mm²

OK Cancel

Figura 59: Definición del armado de vigas

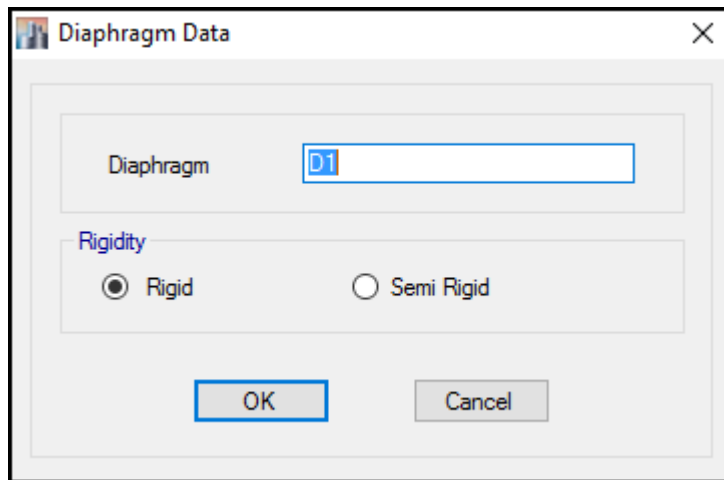


Figura 60: Creación de diafragmas rígidos

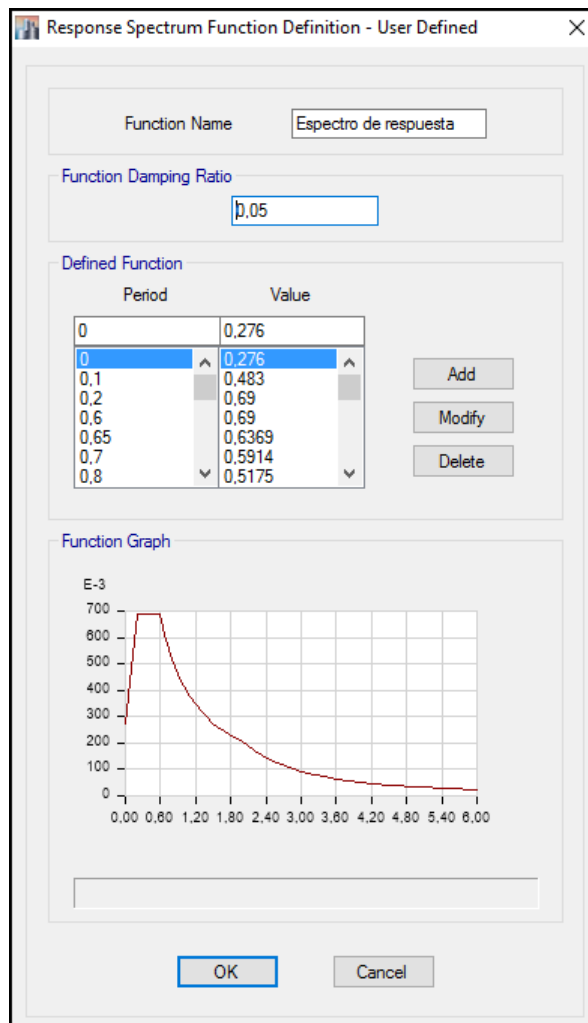


Figura 61: Definición del espectro de respuesta

Los diafragmas se definen rígidos, de modo que como ocurría en el modelo de CypeCAD los desplazamientos x e y son iguales en cabeza de todos los pilares. El espectro de respuesta se introduce manualmente, punto por punto.

En la definición de la masa del sistema debe prestarse atención a que el peso propio no se contabilice doblemente. En este caso, se ha optado por desactivar la casilla de ‘masa propia de los elementos’ de modo que únicamente se contabiliza la masa de los casos de carga seleccionados. El caso de carga ‘peso propio’ ya incluye la masa de los elementos estructurales.

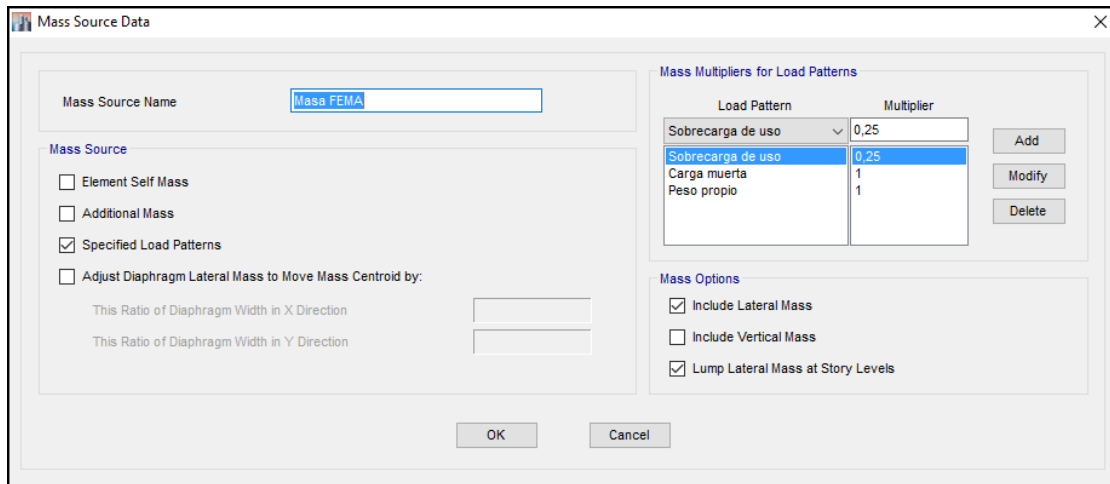


Figura 62: Definición de la masa del sistema

B.2. Modelización y análisis

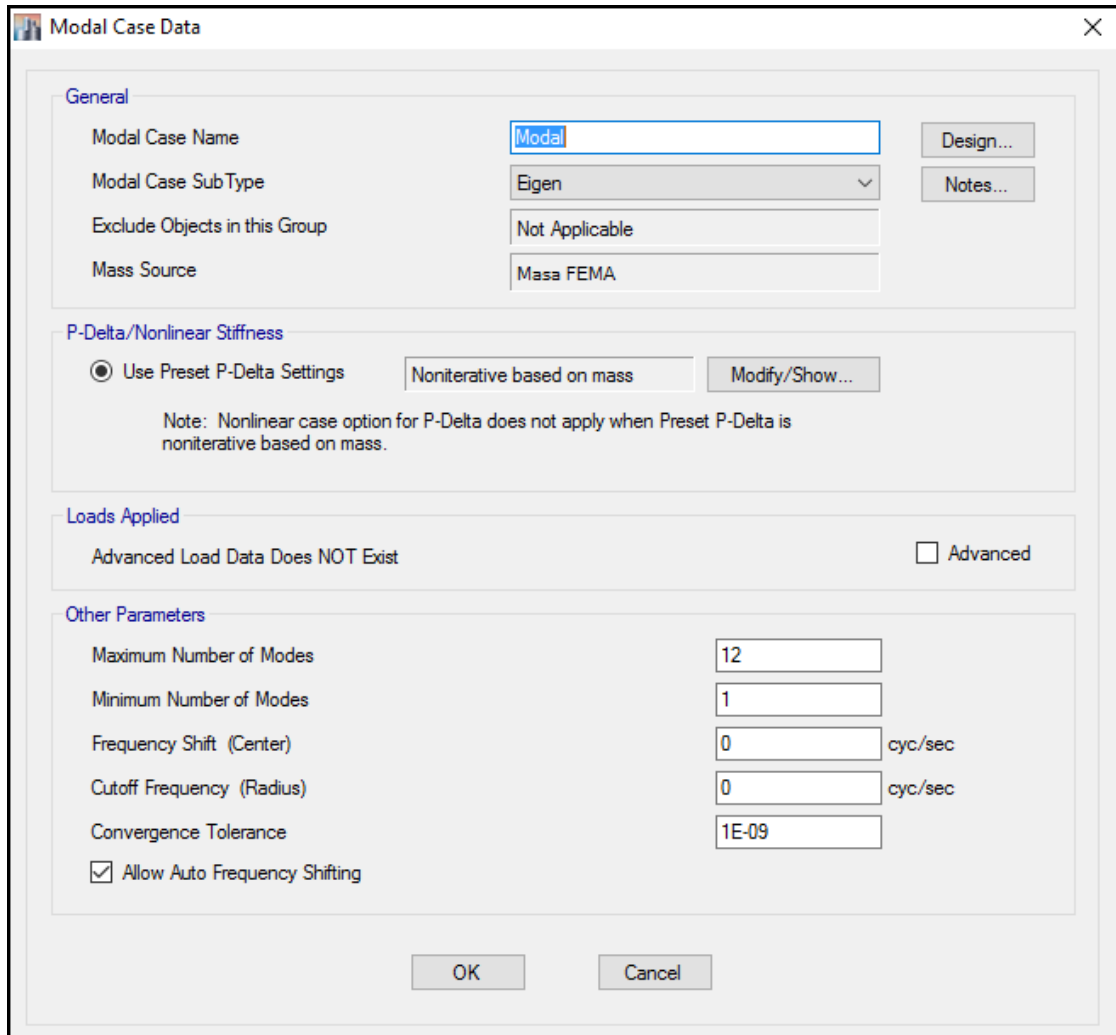


Figura 63: Análisis modal

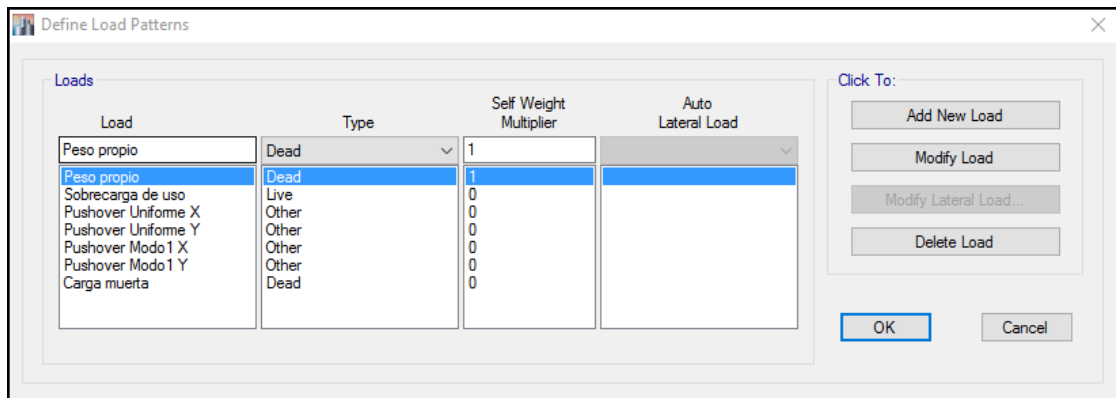


Figura 64: Creación de patrones de carga

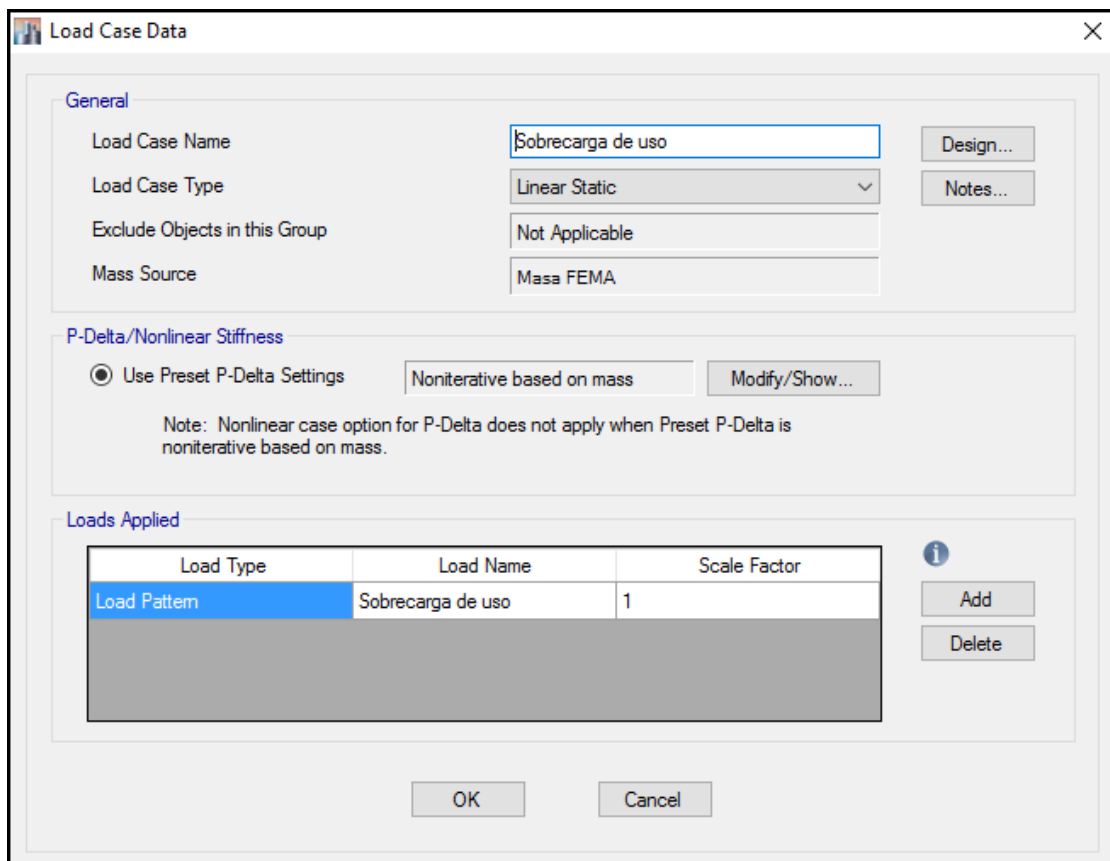


Figura 65: Caso 'Sobrecarga de uso'

El caso de carga 'sobrecarga de uso' es un ejemplo de caso estático y lineal que incluye únicamente su patrón de cargas correspondiente y al que se le ha puesto el mismo nombre.

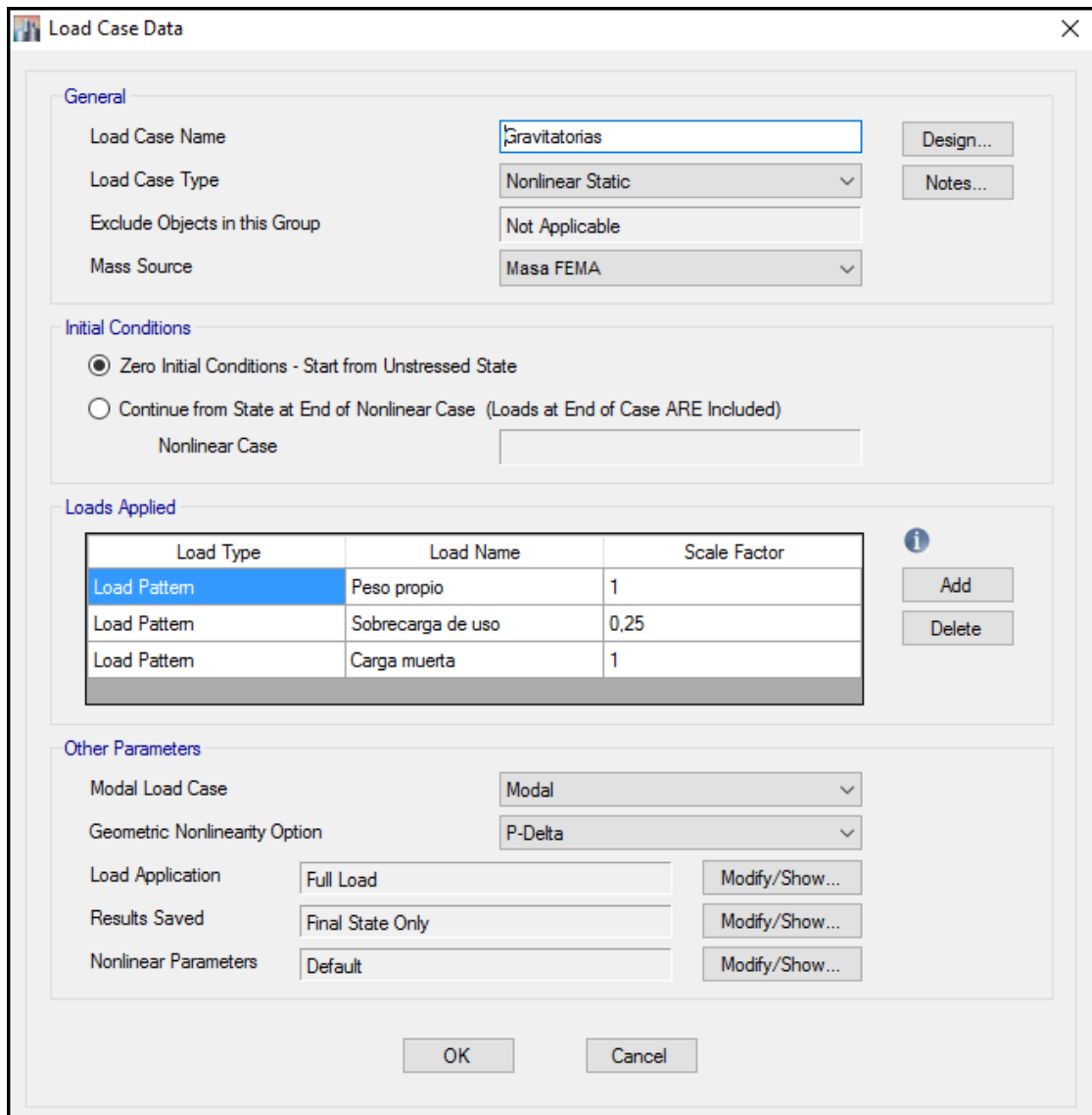


Figura 66: Caso 'Gravitatorias'

El caso de carga 'sobrecarga de uso' es un ejemplo de caso estático y lineal pero que incluye varios patrones de carga combinados. En este caso se añade la carga de peso propio, la carga muerta, y un 25% de la sobrecarga de uso.

En la figura 67 en la página siguiente se ve la aplicación de un caso de carga no-lineal. Todos los utilizados para el análisis de empujes incrementales son así. Puede verse como incluye las cargas correspondientes a su patrón de cargas, pero las condiciones iniciales se basan en el caso 'Gravitatorias'. Además, la configuración de la aplicación de la carga y el guardado de resultados es distinto, tal como se explicaba en la subsección 6.1.5.

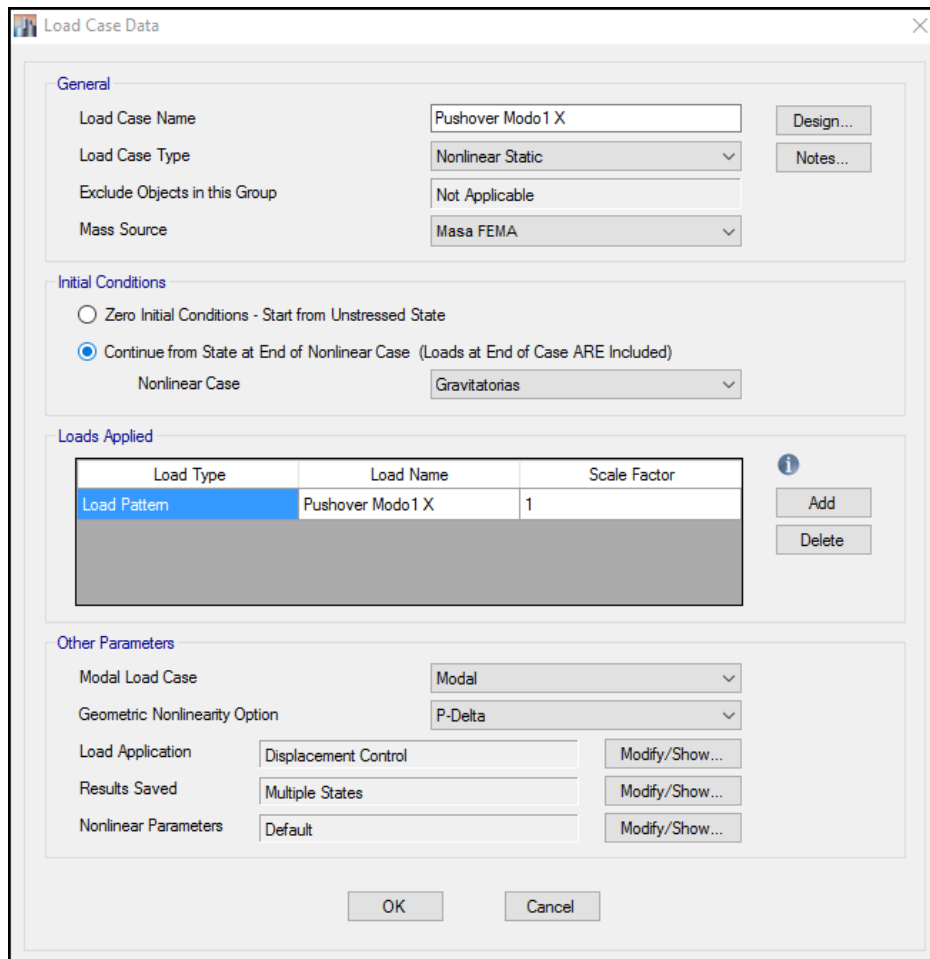


Figura 67: Caso 'Pushover modal en dirección x '

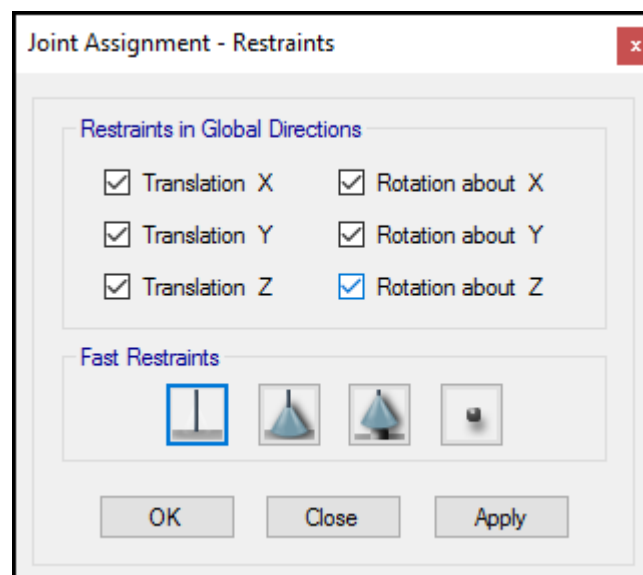


Figura 68: Restricciones en base de pilares

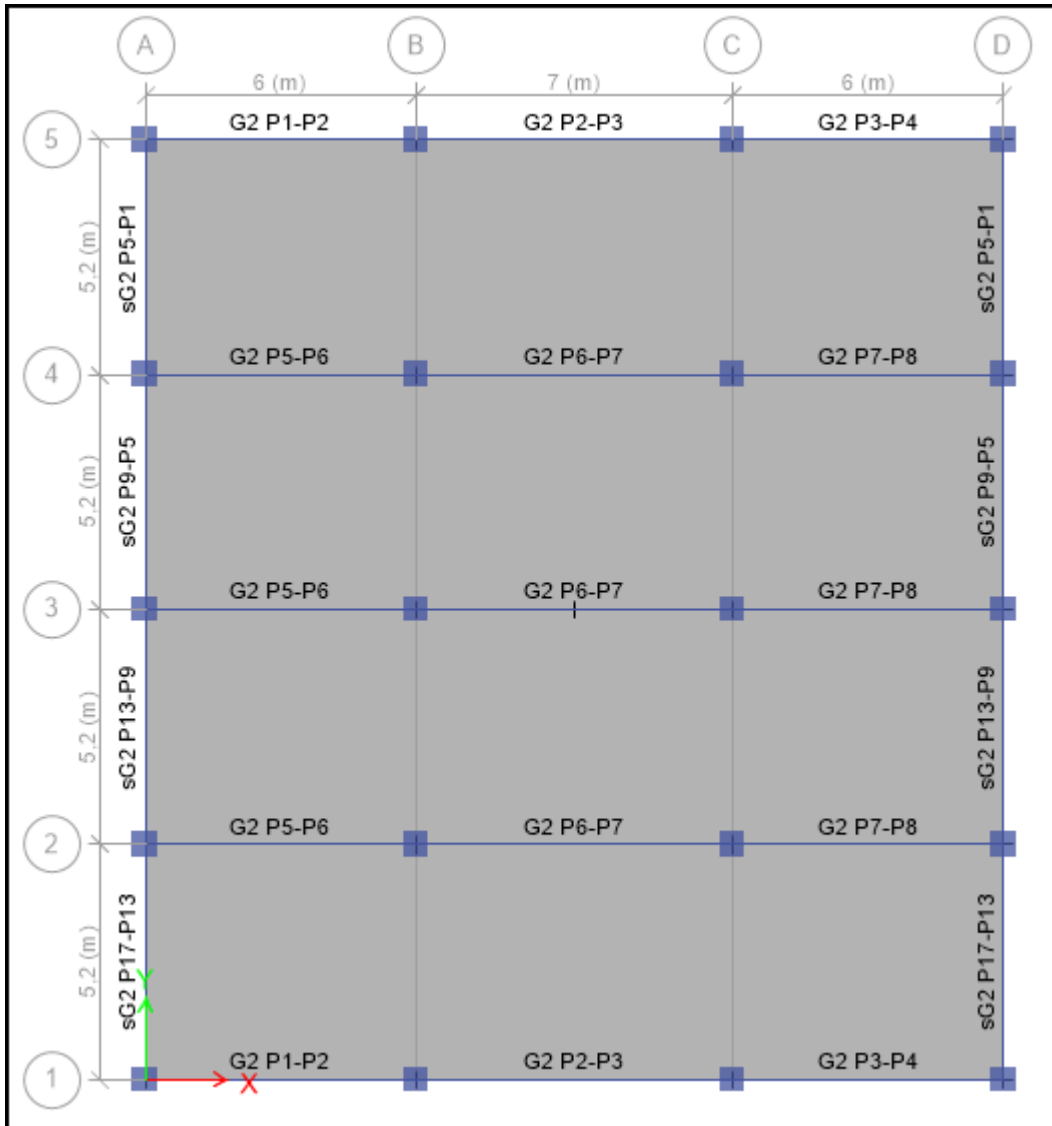


Figura 69: Asignación de secciones

Se muestra aquí una imagen del proceso de asignación de secciones. Es importante tener un código de nombres ordenado para poder comprobar al mismo tiempo que cada sección se asigna a la barra que le corresponde. La vista en planta facilita la asignación a las vigas, mientras que la vista en alzado facilita la asignación de las secciones a los pilares.

En este caso, todas las cargas aplicadas son lineales o puntuales. Las figuras 70 y 71 en la página siguiente presentan respectivamente las ventanas donde se asignan dichas cargas. En este punto debe prestarse mucha atención a que cada carga se asigna al patrón adecuado.

Frame Load Assignment - Distributed

Load Pattern Name: Sobrecarga de uso

Load Type and Direction:

 Forces Moments

 Direction of Load Application: Gravity

Options:

 Add to Existing Loads

 Replace Existing Loads

 Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1.	2.	3.	4.
Distance	0	0,25	0,75	1
Load	0	0	0	0

Relative Distance from End-I
 Absolute Distance from End-I

Uniform Load:

 Load: 2,08 kN/m

OK Close Apply

Figura 70: Asignación de cargas distribuidas

Joint Load Assignment - Force

Load Pattern Name: Pushover Uniforme X

Limits:

Force Global X: 1000 kN

Force Global Y: 0 kN

Force Global Z: 0 kN

Moment Global XX: 0 kN-m

Moment Global YY: 0 kN-m

Moment Global ZZ: 0 kN-m

Options:

 Add to Existing Loads

 Replace Existing Loads

 Delete Existing Loads

OK Close Apply

Figura 71: Asignación de cargas puntuales

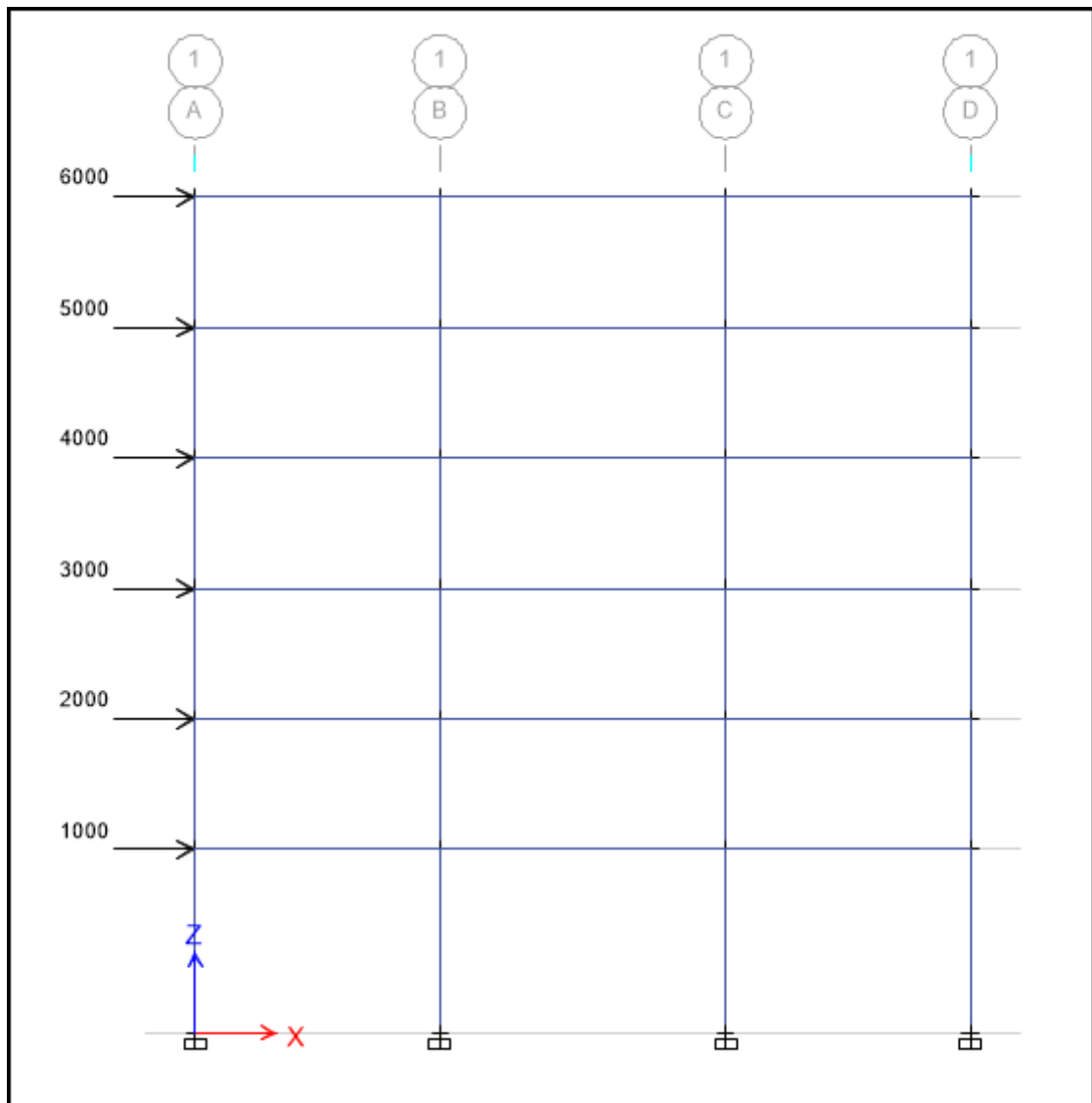


Figura 72: Visualización de cargas

En todo momento pueden verse las cargas —puntuales o lineales— de a un patrón de cargas, para comprobar que el proceso se ha realizado correctamente.

B.3. Resultados

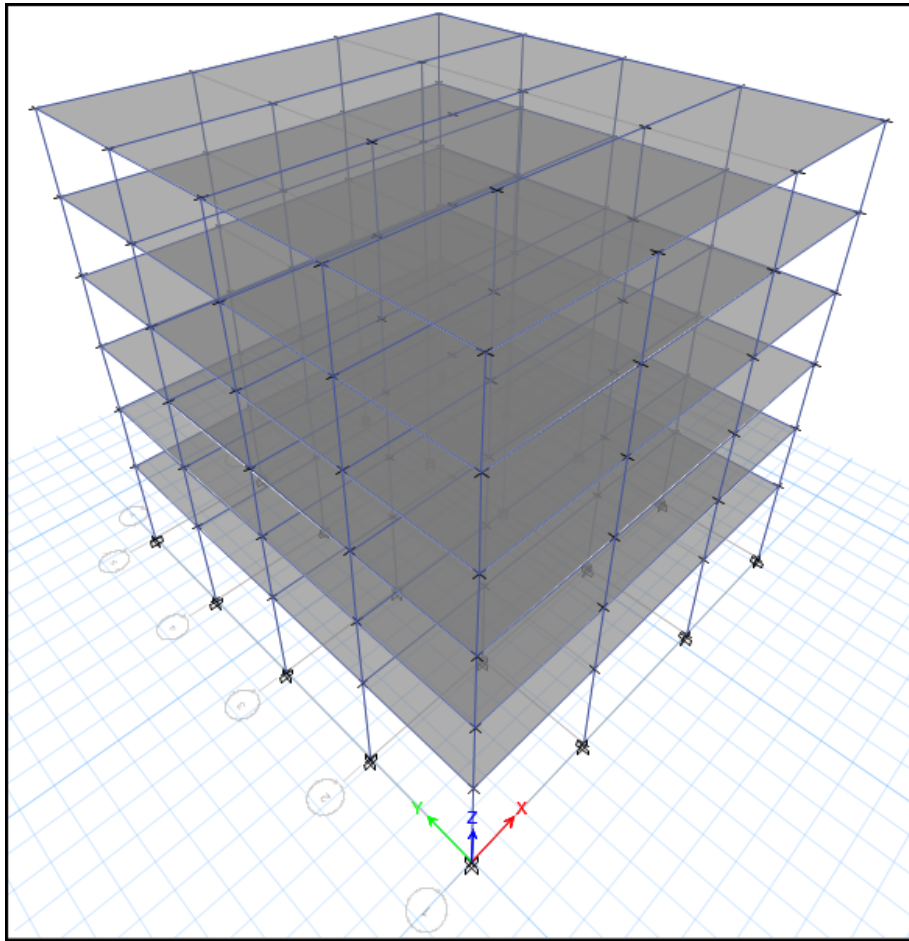


Figura 73: Visualización del modelo 3D

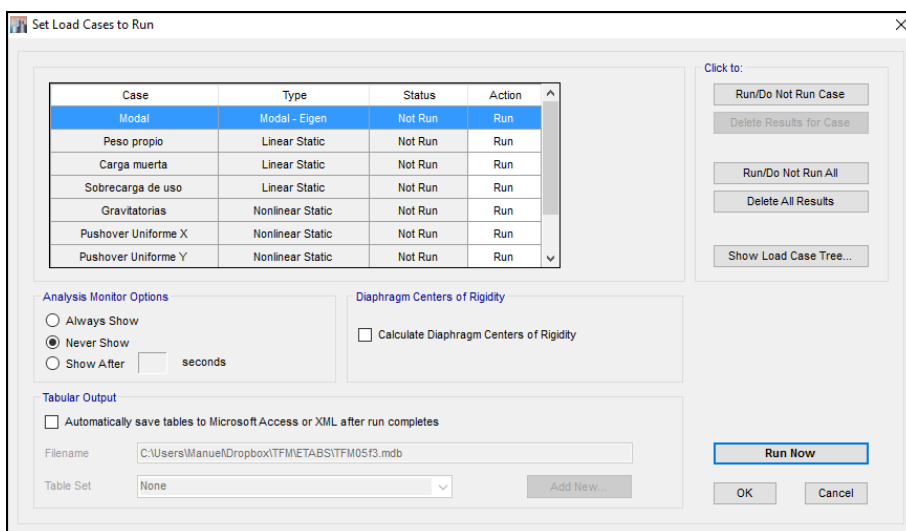


Figura 74: Ejecución de los casos

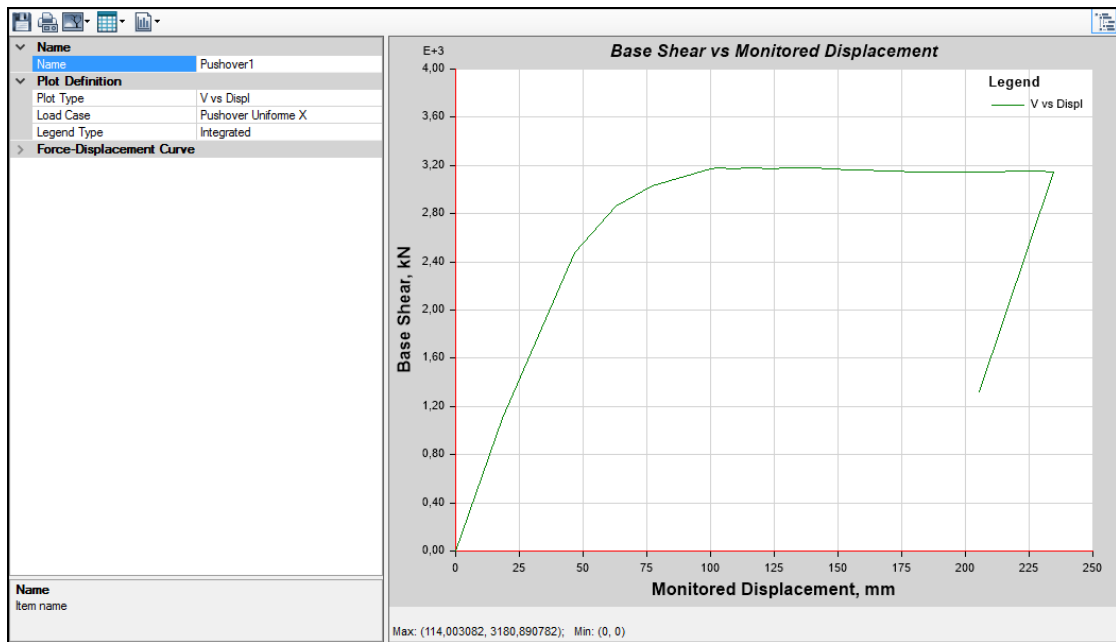


Figura 75: Gráfica fuerza-desplazamiento

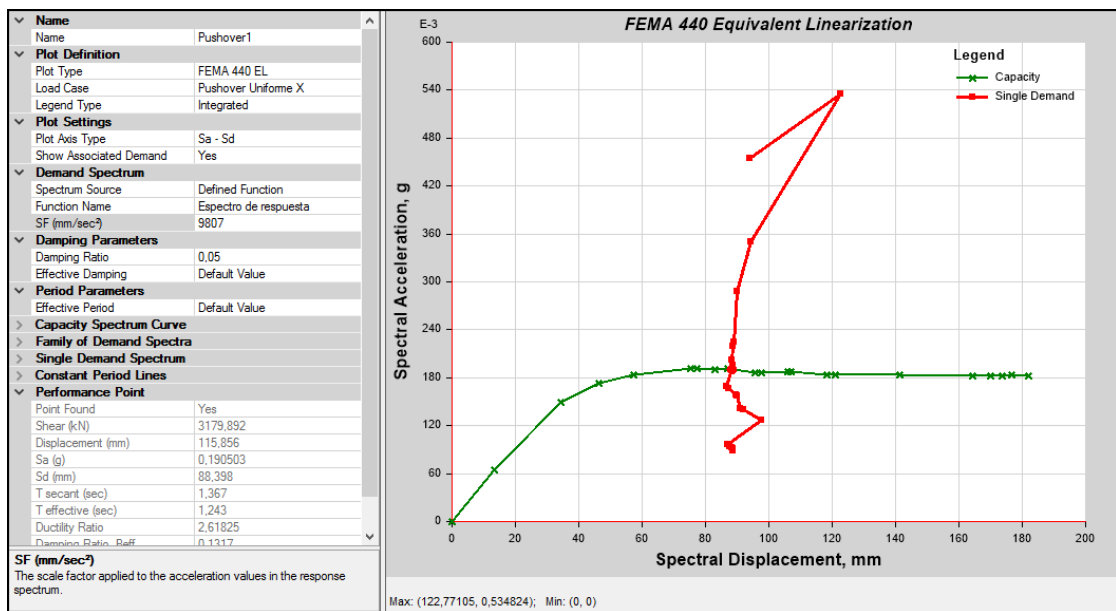


Figura 76: Gráfica aceleración-desplazamiento espectral

Las gráficas de fuerza-desplazamiento y de aceleración-desplazamiento espectral son el resultado más importante que obtenemos del programa. Aquí vemos la configuración empleada para que el programa realice el método *EL*, que es fundamentalmente la selección del espectro de respuesta previamente definido como fuente y el factor de escala del mismo, que debe ser 9807 para que las unidades se correspondan.

C. Deformadas *pushover*

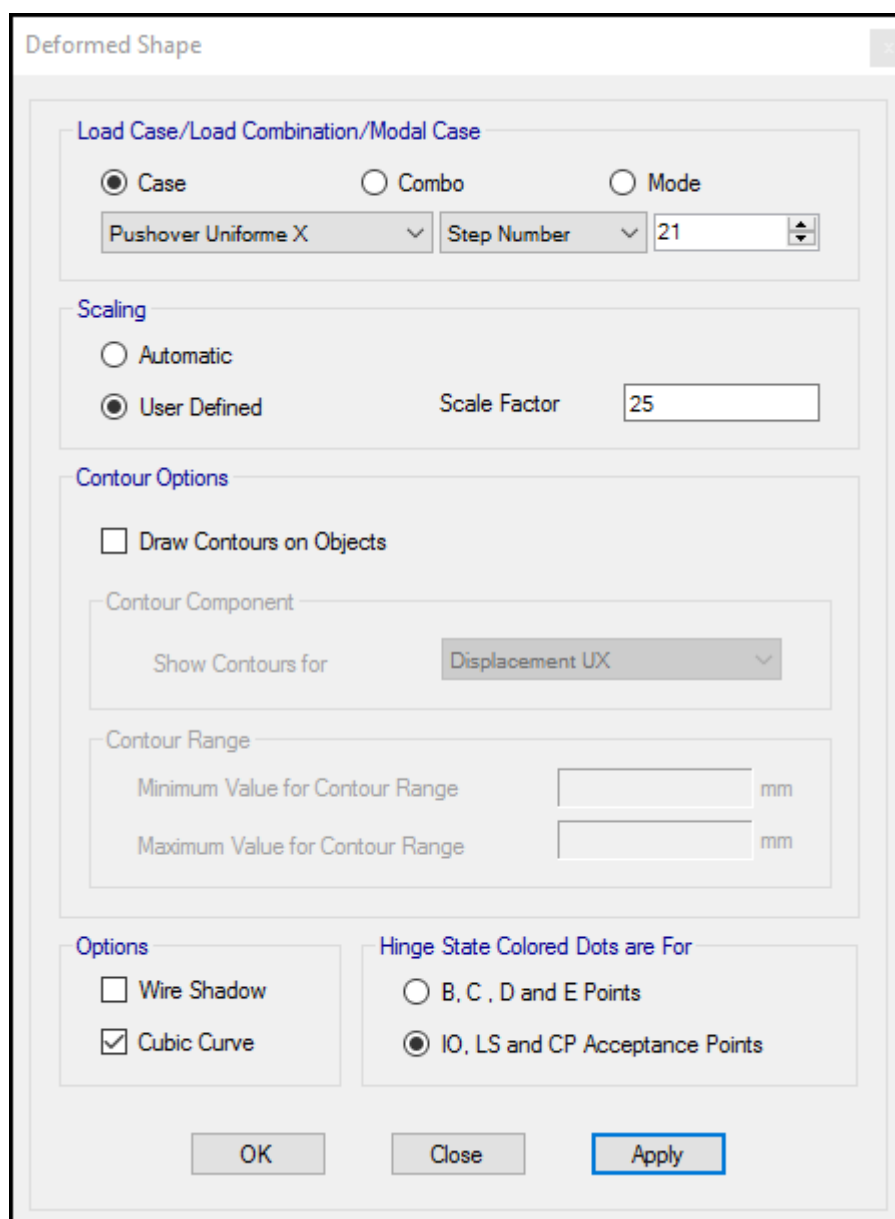


Figura 77: Parámetros de la visualización de las deformadas

En la imagen se muestra la configuración de visualización de las deformadas que aparecen en esta sección. Con el programa puede analizarse paso a paso la formación de rótulas plásticas en la estructura. Aquí se muestra siempre la situación previa al colapso, por ser la más representativa y la que aporta mayor información.

C.1. Estructuras de 6 alturas

Estructura 3D-06-DCM

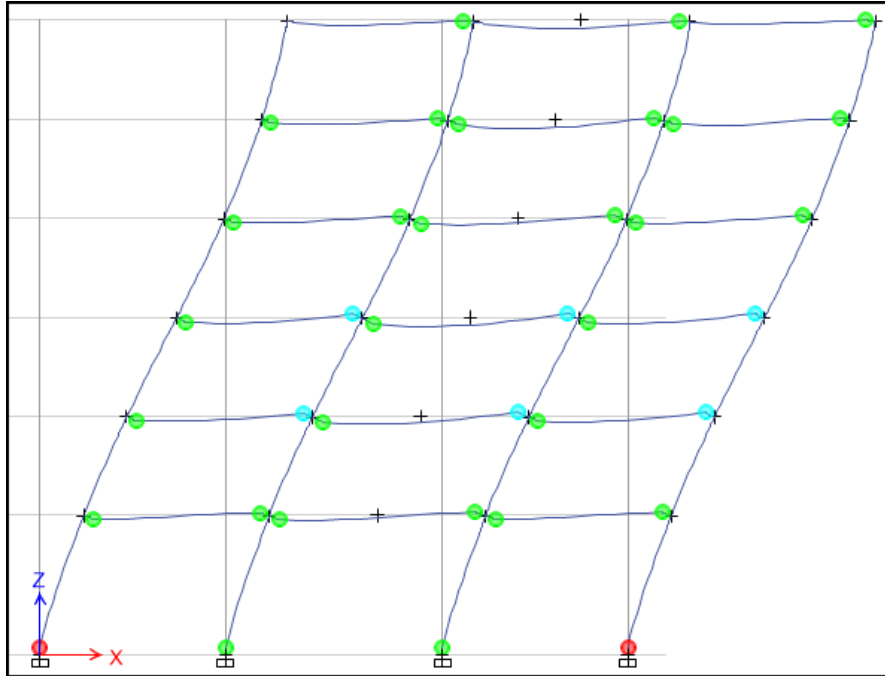


Figura 78: Deformada, 3D-06-DCM, patrón modal dirección x

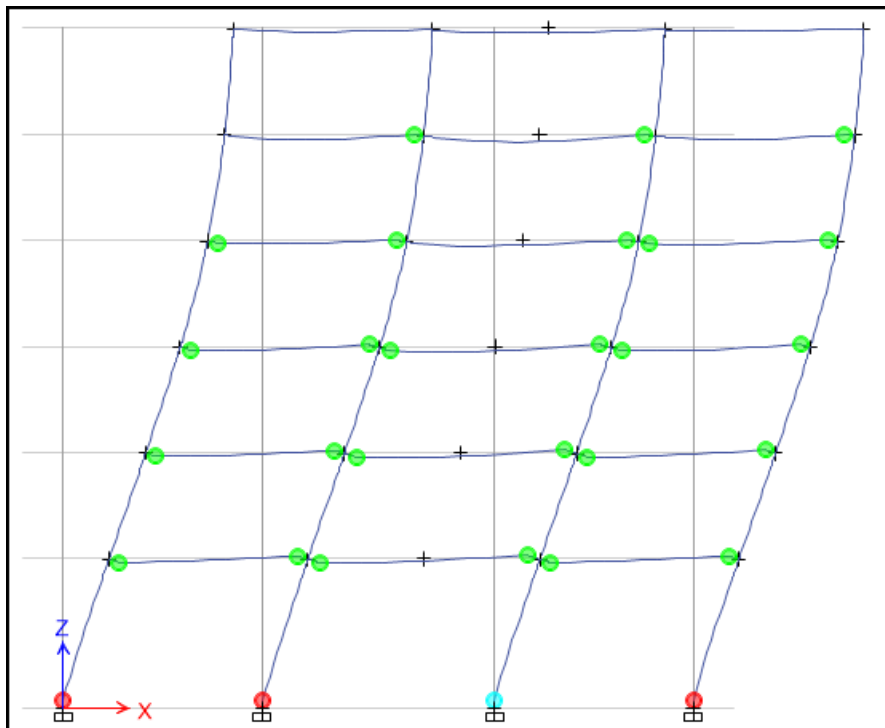


Figura 79: Deformada, 3D-06-DCM, patrón uniforme dirección x

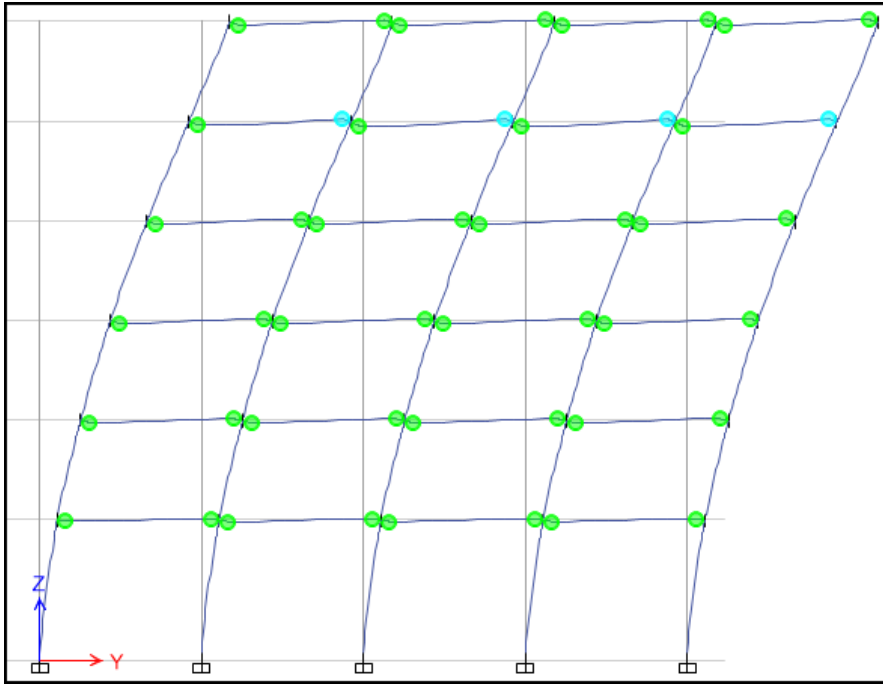


Figura 80: Deformada, 3D-06-DCM, patrón modal dirección y

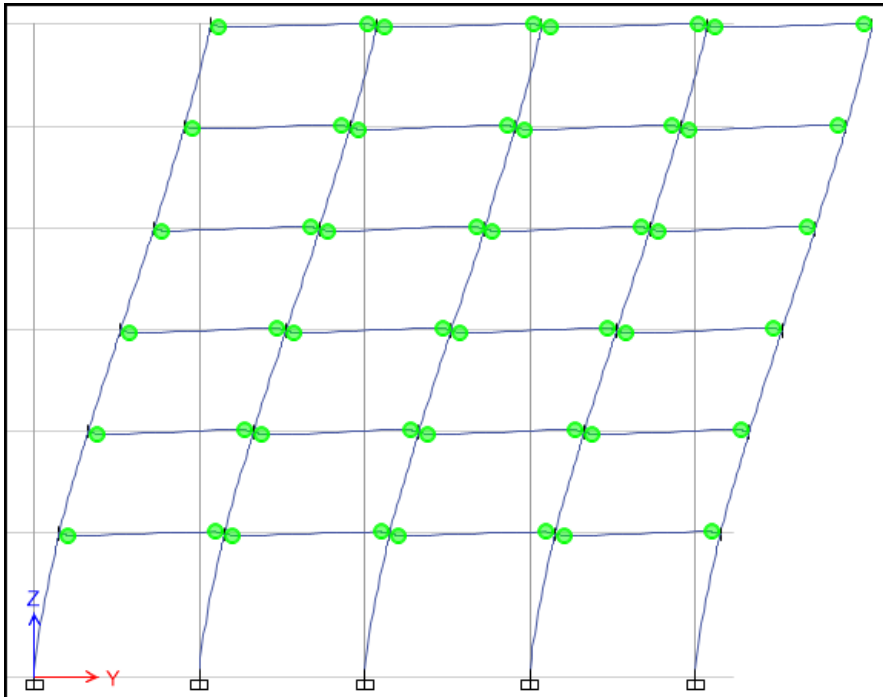


Figura 81: Deformada, 3D-06-DCM, patrón uniforme dirección y

Estructura 2D-06-DCM

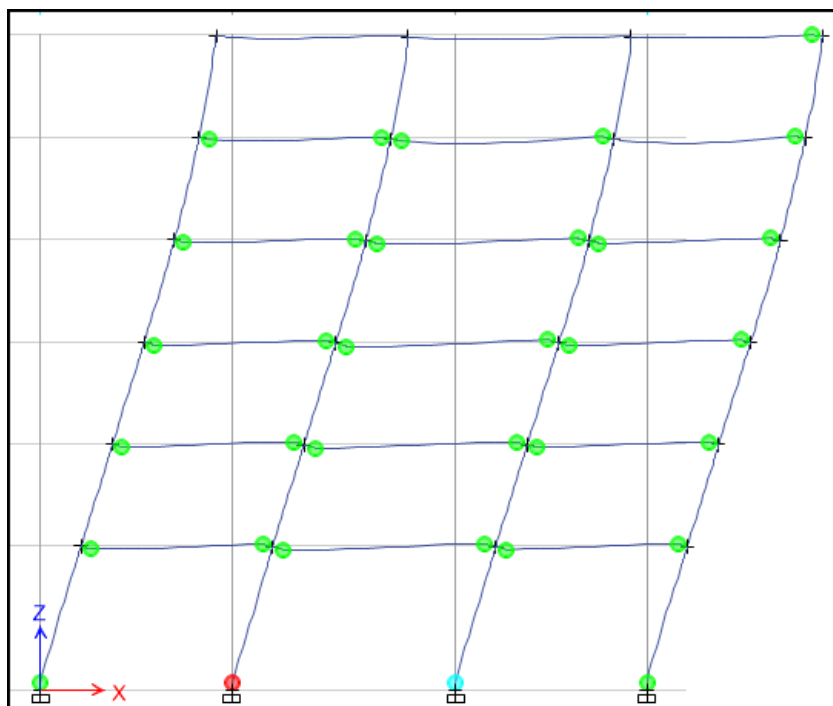


Figura 82: Deformada, 2D-06-DCM, patrón modal dirección x

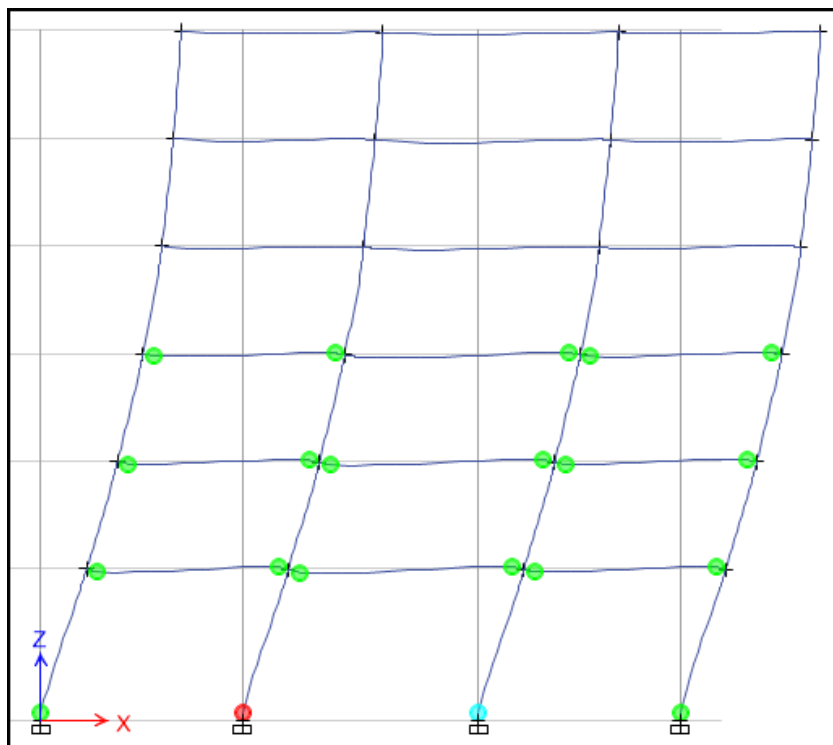


Figura 83: Deformada, 2D-06-DCM, patrón uniforme dirección x

Estructura 2D-06-DCH

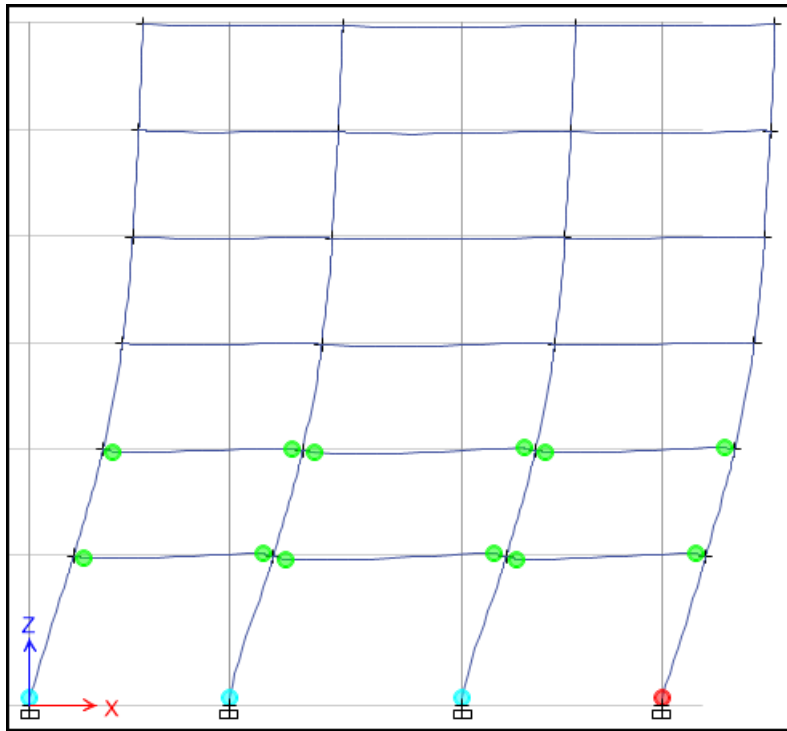


Figura 84: Deformada, 2D-06-DCH, patrón modal dirección x

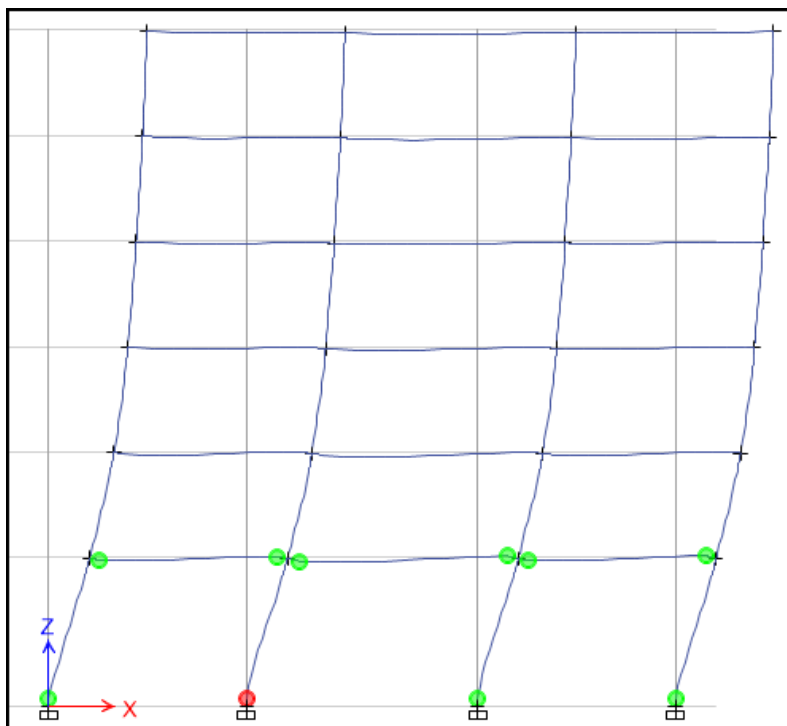


Figura 85: Deformada, 2D-06-DCH, patrón uniforme dirección x

C.2. Estructuras de 10 alturas

Estructura 2D-10-DCM

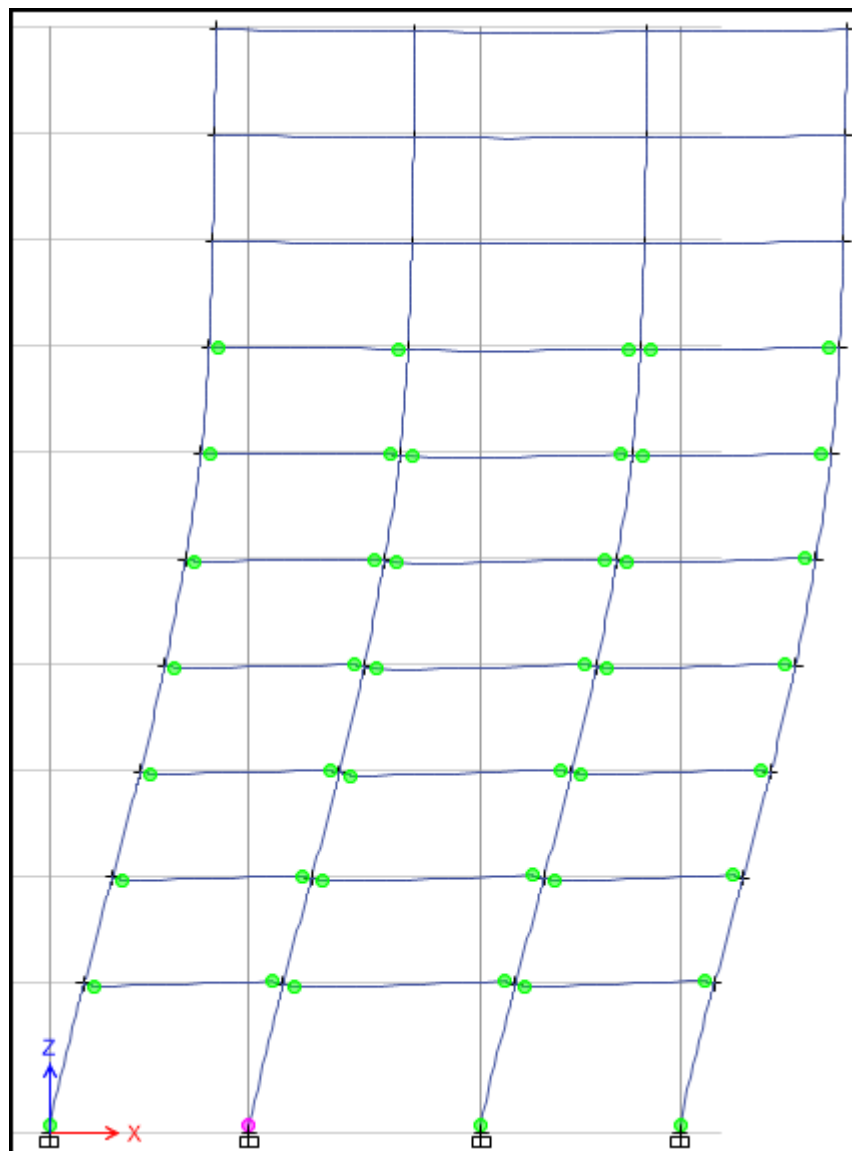


Figura 86: Deformada, 2D-10-DCM, patrón modal dirección x

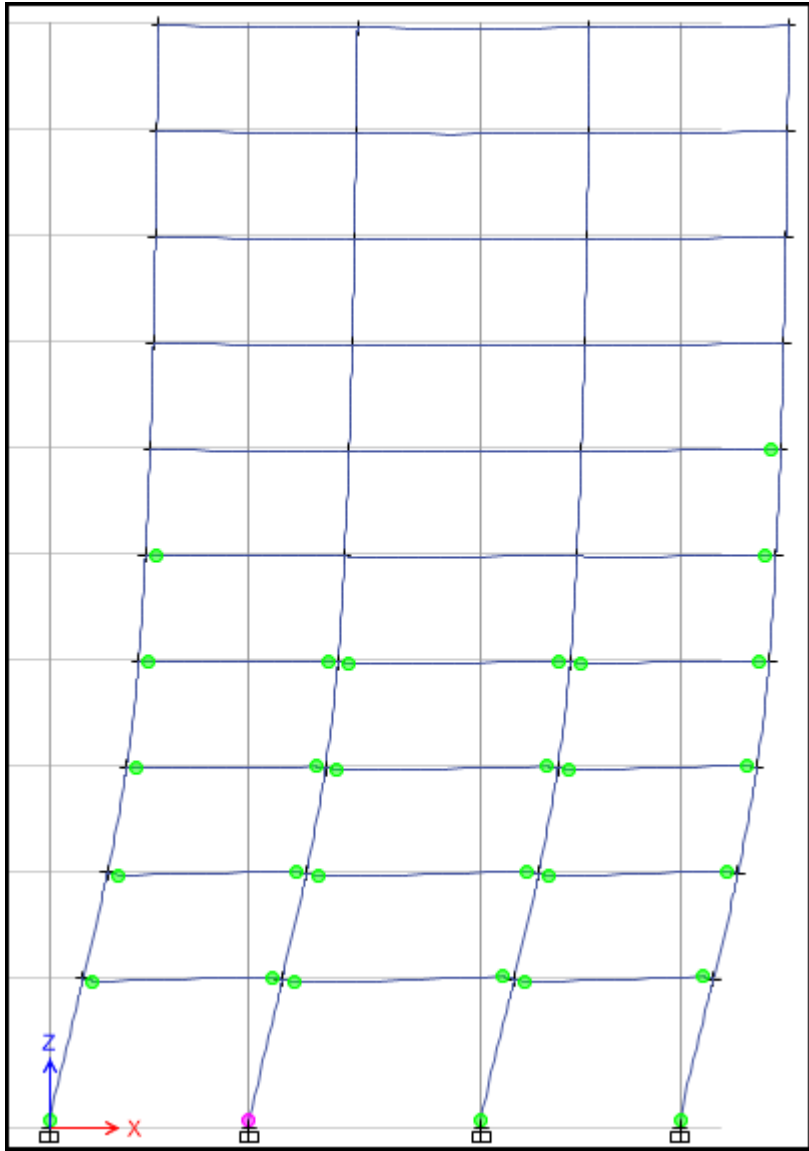


Figura 87: Deformada, 2D-10-DCM, patrón uniforme dirección x

Estructura 2D-10-DCH

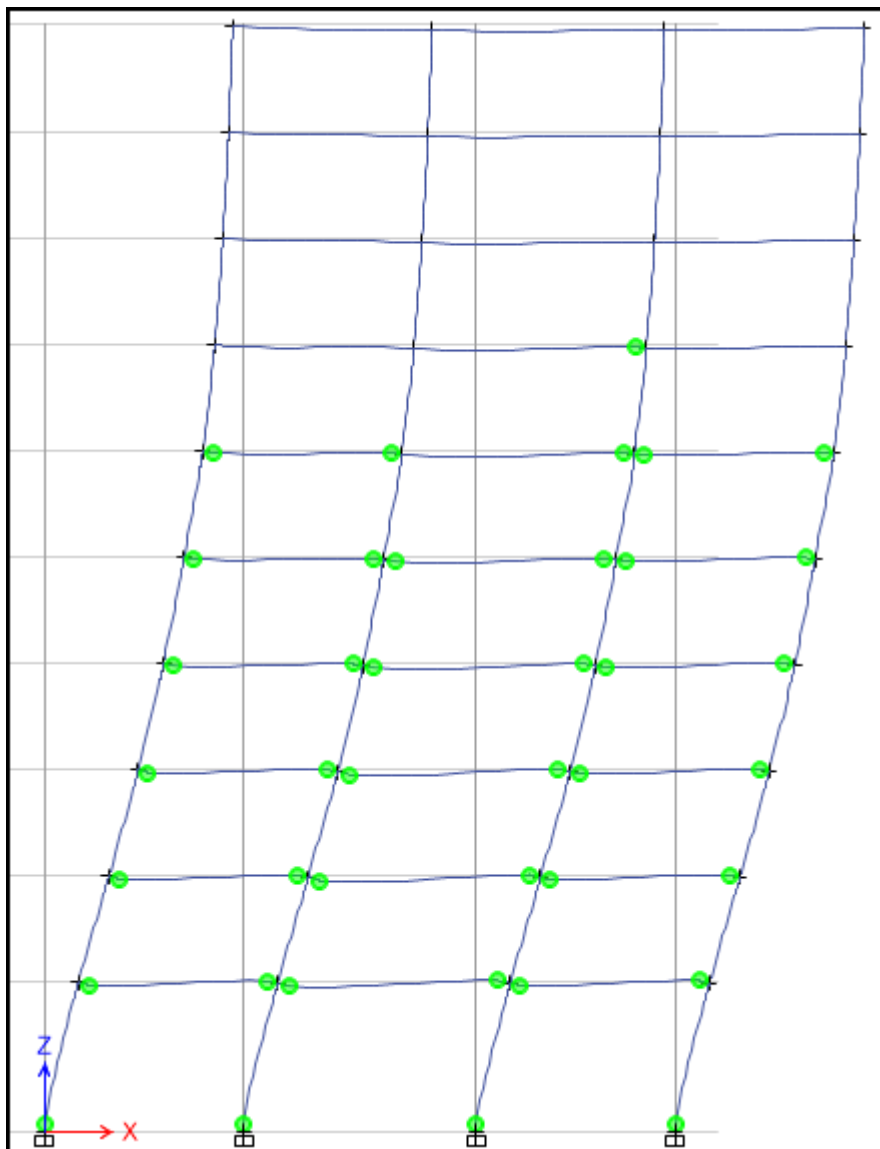


Figura 88: Deformada, 2D-10-DCH, patrón modal dirección x

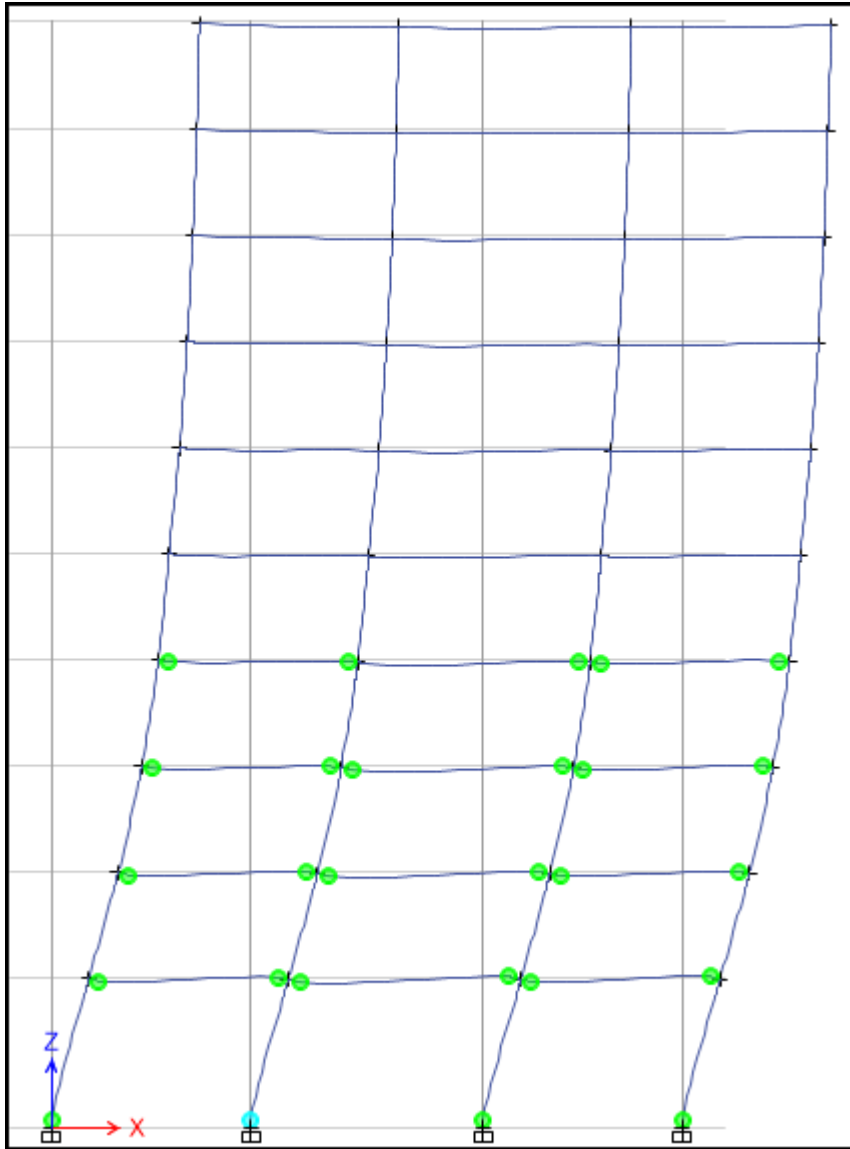


Figura 89: Deformada, 2D-10-DCH, patrón uniforme dirección x

Referencias

- [1] LaTeX team. *www.latex-project.org*. 31/07/2016.
- [2] Applied technology council. *Atc40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, 1996.
- [3] Comité Europeo de Normalización. *Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes*, 1998.
- [4] M. Bozzo Luis and Alex H. Barbat. *Diseño sismorresistente de edificios*. Reverté, 1999.
- [5] Graham H Powell. Displacement-based seismic design of structures. *Earthquake Spectra*, 24(2):555–557, 2008.
- [6] Ministerio de Fomento. *Norma de Construcción Sismorresistente, NCSE-02*. Ministerio de Fomento, 2002.
- [7] Federal Emergency Management Agency. *FEMA 454: Designing for Earthquakes*, 2006.
- [8] C. V. R. Murty, Rupen Goswami, A. R. Vijayanayanan, and Vipul V. Mehta. *Some Concepts in Earthquake Behaviour of Buildings*. Government of Gujarat, 2012.
- [9] Andrew Charleson. *Seismic Design for Architects, outwitting the quake*. Routledge, 2008.
- [10] Qimao Liu and Juha Paavola. An optimization procedure for seismic design of steel frames for multi-performance and multi-hazard levels. *Advances in Structural Engineering*, 18(1):59–74, 2015.
- [11] Peter Fajfar and M. Fischinger. Non-linear seismic analysis of rc buildings: Implications of a case study. *European Earthquake Engineering*, 1:31–43, 1987.
- [12] Peter Fajfar and Peter Gaspersic. The n2 method for the seismic damage analysis of rc buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25:31–46, 1996.
- [13] Peter Fajfar. A simplified nonlinear method for seismic damage assessment. In *19th European regional earthquake engineering seminar*, 1997.
- [14] Peter Fajfar. Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28:979–993, 1999.
- [15] Spyridon Themelis. Pushover analysis for seismic assessment and design of structures. Master’s thesis, Heriot-Watt University, 2008.
- [16] Peter Fajfar. A nonlinear analysis method for performance based seismic design. *Earthquake Spectra*, 16(3):573–592, 2000.
- [17] Edgar Pujante Saura. Evaluación prestacional y de detalle del proyecto de estructuras aperticadas de hormigón armado. Master’s thesis, Universidad Politécnica de Valencia, 2015.
- [18] CYPE Ingenieros. *www.cypecad.cype.es*. 31/07/2016.
- [19] Applied Technology Council. *Fema 440: Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*, 2005.
- [20] American Society of Civil Engineers. *Fema 356: prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Noviembre 2000.
- [21] M. J. N. Priestley, G. M. Calvi, and M. J. Kowalsky. *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press, 2007.

- [22] D. Mestrovic, D. Cizmar, and M. Pende. Non linear analysis of structures according to new european design code. In *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, Octubre 2008.
- [23] Anil K Chopra, Jesús Elmer Murrieta, Luciano Roberto Fernández Solá, and Consuelo Gómez Soberón. *Dinámica de estructuras*. Pearson Educación, 2014.
- [24] Computers and Inc. Structures. *www.csiamerica.com*. 31/07/2016.
- [25] Comité Europeo de Normalización. *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras*. 1998.
- [26] Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento. Ehe-08: Instrucción del hormigón estructural, 2008.
- [27] American Society of Civil Engineers. Asce 41-13: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, 2014.
- [28] Inc. Computers & Structures. *ETABS documentation*, 2015.
- [29] C.D. Poland, J. Hill, R.L. Sharpe, and J. Soulages. *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. Structural Engineers Association of California, 1995.