



POLITÉCNICA

INDUSTRIALES 
ETSII | UPM

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE
INGENIEROS INDUSTRIALES

**TRABAJO FIN DE MASTER PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE MASTER UNIVERSITARIO
EN INGENIERÍA SÍSMICA: DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS.**

**CÁLCULO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CONVENCIONALES DE
EDIFICACIÓN APLICANDO MÉTODOS LINEALES Y NO LINEALES
IMPLEMENTADOS EN DIFERENTES NORMAS. ESTUDIO
COMPARATIVO.**



AUTOR: RUBÉN ALONSO ALONSO

DIRECTOR DEL TRABAJO FIN DE MASTER: AMADEO BENAVENT CLIMENT

FECHA: SEPTIEMBRE 2016

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Silvia por su apoyo incondicional. Ha sido parte fundamental en este recorrido y sin duda el esfuerzo ha sido compartido.

También a mi director Amadeo Benavent Climent por su profesionalidad y gran predisposición para ayudar en todo momento. Sin él no habría podido realizar este trabajo fin de Master.

Por último, gracias a todos esos amigos que me animaron a realizar el Master y, a aquellos otros, que comprendieron y respetaron la decisión. Ellos saben quiénes son.

RESUMEN

El objetivo de este trabajo bajo el título “*Cálculo sísmico de estructuras convencionales de edificación aplicando métodos lineales y no lineales implementados en diferentes normas. Estudio comparativo*” es, en primer lugar, evaluar las diferencias entre los principales métodos de cálculo lineales y no lineales para proyectar estructuras porticadas convencionales de hormigón armado. Los métodos de cálculo desarrollados son:

- ✓ Cálculos estáticos lineales mediante la implementación de los métodos simplificados de la NCSE-02 y del EN1998-1 (Eurocódigo 8).
- ✓ Cálculos dinámicos lineales (*análisis modal espectral*) según EN 1998-1.
- ✓ Cálculos estáticos no lineales (*Capacity Spectrum Method*) según la FEMA 440.
- ✓ Cálculos dinámicos directos no lineales con acelerogramas reales escalados según el EN 1998-1.

Como resultado de la comparativa de dichos métodos, se constata la importancia de los «*métodos de cálculo estáticos no lineales*» suponiendo un avance para el proyecto de estructuras sismorresistentes respecto a los métodos tradicionales basados en fuerzas.

En este sentido, como método de cálculo estático no lineal, se incluye el «*Capacity Spectrum Method*» presentado en la ATC 40 (1996) y posteriormente mejorado en la FEMA 440. Mediante su aplicación, se ponen de manifiesto ventajas del método entre las que destaca la posibilidad de cuantificar el nivel de daño de la estructura permitiendo, además, la posibilidad de materializar el nuevo paradigma que surge en la década de los 90 del siglo pasado llamado «*Proyecto sismorresistente basado en prestaciones*», por el cual, se pueden concebir y proyectar estructuras que sean capaces de exhibir un nivel de daño predecible cuando son afectadas por los terremotos. Asimismo, en el presente trabajo, se cuantifica la reducción, en cuanto a medición total de kilos de acero pasivo, que puede implicar la aplicación de los métodos de cálculo estáticos no lineales frente a los métodos tradicionales basados en fuerzas (*análisis modal espectral*).

Por otro lado, mediante cálculos estáticos lineales, se realiza una comparativa entre la normativa española NCSE-02 y el EN 1998-1. Como resultado de dicha comparativa se ponen de manifiesto las diferencias entre ambas normas a la hora de definir los requisitos asociados al mecanismo de colapso del tipo “viga débil-columna fuerte”. Se cuantifican dichas diferencias desde el punto de vista técnico, e incluso económico, valorando la repercusión en la medición total de kilos de acero pasivo y volumen (m³) de hormigón.

El trabajo está estructurado como sigue:

- El capítulo 1 introduce el objetivo y la metodología aplicada.
- El capítulo 2 describe el estado del conocimiento de las diferentes metodologías de cálculo existentes, así como las soluciones estructurales convencionales y avanzadas en el proyecto sismorresistente. Igualmente se detalla el concepto de ductilidad y sus diferentes tipos.

- El capítulo 3 define el prototipo estructural utilizado, así como cargas, materiales, bases de cálculo y niveles de ductilidad aplicados en las distintas simulaciones numéricas realizadas.
- En el capítulo 4 y 5 se desarrollan todos los cálculos realizados bajo los diferentes métodos de cálculo. Se obtienen resultados numéricos, principalmente desplazamientos, cortantes basales y aceleraciones absolutas por niveles para una posterior comparación e interpretación.
- Finalmente, en el capítulo 6, se incluye una comparativa de la predicción obtenida de desplazamientos, aceleraciones absolutas y cortantes basales mediante los diferentes métodos de cálculos. Se presentan por ultimo las conclusiones y las futuras líneas de investigación propuestas.

CONTENIDO

1. CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 OBJETO	1
1.3 METODOLOGÍA.....	2
2. CAPÍTULO 2: ESTADO DEL CONOCIMIENTO	3
2.1 MÉTODOS DE PROYECTO SISMORRESISTENTE	3
2.1.1 Métodos de proyecto basados en Fuerzas (DBF).....	3
2.1.2 Métodos de proyecto basados en desplazamientos (DBD)	7
2.2 FILOSOFÍA DE proyecto BASADA EN PRESTACIONES (PBSD).....	9
2.3 SOLUCIONES ESTRUCTURALES EN EL PROYECTO SISMORRESISTENTE	13
2.3.1 Soluciones convencionales en zonas sísmicas: “Viga débil-columna fuerte”	13
2.3.2 Soluciones avanzadas en el proyecto sismorresistentes.....	15
2.4 CONCEPTO DE DUCTILIDAD Y TIPOS DE DUCTILIDADES	17
3. CAPÍTULO 3: PROTOTIPO ESTRUCTURAL UTILIZADO.....	19
3.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO Y DEI PROTOTIPO ESTRUCTURAL.....	19
3.2 UBICACIÓN DEL EDIFICO	20
3.3 NORMATIVA Y CARGAS UTILIZADAS	20
3.3.1 Normativa utilizada	20
3.3.2 Cargas gravitacionales.....	21
3.3.2.1 Peso propio.....	21
3.3.2.2 Cargas permanentes.....	21
3.3.2.3 Sobrecargas de uso.....	21
3.3.3 Cargas sísmicas.....	21
3.3.3.1 Espectro de respuesta	21
3.3.3.2 Factores de comportamiento aplicados en las simulaciones numéricas.	22
3.3.3.3 Masas consideradas en cálculos sísmicos según el EN 1998-1.....	24
3.3.3.4 Masas consideradas en cálculos sísmicos según la NCSE-02.....	25
3.3.4 Cargas de viento.....	26
3.4 MATERIALES	26
3.5 BASES DE CÁLCULO USADAS PARA EL DIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA.....	26
3.5.1.1 Coeficientes de minoración de resistencia de los materiales	26
3.5.1.2 Coeficientes de mayoración de acciones	27
3.5.1.3 Combinación de acciones	27
3.6 SOFTWARE UTILIZADO	28
4. CAPÍTULO 4: METODOS DE CÁLCULO LINEALES	29
4.1 CALCULOS ESTICOS LINEALES EMPLEANDO EN 1998-1 y NCSE-02	29
4.1.1 Objetivos	29
4.1.2 Marco teórico.....	29
4.1.2.1 Bases generales	29
4.1.2.2 Método simplificado según el EN 1998-1(Método de las fuerzas laterales).....	30

4.1.2.3	Método Simplificado según la NCSE-02 (Método Fuerzas Equivalentes).....	31
4.1.3	Modelo numérico adoptado	33
4.1.4	Aplicación del método simplificado del EN 1998-1 al prototipo estructural	33
4.1.4.2	Para ductilidad alta (DCH), $q=5.85$:	34
4.1.4.3	Límites de desplomes entre niveles	35
4.1.4.4	Resultados del dimensionado. Armados y mediciones	37
4.1.4.5	Comparativa entre DCM vs DCH. Conclusiones.....	40
4.1.5	Aplicación del método simplificado de la NCSE-02 al prototipo estructural	40
4.1.5.1	Mecanismo de colapso “columna fuerte-viga débil”.	41
4.1.5.2	Resultados del dimensionado. Armado y mediciones.....	61
4.1.6	Comparativa EN 1998-1 vs NCSE-02. Conclusiones.....	61
4.2	CÁLCULOS DINÁMICOS LINEALES EMPLEANDO EN 1998-1	64
4.2.1	Objetivos	64
4.2.2	Marco teórico: Análisis Modal Espectral.....	64
4.2.3	Modelo numérico adoptado	69
4.2.4	Límites de desplomes entre plantas.....	69
4.2.5	Efectos de 2º orden.....	70
4.2.6	Resultados (DCM y DCH)	71
4.2.6.1	Propiedades modales	71
4.2.6.2	Armado y mediciones.....	71
4.2.6.3	Resultados numéricos	74
4.2.6.4	Comparativa entre DCM vs DCH.....	82
5.	CAPÍTULO 5: MÉTODOS DE CÁLCULO NO LINEALES	85
5.1	CÁLCULOS ESTÁTICOS NO LINEALES EMPLEANDO FEMA 440	85
5.1.1	Objetivos	85
5.1.2	Marco teórico: <i>Capacity Spectrum Method</i>	85
5.1.2.1	General.	85
5.1.2.2	“Punto de desempeño”, Curva de Demanda y curva de Capacidad.	85
5.1.2.3	Procedimiento <i>Capacity Spectrum Method</i>	89
5.1.3	Modelo numérico adoptado	99
5.1.4	Aplicación del <i>Capacity Spectrum Method</i> . Calculo del punto de desempeño.....	101
5.1.5	Resultados (DCM y DCH)	115
5.1.5.1	Nivel de daños	115
5.1.5.2	Resultados numéricos	120
5.1.5.3	Comparativa entre DCM y DCH	124
5.1.6	Consideración de los modos de vibración altos (<i>Higher mode effects</i>)	125
5.1.7	Comparativa entre cálculos estáticos lineales y cálculos dinámicos lineales. Conclusiones.	132
5.1.7.1	Diferencia en desplazamientos y cuantías de acero cuando se emplean cálculos estáticos no lineales frente a dinámicos lineales	132
5.1.7.2	Comparativa de resultados numéricos.....	135
5.2	CÁLCULOS DINÁMICOS DIRECTOS NO LINEALES.....	136
5.2.1	Objetivos	136
5.2.2	Marco teórico.....	136
5.2.3	Modelo numérico adoptado	137

5.2.3.1	General	137
5.2.3.2	Modelos de histéresis adoptados.....	137
5.2.3.3	Amortiguamiento proporcional de Rayleigh	140
5.2.3.4	Método de Newmark-Beta	143
5.2.4	Acelerogramas	145
5.2.5	Resultados (DCM y DCH)	151
5.2.5.1	Resultados numéricos	151
5.2.5.2	Comparativa entre DCM y DCH	162
6.	CAPITULO 6: CONCLUSIONES	164
6.1	COMPARATIVA ENTRE LOS DIFERENTES MÉTODOS DE CÁLCULO EMPLEADOS	164
6.2	CONCLUSIONES FINALES	168
6.3	LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	172
7.	CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA	173
8.	ANEJOS.....	174

ÍNDICE DE FIGURAS:

Figura 2.1. Regla de igualdad de Desplazamientos.....	4
Figura 2.2. Regla igualdad de Desplazamientos: Periodos cortos vs medios y largos	5
Figura 2.3. Espectro de respuesta elástico y plástico.....	5
Figura 2.4. Análisis <i>Pushover</i> . Curva de Capacidad	7
Figura 2.5. Curva capacidad. Nivel de daño en desplazamientos	8
Figura 2.6. Modo 1 de vibración (Modo fundamental).....	9
Figura 2.7. Niveles de comportamiento.....	11
Figura 2.8. (2.8a y 2.8b). Comportamiento dúctil deseable.....	13
Figura 2.9. (2.9a, 2.9b, 2.9c). Columna fuerte-Viga débil.....	15
Figura 2.10. Formación de planta débil ante terremoto.....	15
Figura 2.11. Aisladores de base. Influencia sobre el periodo propios de la estructura	16
Figura 2.12. Aisladores de base. Influencia sobre las aceleraciones absolutas en plantas.....	17
Figura 2.13. Tipos de ductilidad	18
Figura 3.1. Vista 3D edificio de 6 plantas	19
Figura 3.2. Prototipo estructura. Pórtico plano de hormigón armado	20
Figura 3.3. Espectro de respuesta elástico. Granada	22
Figura 3.4. Espectros de respuesta elástico y de cálculo	24
Figura 4.1. Esquema general de fuerzas laterales equivalentes F_i y Esfuerzos cortantes V_i asociados.....	30
Figura 4.2. Espectro respuesta para método simplificado NCSE-02.....	32
Figura 4.3. Distribución y valor de las fuerzas laterales por niveles (DCM). EC-8.....	34
Figura 4.4. Distribución y valor de las fuerzas laterales por niveles (DCH). EC-8.....	35
Figura 4.5. Esquema combinación dimensionante (gravitatoria vs sísmica). (DCM)	38
Figura 4.6. Esquema combinación dimensionante (gravitatoria vs sísmica). (DCH)	39
Figura 4.7. Distribución y valor de las fuerzas laterales por niveles. NCSE-02.....	41
Figura 4.8. Posición rotulas plásticas	42
Figura 4.9. Momentos plásticos en extremos de vigas y en arranque de pilares en kNm (Rótulas plásticas).....	44
Figura 4.10. Mecanismo de colapso del pórtico	47
Figura 4.11. Giros en rotulas plásticas	47
Figura 4.12. Análisis plástico de la columna de soportes izquierda. (Sismo + X)	48
Figura 4.13. Análisis plástico de la columna de soportes izquierda. (Sismo - X)	51
Figura 4.14. Análisis plástico de las columnas centrales. (Sismo +X y -X)	52
Figura 4.15. Cargas en nudos y esfuerzos en tramos de columna izquierda. (Sismo +X)	54
Figura 4.16. Cargas en nudos y esfuerzos en tramos de columna izquierda. (Sismo -X)	55
Figura 4.17. Cargas en nudos y esfuerzos en tramos de columna central. (Sismo +X y -X)	56
Figura 4.18. (4.18a y 4.18b). Mecanismos de colapso según EN 1998-1 y NCSE-02.....	62
Figura 4.19. Movimiento en la base. Sistema de 1gdl	65
Figura 4.20. Ecuación equilibrio con movimiento en la base ug. Sistema de 1gdl.....	65
Figura 4.21. Equilibrio del sistema con movimiento en la base u_g . Sistema de 1gdl	66
Figura 4.22. Esquema combinación dimensionante (gravitatoria vs sísmica). (DCM)	72
Figura 4.23. Esquema combinación dimensionante (gravitatoria vs sísmica). (DCH)	73
Figura 4.24. Ley de esfuerzos cortantes totales (SAP 2000). Análisis modal Espectral.....	75
Figura 4.25. Cortantes en cada modo de vibración y Cortante total en T_n . (DCM)	76
Figura 4.26. Representación de las fuerzas equivalentes correspondientes a los modos 1 a 4. (DCM)	77
Figura 4.27. Curva de capacidad y coeficiente de sobrerresistencia α_{DES} . (DCM).....	78
Figura 4.28. Cortantes en cada modo de vibración y Cortante total en T_n . (DCH).....	80
Figura 4.29. Representación de las fuerzas equivalentes correspondientes a los modos 1 a 4. (DCH)	81

Figura 4.30. Curva de capacidad y coeficiente de sobrerresistencia α_{DES} . (DCH).....	81
Figura 5.1. Curva de capacidad (Espectro elástico de respuesta)	86
Figura 5.2. Análisis de empuje incremental (<i>Pushover</i>). Curva de Capacidad	86
Figura 5.3. Rigidez inicial y secante. Curva <i>pushover</i>	87
Figura 5.4. Patrón de cargas laterales F_i	88
Figura 5.5. Paso 2: Transformación del espectro de respuesta a formato ADRS	89
Figura 5.6. Paso 4: Sistema equivalente de 1gdl.....	90
Figura 5.7. Paso 4: Transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad.....	90
Figura 5.8. Paso 6: Punto inicial de demanda y capacidad. Inicio proceso iterativo.....	91
Figura 5.9. Paso 7: Representación bilineal del espectro de capacidad	91
Figura 5.10. Paso 7: Representación bilineal del espectro de capacidad y de respuesta. Periodo inicial T_0	92
Figura 5.11. Paso 9: Reducción del espectro de respuesta $\beta_{eff} > \beta_0$	94
Figura 5.12. Paso 10: Determinación del desplazamiento máximo “ d_i ” como intersección de T_{eff} con el espectro reducido para B_{eff} (ADRS)	94
Figura 5.13. Paso 12: Esfuerzos y nivel de daños asociado	95
Figura 5.14. Factor M para espectro MADRS	96
Figura 5.15. Punto de desempeño. Método grafico mediante MADRS	96
Figura 5.16. Formato ADRS mostrando T_{eff} y B_{eff} del sistema lineal equivalente	97
Figura 5.17. Flujo de trabajo <i>Capacity Spectrum Method</i>	98
Figura 5.18. Plasticidad concentrada. Rotulas plásticas.....	99
Figura 5.19. Diagrama momento-rotación.....	99
Figura 5.20. Ejemplo de generación de rotulas plásticas mediante SAP 2000.....	101
Figura 5.21. Patrón de cargas. Análisis <i>pushover</i>	102
Figura 5.22. Curva/Espectro de demanda	103
Figura 5.23. Curva de capacidad estructura. (DCM)	103
Figura 5.24. Espectro de capacidad (DCM)	106
Figura 5.25. Espectro de demanda y capacidad (DCM)	107
Figura 5.26. Punto de desempeño en coordenadas espectrales. <i>Capacity Spectrum Method</i> (CDM)	108
Figura 5.27. Punto de desempeño en coordenadas físicas. <i>Capacity Spectrum Method</i> (DCM)	109
Figura 5.28. Curva de capacidad estructura. (DCH)	110
Figura 5.29. Espectro de capacidad (DCM)	111
Figura 5.30. Espectro de demanda y capacidad (DCM)	112
Figura 5.31. Punto de desempeño. <i>Capacity Spectrum Method</i> (CDH)	113
Figura 5.32. Punto de desempeño final. <i>Capacity Spectrum Method</i> (DCH)	114
Figura 5.33. Nivel daño en punto de desempeño. Calculo estático no lineal (DCM)	115
Figura 5.34. Clasificación del nivel de daño en rotulas plásticas	115
Figura 5.35. Nivel daño en colapso. Calculo estático no lineal (DCM)	116
Figura 5.36. Nivel de daño en punto de desempeño. Calculo estático no lineal (DCM)	117
Figura 5.37. Nivel daño en colapso. Calculo estático no lineal (DCH)	118
Figura 5.38. Rigideces secantes ($K_{secante}$). Perdida de rigidez después del terremoto. DCM vs DCH	119
Figura 5.39. Curva de capacidad pórtico (DCM). Relaciones en fuerzas y desplazamientos	121
Figura 5.40. Curva de capacidad pórtico (DCH). Relaciones en fuerzas y desplazamientos	122
Figura 5.41. Rigidez Secante en rótulas plasticas. Efecto de modos altos	126
Figura 5.42. Diagrama Momento-Rotación rotula plástica (SAP 2000). Calculo de Rigidez Secante	126
Figura 5.43. Barra con muelles rígido-plásticos en los extremos.....	127
Figura 5.44. Barra con muelles elastoplásticos en los extremos	127
Figura 5.45. Espectro de cálculo reducido modificando PGA	133
Figura 5.46. Regla igualdad de desplazamientos. Justificación disminución de cuantias de acero	133

Figura 5.47. Modelo hysterético del pivote bajo cargas cíclicas.....	138
Figura 5.48. Modelo hysterético del pivote	139
Figura 5.49. Parámetros básicos α_1 , α_2 , β_1 , β_2 para el modelo hysterético del pivote.....	139
Figura 5.50. Parámetros adoptados para modelo hysterético del pivote. SAP 2000	140
Figura 5.51. Modelo hysterético isotrópico bajo cargas cíclicas.....	140
Figura 5.52. Amortiguamiento proporcional de Rayleigh	141
Figura 5.53. Coeficientes a_0 y a_1 . Amortiguamiento proporcional en SAP 2000.....	142
Figura 5.54. Método de la aceleración constante media vs lineal	143
Figura 5.55. Implementación del método de aceleración constante media en SAP 2000.....	144
Figura 5.56. Estudio de sensibilidad. Desplazamientos con diferentes pasos de tiempo Δt	144
Figura 5.57. Estudio de sensibilidad. Aceleraciones con diferentes pasos de tiempo Δt	145
Figura 5.58. Acelerograma 1 y espectro de respuesta	146
Figura 5.59. Acelerograma 2 y espectro de respuesta	147
Figura 5.60. Acelerograma 3 y espectro de respuesta	147
Figura 5.61. Acelerograma 4 y espectro de respuesta	148
Figura 5.62. Acelerograma 5 y espectro de respuesta	148
Figura 5.63. Acelerograma 6 y espectro de respuesta	149
Figura 5.64. Acelerograma 7 y espectro de respuesta	149
Figura 5.65. Espectros de respuesta de acelerogramas. Promedio	150
Figura 5.66. Desplazamientos máximos horizontales. Cálculos dinámicos directos. (DCM)	152
Figura 5.67. Desplazamientos máximos horizontales concomitantes. Cálculos dinámicos directos. (DCM).....	153
Figura 5.68. Desplazamientos horizontales (Promedios). Cálculos dinámicos directos. (DCM)	153
Figura 5.69. Desplazamientos máximos horizontales. Cálculos dinámicos directos. (DCH)	154
Figura 5.70. Desplazamientos máximos horizontales concomitantes. Cálculos dinámicos directos. (DCH).....	155
Figura 5.71. Desplazamientos horizontales (Promedios). Cálculos dinámicos directos. (DCH)	156
Figura 5.72. Historia temporal cortante basal. Acelerograma 3.	156
Figura 5.73. Aceleraciones máximas horizontales. Cálculos dinámicos directos. (DCM).....	158
Figura 5.74. Aceleraciones máximas horizontales concomitantes. Cálculos dinámicos directos. (DCM).....	159
Figura 5.75. Aceleraciones horizontales máximas (Promedios). Cálculos dinámicos directos. (DCM).....	159
Figura 5.76. Aceleraciones máximas horizontales. Cálculos dinámicos directos. (DCH).....	160
Figura 5.77. Aceleraciones máximas horizontales concomitantes. Cálculos dinámicos directos. (DCH).....	161
Figura 5.78. Aceleraciones máximas horizontales máximas (Promedios). Cálculos dinámicos directos. (DCH). 162	

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Descripción de daños en función del nivel de desempeño. Comité Visión 2000	11
Tabla 2.2. Movimientos sísmicos de calculo. Comité Visión 2000	12
Tabla 2.3. Objetivos de desempeño sísmico. Comité Visión 2000.....	12
Tabla 3.1. Valores de base del coeficiente de comportamiento q_0 para sistemas regulares en altura $s/EC-8$	23
Tabla 3.2. Valores de Ψ para edificios. EN 1990:2002	25
Tabla 3.3. Valores de φ para calcular Ψ_{Ei} . EN 1998-1.....	25
Tabla 3.4. Coeficientes Ψ_{Ei} adoptados.....	25
Tabla 3.5. Fracciones de Sobrecarga a considerar según NCSE-02	26
Tabla 3.6. Coeficientes de mayoración de acciones	27
Tabla 4.1. Comprobación límites de desplome entre plantas. (DCM)	36
Tabla 4.2. Comprobación límites de desplome entre plantas. (DCH)	36
Tabla 4.3. Coeficientes θ . Efectos de 2º Orden. (DCM).....	37
Tabla 4.4. Coeficientes θ . Efectos de 2º Orden. (DCH)	37
Tabla 4.5. Medición prototipo EC-8 (DCM). Cálculos estáticos lineales	39
Tabla 4.6. Medición prototipo. EC-8 (DCH). Cálculos estáticos lineales	39
Tabla 4.7. Ahorro en % (EC-8 (DCM) vs EC-8(DCH))	40
Tabla 4.8. Momentos plásticos en vigas (rotulas plásticas)	43
Tabla 4.9. Momentos plásticos en arranque de pilares (rotulas plásticas).....	43
Tabla 4.10. Vector primer de vibración (S/Método simplificado NCSE-02)	45
Tabla 4.11. Valores correspondientes a la matriz de masas	45
Tabla 4.12. Momentos plásticos flexión positiva	50
Tabla 4.13. Momentos plásticos flexión negativa	50
Tabla 4.14. Momentos plásticos flexión negativa y positiva.....	53
Tabla 4.15. Cargas en nudos. Columna izquierda. (Sismo +X)	54
Tabla 4.16. Cargas en nudos. Columna izquierda. (Sismo -X)	55
Tabla 4.17. Cargas en nudos. Columna central. (Sismo +X y -X)	56
Tabla 4.18. Coef. de sobrerresistencia γ_{SR} . Pilares extremos. (Sismo +X)	58
Tabla 4.19. Coef. de sobrerresistencia γ_{SR} por criterios constructivos. Pilares extremos. (Sismo +X)	58
Tabla 4.20. Coef. de sobrerresistencia γ_{SR} . Pilares extremos. (Sismo -X)	59
Tabla 4.21. Coef. de sobrerresistencia γ_{SR} por criterios constructivos. Pilares extremos. (Sismo -X)	59
Tabla 4.22. Coef. de sobrerresistencia γ_{SR} . Pilares centrales. (Sismo +X y -X)	60
Tabla 4.23. Coef. de sobrerresistencia γ_{SR} por criterios constructivos. Pilares intermedios. (Sismo +X y -X)	60
Tabla 4.24. Medición prototipo NCSE-02. Cálculos estáticos lineales	61
Tabla 4.25. Tabla comparativa de mediciones (EC-8 vs NCSE-02)	61
Tabla 4.26. Ahorro en % (EC-8 (DCM) vs NCSE-02)	61
Tabla 4.27. Ahorro en % (EC-8 (DCH) vs NCSE-02)	62
Tabla 4.28. Comprobación Límites de desplome entre plantas. Ductilidad media (DCM)	69
Tabla 4.29. Comprobación Límites de desplome entre plantas. Ductilidad alta (DCH)	69
Tabla 4.30. Coeficientes θ . Efectos de 2º Orden. (DCM)	70
Tabla 4.31. Coeficientes θ . Efectos de 2º Orden. (DCH)	70
Tabla 4.32. Medición prototipo. EN 1998-1 (DCH). Análisis modal Espectral.....	74
Tabla 4.33. Desplazamientos por niveles. Análisis modal espectral. (DCM)	75
Tabla 4.34. Fuerzas equivalentes por modo. (DCM)	76
Tabla 4.35. Aceleraciones absolutas por modo. (DCM)	78
Tabla 4.36. Aceleraciones absolutas por niveles. (DCM)	79
Tabla 4.37. Desplazamientos por niveles. Análisis modal espectral. (DCH).....	79

Tabla 4.38. Fuerzas equivalentes por modo. (DCH)	80
Tabla 4.39. Aceleraciones absolutas por modo. (DCH)	82
Tabla 4.40. Aceleraciones absolutas por niveles. (DCH)	82
Tabla 4.41. Ahorro de mediciones en % (DCM vs DCH)	82
Tabla 4.42. Ahorro Kilos por elementos (DCM vs DCH)	83
Tabla 4.43. Ahorro kilos acero en pilares (DCM vs DCH)	83
Tabla 4.44. Comparativa cortante basal (DCM vs DCH)	84
Tabla 4.45. Comparativas aceleraciones absolutas por niveles (DCM vs DCH)	84
Tabla 5.1. Definición rotulas plásticas en vigas. FEMA 356	100
Tabla 5.2. Definición rotulas plásticas en columnas. FEMA 356	100
Tabla 5.3. Calculo patrón de cargas. Análisis <i>pushover</i>	102
Tabla 5.4. Perdida de rigidez. DCM vs DCH	119
Tabla 5.5. Aceleraciones absolutas por niveles. <i>Capacity Spectrum Method</i> . (DCM).....	123
Tabla 5.6. Aceleraciones absolutas por niveles. <i>Capacity Spectrum Method</i> . (DCH).....	124
Tabla 5.7. Comparativa DCM vs DCH. Desplazamientos máximos. Cálculos estáticos no lineales	124
Tabla 5.8. Comparativa DCM vs DCH. Cortantes basales. Cálculos estáticos no lineales	125
Tabla 5.9. Comparativa DCM vs DCH. Aceleraciones absolutas. Cálculos estáticos no lineales	125
Tabla 5.10. Coeficientes χ reductores de inercia. Consideración modos altos. DCM.....	129
Tabla 5.11. Aceleraciones absolutas. Consideración modos altos. DCM.....	130
Tabla 5.12. Coeficientes χ reductores de inercia. Consideración modos altos. DCH.....	131
Tabla 5.13. Aceleraciones absolutas. Consideración modos altos. DCH	131
Tabla 5.14. Desplazamientos en cubierta. Cálculos dinámicos lineales vs Cálculos estáticos no lineales	132
Tabla 5.15. Factores de reducción del espectro de respuesta.....	134
Tabla 5.16. Ahorro kilos <i>Capacity Spectrum Method</i> (DCM).....	134
Tabla 5.17. Ahorro kilos <i>Capacity Spectrum Method</i> (DCH)	134
Tabla 5.18. Desplazamientos por niveles (DCM y DCH). Cálculos dinámicos lineales vs estáticos no lineales ...	135
Tabla 5.19. Aceleraciones por niveles (DCM y DCH). Cálculos dinámicos lineales vs estáticos no lineales	135
Tabla 5.20. Datos acelerograma 1.....	146
Tabla 5.21. Datos acelerograma 2.....	147
Tabla 5.22. Datos acelerograma 3.....	147
Tabla 5.23. Datos acelerograma 4.....	148
Tabla 5.24. Datos acelerograma 5.....	148
Tabla 5.25. Datos acelerograma 6.....	149
Tabla 5.26. Datos acelerograma 7.....	149
Tabla 5.27. Factores de escala aplicados a los acelerogramas	150
Tabla 5.28. Desplazamientos máximos horizontales. Cálculos dinámicos directos. (DCM).....	151
Tabla 5.29. Desplazamientos máximos horizontales concomitantes. Cálculos dinámicos directos. (DCM)	152
Tabla 5.30. Desplazamientos máximos horizontales. Cálculos dinámicos directos. (DCH)	154
Tabla 5.31. Desplazamientos máximos horizontales concomitantes. Cálculos dinámicos directos. (DCH)	155
Tabla 5.32. Cortantes basales. Cálculos dinámicos directos. (DCM).....	157
Tabla 5.33. Cortantes basales. Cálculos dinámicos directos. (DCH).....	157
Tabla 5.34. Aceleraciones máximas horizontales. Cálculos dinámicos directos. (DCM).....	157
Tabla 5.35. Aceleraciones máximas horizontales concomitantes. Cálculos dinámicos directos. (DCM)	158
Tabla 5.36. Aceleraciones máximas horizontales. Cálculos dinámicos directos. (DCH)	160
Tabla 5.37. Aceleraciones máximas horizontales concomitantes. Cálculos dinámicos directos. (DCH)	161
Tabla 5.38. Comparativa DCM vs DCH. Desplazamientos máximos. Cálculos dinámicos directos.	162
Tabla 5.39. Comparativa DCM vs DCH. Máximos cortantes basales. Cálculos dinámicos directos.	163
Tabla 5.40. Comparativa DCM vs DCH. Aceleraciones máximas. Cálculos dinámicos directos.	163

Tabla 6.1. Desplazamientos horizontales por niveles (DCM). Comparativa métodos de cálculos	165
Tabla 6.2. Desplazamientos horizontales por niveles (DCH). Comparativa métodos de cálculos	165
Tabla 6.3. Cortantes basales (DCM y DCH). Comparativa métodos de cálculos	166
Tabla 6.4. Aceleraciones absolutas por niveles (DCM). Comparativa métodos de cálculos	167
Tabla 6.5. Aceleraciones absolutas por niveles (DCH). Comparativa métodos de cálculos	167
Tabla 8.1. Contenido de anejos.....	174

1. CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

En los últimos años, con la existencia de varios terremotos muy importantes tanto a nivel mundial (Haití 2010, Chile 2010, Japón 2011, Italia (Amatrice) 2016, etc.) como nacional (Lorca 2011), se pone de manifiesto la vital importancia de realizar un adecuado proyecto sismorresistente de estructuras.

En este sentido, las tendencias recientes en el proyecto de estructuras sismorresistentes se encaminan hacia filosofías de proyecto basadas en el desempeño o comportamiento («**Performance Based Seismic Engineering**» (PBSE)). En estas filosofías la estructura se calcula para alcanzar unos niveles de daño definidos con antelación bajo unos niveles de acción sísmica también preestablecidos. Es decir, a diferencia de las metodologías de cálculo usadas comúnmente en el proyecto sísmico basadas en fuerzas, la tendencia es aplicar metodologías mediante las cuales se pueda predecir, e incluso fijar, el daño estructural que se producirá en la estructura. Los terremotos de Northridge de 1994 y Kobe de 1995 pusieron de manifiesto con claridad que los «**métodos basados en fuerzas**» (DBF) no permitían definir de forma cuantitativa los niveles de daño asociado a una estructura [1]. Además, los métodos clásicos basados en fuerzas, se rigen fundamentalmente en cálculos lineales cuando es conocido que la respuesta de los edificios ante un terremoto es una respuesta no lineal.

En ese sentido, en el presente trabajo, se aborda el cálculo de estructuras convencionales de edificación mediante «**cálculos estáticos no lineales**» los cuales se engloban dentro de los llamados métodos de «**cálculo basados en desplazamientos**» (DBD) y que es una de las herramientas para aplicar la filosofía de proyecto basadas en el desempeño.

1.2 OBJETO

En el presente trabajo se muestra la importancia y las ventajas de métodos de cálculo más avanzados para el proyecto de estructuras sismorresistentes como son los «*métodos de cálculos estáticos no lineales*» comparándolos con métodos de cálculo convencionales basados en cálculos lineales. Los «*métodos de cálculos estáticos no lineales*» engloban los llamados «métodos basados en desplazamientos» y suponen una evolución frente a los métodos más convencionales, y comúnmente usados, llamados «métodos basados en fuerzas» en donde se engloban los métodos de cálculo lineales, tanto estáticos (método de las fuerzas estáticas equivalentes) como dinámicos (análisis modal espectral).

A lo largo del trabajo realizado se analizan comparativamente los resultados numéricos obtenidos (desplazamientos, cortantes basales y aceleraciones absolutas por niveles) mediante diferentes métodos de cálculo con el fin de llegar a conclusiones sobre ellos.

Los diferentes métodos de cálculo empleados han sido los correspondientes a:

- ✓ Cálculos estáticos lineales (fuerzas estáticas equivalentes) según la NCSE-02 y EN 1998-1 (Eurocódigo 8).

- ✓ Cálculos dinámicos lineales (análisis modal espectral) según EN 1998-1 (Eurocódigo 8).
- ✓ Cálculos estáticos no lineales (*Capacity Spectrum Method*) según la FEMA 440.

Así mismo, y para una mejor interpretación de los resultados obtenidos, la respuesta que proporcionan estos métodos se comparan con la obtenida al realizar cálculos dinámicos directos no lineales ingresando acelerogramas de terremotos reales y escalados según EN1998-1 (Eurocódigo 8).

Además de comparar la respuesta en términos de desplazamientos, cortantes basales o aceleraciones, se analiza también la repercusión de la utilización de los métodos estáticos no lineales en la medición de materiales de la estructura (m^3 de hormigón y kilos de acero pasivo).

El trabajo analiza también, mediante la implementación de cálculos estáticos lineales, las diferencias más significativas que existen entre la norma española NCSE-02 y el EN 1998-1 (Eurocódigo 8).

Al final del estudio se presentan todas las conclusiones obtenidas.

1.3 METODOLOGÍA

La metodología del trabajo está basada en la realización de estudios numéricos. Para ello se ha definido un prototipo estructural a partir del cual se han realizado diferentes modelos numéricos con los que se han realizado diversas simulaciones numéricas para comparar los métodos de cálculo empleados.

En los capítulos 3, 4 y 5 se incluye una descripción detallada del prototipo estructural, de los modelos y de las simulaciones numéricas realizadas.

2. CAPÍTULO 2: ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Se definen en este capítulo distintos conceptos que resultan fundamentales para entender el modo de respuesta de una estructura ante la acción sísmica y comprender el marco teórico al que pertenecen los distintos métodos de cálculo sísmico existentes.

En la actualidad el proyecto sismorresistente de edificios se basa principalmente en el uso de «Métodos de cálculo basados en fuerzas» (DBF). Sin embargo, es conocido que estos métodos poseen diversas carencias y limitaciones que han dado lugar a la aparición de otros métodos de cálculo como los «Métodos basados en desplazamientos» (DBD) y los «Métodos basados en la energía». Tanto los métodos basados en desplazamientos como los energéticos son una herramienta muy útil para materializar el nuevo paradigma que surge en la década de los 90 del siglo pasado denominado «Proyecto sismorresistente basado en prestaciones» PBSD (*Performance based seismic design*) [1].

Por cuestiones de extensión, en el presente trabajo se abordan los métodos de cálculo basados en fuerzas y en desplazamientos, dejando fuera del alcance los métodos basados en el balance de energía.

2.1 MÉTODOS DE PROYECTO SISMORRESISTENTE

2.1.1 Métodos de proyecto basados en Fuerzas (DBF)

Estos métodos, que tienen su origen aproximadamente en los años 70 del siglo pasado, son los que están contemplados en todas las normas sísmicas del mundo dada su sencillez, que evitan realizar cálculos no lineales, y a los buenos resultados que arrojan.

En definitiva, estos métodos se basan en caracterizar el efecto de carga del terremoto mediante fuerzas. El proyecto sismorresistente se ha basado tradicionalmente en fuerzas como consecuencia del diseño utilizado para otro tipo de cargas como las gravitacionales o incluso de viento. Para este tipo de cargas se busca evitar que se produzcan plastificaciones en la estructura. Sin embargo, a diferencia de las cargas gravitatorias, las cargas sísmicas tienen una probabilidad de ocurrencia mucho menor y un nivel de intensidad notablemente mayor. No resulta económico proyectar estructuras frente a sismos severos para que se mantengan elásticas y sin daños. Por ello, frente a sismos severos, la estructura se proyecta permitiendo que se comporte de forma inelástica (plastificación) pero sin que colapse. Como se ha dicho anteriormente, calcular y proyectar las estructuras para resistir cargas sísmicas en rango elástico conlleva unos costes económicos difícilmente asumibles. Por tanto, en el diseño basado en fuerzas se utiliza factores de reducción de fuerzas (Factores de comportamiento R , q o μ según la designación de la normativa aplicada). El valor de estos factores varía según la normativa utilizada y dependen básicamente de dos factores:

- Sobrerresistencia de la estructura Ω : No todas las normas contemplan este factor explícitamente. La norma española NCSE-02 es un ejemplo de norma que no lo contempla.
- Ductilidad de la estructura μ .

De tal manera que el factor de comportamiento se define como sigue:

$$q = \mu \cdot \Omega \tag{2.1}$$

Los DBF son métodos de cálculo elásticos y lineales que tienen en cuenta, de forma indirecta, el comportamiento no lineal de la estructura mediante los coeficientes de comportamiento.

Para la determinación de cómo se reducen las fuerzas obtenidas de un cálculo elástico los DBF se basan en relaciones aproximadas entre el desplazamiento máximo de un sistema de un grado de libertad elástico y de un sistema elastoplástico. Estas relaciones son las siguientes:

- Para estructuras de 1 grado de libertad (gdl) con periodos entre 0.5 y 3.3s (Periodos medios y largos) y sometidas a un terremoto, el desplazamiento obtenido si la estructura se mantiene en régimen elástico (d_e) coincide con el desplazamiento si la estructura plastificase (d_p) para un valor de carga F_y . Por tanto, tal cual se ilustra en la Figura 2.1 y Figura 2.2 [5], el desplazamiento máximo de la estructura en régimen elástico d_e es el mismo que el obtenido cuando la estructura plastifica d_p . Esta es la llamada “regla de igualdad de desplazamientos” siendo la regla fundamental en la que se basan los métodos basados en fuerzas.
- Para estructuras más rígidas con periodos entre 0.12s y 0.5s (Periodos cortos) no se cumple exactamente la regla anterior, sino que se verifica que el área de la respuesta elástica de la Figura 2.2 (área del triángulo) y el área del trapecio (respuesta elastoplástica) son iguales (Igualdad de energías). El área del trapecio es el resultado de multiplicar una fuerza por un desplazamiento, es decir, es una energía o trabajo. Esta energía es la energía que se disiparía en la estructura si se somete a una carga y se desplaza hasta el valor de desplazamiento d_p de forma monótona pero no representa la energía total introducida por el terremoto en la estructura en los decenas o cientos ciclos de deformación.

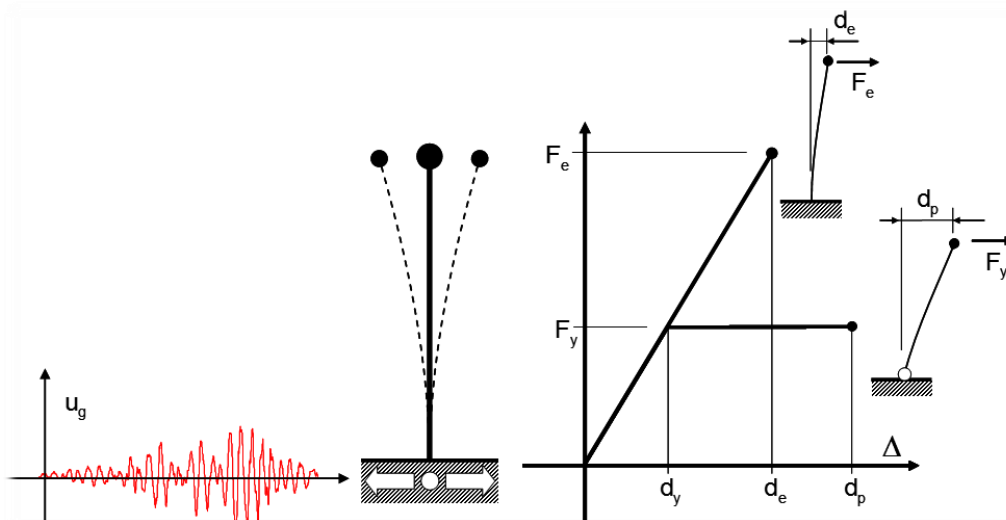


Figura 2.1. Regla de igualdad de Desplazamientos

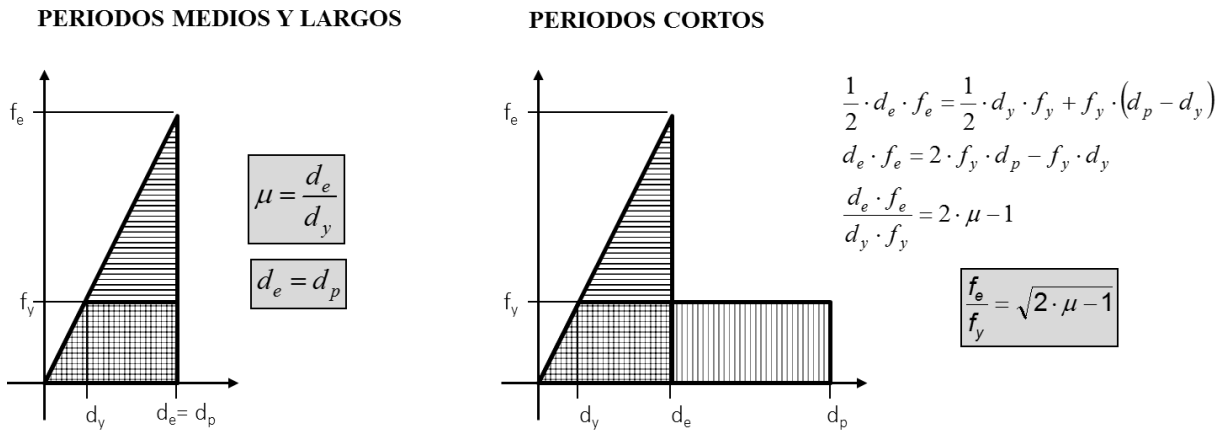


Figura 2.2. Regla igualdad de Desplazamientos: Periodos cortos vs medios y largos

Las normas suelen tener en cuenta la “regla de igualdad de desplazamientos” reduciendo el espectro elástico a través de un factor variable que depende del factor de comportamiento q . A modo de ejemplo, en la Figura 2.3 se muestra el espectro elástico de respuesta en traza roja del EN 1998-1 y el espectro de cálculo en traza azul correspondiente a un factor de comportamiento $q = 2$. Se observa que la reducción de aceleraciones, y por tanto de fuerzas, alcanza el valor de 2 para periodos medios y altos. Para periodos cortos esta reducción disminuye interpolándose de forma lineal, desde el valor q hasta una reducción que el EN 1998-1 establece en 1.5 cuando $T \rightarrow 0$ [5] (Existen normas donde la reducción llega a ser nula, $q=0$ para $T=0$). La reducción del 1.5 que establece el EN 1998-1 se justifica por la diferencia que exhiben normalmente las estructuras convencionales entre la resistencia nominal de proyecto y la resistencia asociada a la formación de la primera rótula plástica en la estructura.

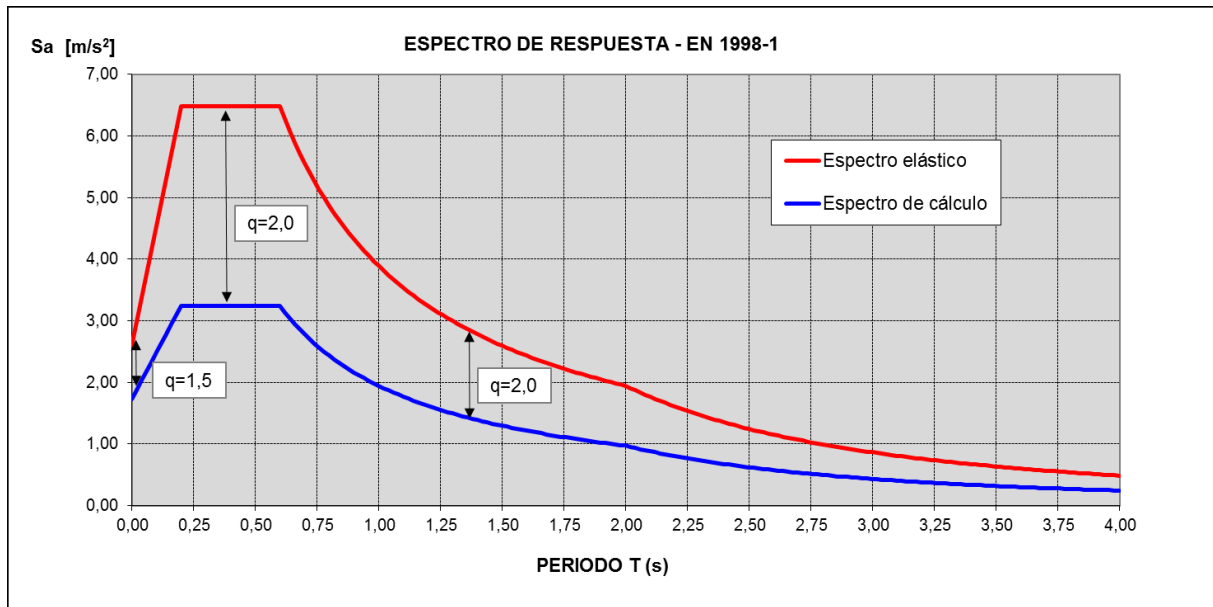


Figura 2.3. Espectro de respuesta elástico y plástico.

Los principales inconvenientes de los métodos DBF son [1], [2]:

- Caracterizar el terremoto en términos de fuerzas es coherente mientras la estructura se mantenga en régimen elástico. Si la estructura plastifica, la estructura no puede desarrollar fuerzas mayores correspondientes a la carga de plastificación porque es la resistencia máxima de la misma. Por tanto, no se puede caracterizar el efecto de carga del terremoto en términos de fuerzas una vez la estructura empieza a plastificar.
- No son métodos adecuados para proyectar estructuras sismorresistentes avanzadas equipadas con dispositivos de control pasivo como aisladores de base, disipadores de energía, etc.
- Existe un elevado nivel de “opacidad” en los valores de los factores de comportamiento utilizados en las diversas normas no definiéndose claramente los niveles de ductilidad local adoptados para llegar a los valores de ductilidad global propuestos. Esto se reflejan en el hecho de que los factores reductores de fuerzas en cada país sean a veces muy distintos (incluso el doble).

Así mismo, no existe un consenso entre las diferentes normativas para la determinación de los coeficientes reductores de comportamiento.

- No permiten obtener de forma cuantitativa los niveles de daño asociado a una determinada estructura y a una determinada acción sísmica desconociéndose además la ubicación precisa del daño. En este sentido, y con el fin de evitar la formación de mecanismos de fallo no deseados, se prescribe en las normativas el llamado «Proyecto por Capacidad» gracias al cual se pueden acotar las formas de fallo en las estructuras.
- En las diferentes normativas se presentan coeficientes reductores de comportamiento que varían dependiendo del tipo de estructura implicando que todas las estructuras, dentro de un mismo sistema estructural, alcanzan la misma demanda de ductilidad durante el sismo de diseño. La ductilidad es una propiedad estructural que debería establecerse de forma individual para cada estructura.

Incluidos dentro de los «métodos basados en Fuerzas» se encuentran los siguientes métodos de cálculo:

- «*Análisis Modal Espectral*»: Es sin duda el método de cálculo sísmico más extendido y comúnmente utilizado por su simplicidad y por los buenos resultados obtenidos. Se trata de un método de cálculo dinámico, elástico y lineal
- «*Métodos de análisis de fuerzas laterales*». Es un método cálculo estático, elástico y lineal y surge como una simplificación del Análisis Modal Espectral. Para poder ser aplicado la estructura ha de cumplir una serie de requisitos en cuanto a regularidad, número de plantas, etc.

El fundamento teórico de los dos métodos de cálculo anteriores se desarrolla en el capítulo 4 del presente trabajo.

2.1.2 Métodos de proyecto basados en desplazamientos (DBD)

Como consecuencia de los problemas con los métodos basados en fuerzas, en las últimas décadas se han ido introduciendo en las normas los métodos basados en desplazamientos [2].

Por cuestiones económicas es necesario permitir que las estructuras se comporten de forma inelástica ante terremotos severos. Por tanto, los cálculos lineales en los que se basan los DBF no son los más adecuados. Al contrario, los DBD contribuyen a comprender el comportamiento inelástico de las estructuras.

Estos métodos tienen su origen también en los años 70 y se caracterizan por definir la acción del terremoto en términos de desplazamientos y no de fuerzas. En ellos se juzga la capacidad sismorresistente de la estructura a partir de un cálculo estático no lineal bajo cargas monótonas laterales (método del empuje incremental o *Pushover analysis*).

El análisis *Pushover* consiste en aplicar una carga monótona horizontal en la estructura hasta su colapso y ver cómo se comporta obteniendo así la curva de capacidad de la estructura que relaciona el esfuerzo cortante total de la base con el desplazamiento de un nodo de control, que normalmente se corresponde con el forjado de la última planta [3]. Esta curva pushover se obtiene normalmente con una distribución de cargas laterales correspondiente al primer modo de vibración ya que es el que habitualmente gobierna la respuesta de la estructura.

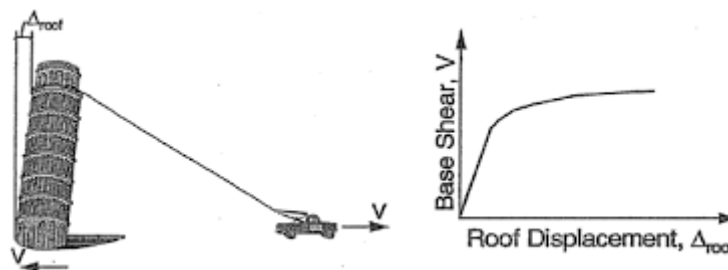


Figura 2.4. Análisis *Pushover*. Curva de Capacidad

Por tanto, algunas de las ventajas principales de estos métodos de cálculo son:

- Se tienen en cuenta la plastificación de la estructura y si bien esto conlleva mayor complejidad de cálculo pues es necesario abordar cálculos no lineales resulta más adecuado y real.
- Permiten realizar cálculos basados en prestaciones (PBSD). Es decir, en este tipo de métodos los desplazamientos son utilizados para “juzgar” la aceptabilidad de la estructura y para valorar el nivel de daño esperado.

Permiten identificar regiones críticas localizando el daño de una manera más certera que con los métodos basados en fuerzas, en los cuales, las fuerzas son una medida menos directa del daño que se produce ya que estas no cambian tan significativamente una vez aparece la fluencia como sí lo hacen los desplazamientos o los giros. En la Figura 2.5, que ilustra a modo de ejemplo un análisis *pushover*, se observa con claridad que una vez aparece la fluencia el recorrido y variación de las fuerzas es mucho menor que el recorrido de los desplazamientos y, por tanto, caracterizar los

daños a partir de los desplazamientos es más adecuado que hacerlo a partir de las fuerzas.

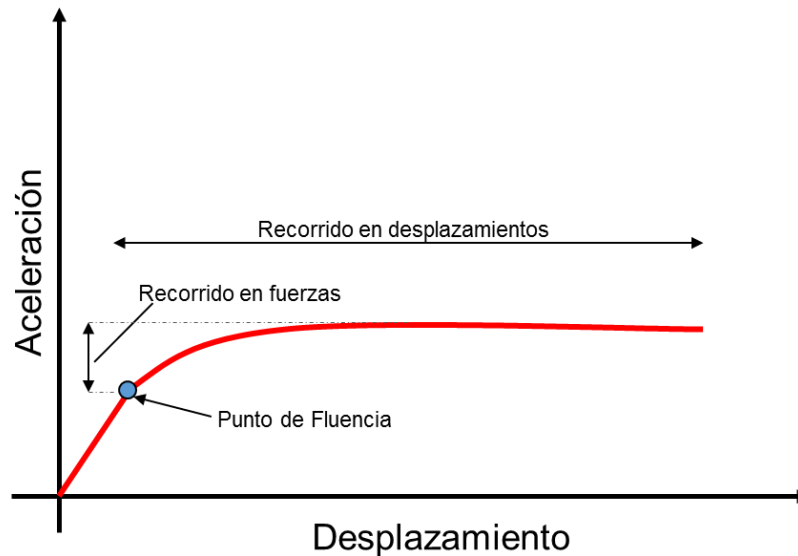


Figura 2.5. Curva capacidad. Nivel de daño en desplazamientos

Se puede afirmar por tanto que la diferencia entre una estructura sin daños y una colapsada es notablemente mayor en términos de desplazamientos que en fuerzas.

- Al utilizar los desplazamientos como criterio principal del proceso de cálculo se protegen mejor los elementos no estructurales.

Existen varios métodos de cálculo estáticos no lineales. Algunos de los más destacados son:

- «*Capacity Spectrum Method*»: Presentado en la ATC 40 y mejorado en la FEMA 440 (ATC-55)
- «*Coefficient Method o Target Displacement method*»: Presentado en la FEMA 356 y mejorado en la FEMA 440 (ATC-55)
- «*Método N2*»: Presentado actualmente en los anexos del EN 1998-1

Por motivos de extensión, este trabajo se centra exclusivamente en el *Capacity Spectrum Method* presentado en la FEMA 440.

El procedimiento de este método se desarrolla más detalladamente en el capítulo 5.1.2.3. aunque de forma resumida, el método consiste en obtener la curva de capacidad de la estructura (curva *pushover*) a partir de la cual se transforma la estructura en un sistema equivalente de 1 grado de libertad (gdl). Posteriormente se procede a linealizar dicho sistema transformándolo en un sistema equivalente lineal de 1 gdl con un periodo efectivo T_{eff} y un amortiguamiento efectivo β_{eff} de tipo viscoso que trata de representar la energía disipada por la estructura mediante deformaciones plásticas. Finalmente, con el sistema lineal equivalente de 1gdl se obtiene el punto de desempeño de la estructura que define el desplazamiento máximo de respuesta de la estructura sometida a la acción sísmica considerada. Una vez determinado el punto de desempeño, se puede cuantificar el nivel de daño que sufre la estructura en cada elemento.

Aunque los «Métodos basados en desplazamientos» suponen una mejora respecto a «Métodos de cálculo basados en fuerzas», también tienen carencias:

- El método presupone que la estructura, después de haber plastificado, mantiene los mismos modos de vibración. Esto claramente no es real pues cuando se forman rotulas las rigideces cambian y por tanto también los modos y sus periodos.
- Es un método de cálculo centrado en la respuesta en el modo 1 de vibración (modo fundamental). En estructuras bajas, donde el primer modo de vibración gobierna el comportamiento, generalmente con obtener la curva de capacidad correspondiente al primer modo de vibración es suficiente, pero cuando la estructura es alta el efecto de los modos altos de vibración pueden ser importantes. Para estos casos, hay propuestas simplificadas para tenerlos en cuenta.

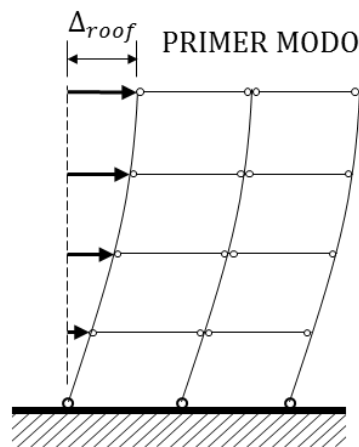


Figura 2.6. Modo 1 de vibración (Modo fundamental)

- Representar las deformaciones plásticas que experimenta la estructura mediante un amortiguamiento viscoso equivalente β_{eff} es una aproximación sin un fundamento físico sólido.
- No se tiene en cuenta la duración del terremoto ni por tanto el número de ciclos impuesto por el terremoto (disipación de energía por histéresis), lo cual determina el “daño acumulado” y que en muchos casos es tan o más importante que el daño asociado a la deformación máxima.

Indicar finalmente, que los DBD, tienen como gran ventaja respecto a los DBF que permiten proyectar la estructura para un nivel de desempeño o comportamiento deseado permitiendo materializar la filosofía del *proyecto sismorresistente basado en prestaciones*.

2.2 FILOSOFÍA DE PROYECTO BASADA EN PRESTACIONES (PBSD)

El proyecto sismo resistente basado en prestaciones tiene por objeto el desarrollo de métodos que permitan concebir y diseñar estructuras que sean capaces de exhibir un desempeño predecible, y por tanto un nivel de daño también predecible, cuando son afectadas por los terremotos.

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza

sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto [3]

Los principales trabajos existentes en la actualidad que definen los diferentes niveles de desempeño establecidos son:

- SEAOC VISION 2000 Committee, 1995.
- ATC, 1996.
- FEMA 356, 2000.

Se incluye a continuación la propuesta realizada por el comité VISIÓN 2000 [16] dado que la clasificación realizada en él es coincidente con la implementada por el software de cálculo usado en el presente trabajo (SAP 2000).

- **Operacional (O):** Corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- **Inmediatamente Operacional (IO):** En este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- **Seguridad de Vida (LS):** Está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.
- **Prevención del colapso (CP):** La degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

Al representar una curva capacidad de una edificación cualquiera se puede acotar cada uno de los niveles de comportamiento sobre dicha gráfica tal cual se ilustra en la Figura 2.7:

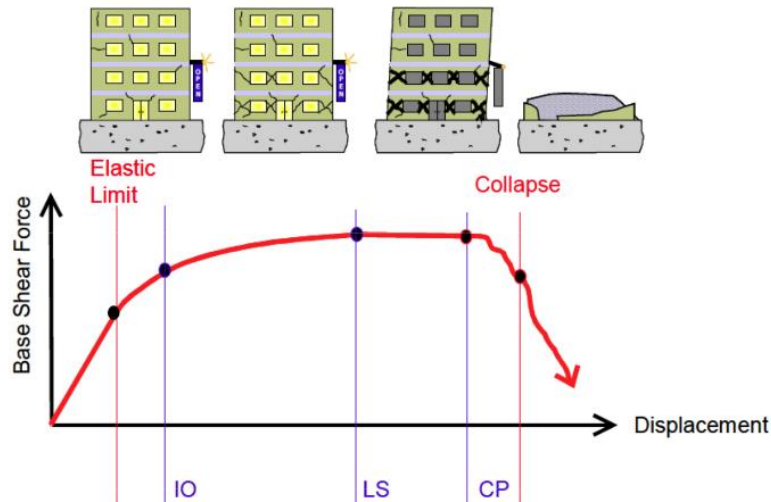


Figura 2.7. Niveles de comportamiento

En el informe presentado por el comité VISION 2000 se incluye una descripción exhaustiva de los niveles permisibles de daño asociados a cada uno de los niveles de desempeño para varios sistemas y subsistemas del edificio. La Tabla 2.1 resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daño.

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Inmediatamente Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad de vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Prevención Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Tabla 2.1. Descripción de daños en función del nivel de desempeño. Comité Visión 2000

Por otro lado, el nivel de desempeño debe ir asociado a un nivel de acción sísmica relacionado con un periodo de retorno. En el caso del comité VISION 2000 la propuesta realizada es al siguiente:

Movimiento sísmico de calculo	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43	50% en 30 años
Ocasional	72	50% en 50 años
Raro	475	10% en 50 años
Muy raro	950	10% en 100 años

Tabla 2.2. Movimientos sísmicos de calculo. Comité Visión 2000

El comité VISION 2000 considera las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo:

1. Estructuras básicas.
2. Estructuras esenciales que son las encargadas de todas las operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc.
3. Estructuras críticas que contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad.

La Tabla 2.3 muestra la matriz propuesta por el comité VISION 2000 para definir los objetivos de desempeño.

Las filas corresponden a los movimientos sísmicos de diseño y las columnas a los niveles de desempeño. Los números corresponden a los tres tipos de estructuras considerados y descritos anteriormente:

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Inmediatamente Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	1	0	0	0
Ocasional	2	1	0	0
Raro	3	2	1	0
Muy raro	-	3	2	1
0. Desempeño inaceptable. 1. Estructuras básicas. 2. Estructuras esenciales/ riesgosas (hospitales, bomberos, edificios militares) 3. estructuras de seguridad critica.				

Tabla 2.3. Objetivos de desempeño sísmico. Comité Visión 2000

2.3 SOLUCIONES ESTRUCTURALES EN EL PROYECTO SISMORRESISTENTE

Las soluciones estructurales en ingeniería sísmica se pueden catalogar en convencionales y avanzadas. Las primeras a su vez pertenecen a un grupo de estructuras que se pueden denominar “dispersoras de energía” en las que toda la energía introducida en la estructura por el terremoto que no se disipa por el mecanismo intrínseco de amortiguamiento de la misma, lo hace mediante deformaciones plásticas distribuidas por toda la estructura (vigas, pilares, muros, etc.). Las soluciones estructurales avanzadas pertenecen sin embargo a un grupo de estructuras denominadas “concentradoras de energía”, en los que se persigue concentrar la disipación de energía de forma positiva en elementos especiales denominados “disipadores de energía”.

Este trabajo se centra en las estructuras convencionales, y concretamente en aquellas denominadas del tipo “viga débil- columna fuerte”.

2.3.1 Soluciones convencionales en zonas sísmicas: “Viga débil-columna fuerte”

Se denomina «Proyecto por Capacidad» a una filosofía de proyecto sísmico que se basa en proteger los elementos y regiones frágiles de la estructura dotándoles de una sobrerresistencia adecuada respecto a los elementos dúctiles y potenciando los mecanismos de rotura dúctiles.

Entre los efectos a evitar mediante el proyecto por capacidad están [5]:

- Rotura por compresión en secciones de hormigón sin plastificación de las armaduras de tracción.
- Rotura por cortante.
- Rotura de uniones.
- Plastificación de las cimentaciones.
- Concentración de rotulas plásticas en una misma planta tal cual se ilustra en la siguiente Figura 2.8a:

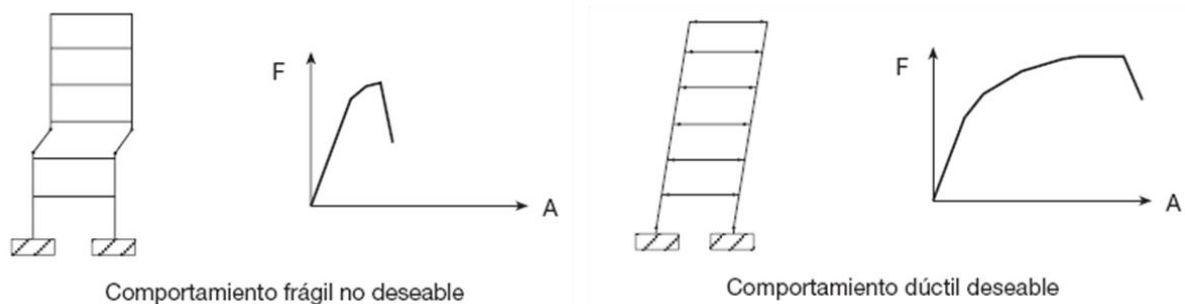


Figura 2.8. (2.8a y 2.8b). Comportamiento dúctil deseable

Para evitar el mecanismo no deseable de la Figura 2.8a, en el que se disipa la mayor parte de la energía introducida por el terremoto en una misma planta, se introduce la filosofía de “viga débil-columna fuerte” consistente en dotar de una sobrerresistencia a flexión en los extremos de los pilares respecto a los extremos de las vigas para asegurar que las rotulas en fase de plastificación de la estructura se forma en los extremos de las vigas y no en los extremos de los pilares. Las vigas presentan una mayor capacidad de disipación de energía que los pilares debido a la presencia en ellas de menores cargas axiales y por tanto es recomendable que las rotulas se formen en las vigas. Este requisito debe cumplirse en todas las plantas excepto en el último piso, es decir, debe formarse un mecanismo de colapso como el que se ilustra en la Figura 2.8b. Por tanto, mediante el concepto de “viga débil-columna fuerte” se fuerza a que la energía de disipación plástica durante el terremoto se reparta de manera uniforme en todas las plantas.

Para que se cumpla con rigor el concepto de “viga débil-columna fuerte”, en el mecanismo de colapso, no debe aparecer ninguna rotula en los pilares a excepción de las existentes en la base del pilar donde son necesarias para que se pueda desarrollar el mecanismo plástico completo. La Figura 2.8b representa por tanto la formación de rotulas plásticas bajo el proyecto tipo “viga débil-columna fuerte”.

Esta filosofía se traduce en las normativas de tal manera que, para cada dirección de estudio de la acción sísmica, se debe verificar que la suma de los momentos últimos en las columnas sea superior a la suma de los momentos últimos de las vigas afectados estos últimos por un coeficiente de sobrerresistencia γ_{SR} que varía en función de las normativas (1.3 en Eurocodigo-8, 1.2 en ACI 318, 1.35 en EHE-08):

$$\sum_{Columnas} Mu = \gamma_{SR} \cdot \sum_{Vigas} Mu \quad (2.2)$$

Sin embargo, es importante destacar que, mediante la condición impuestas en las normativas a través de la expresión (2.2), no se consigue el mecanismo “viga débil-columna fuerte” ilustrado nuevamente en la Figura 2.9c, sino que se obtienen mecanismos intermedios similares a los representados en la Figura 2.9b. En él se observa que en el mecanismo de colapso la energía no se disipa en todas las plantas del edificio, sino que lo hace en un número limitado de plantas siempre mayor de una. Según estudios realizados, para asegurar el mecanismo completo de “viga débil-columna fuerte” serían necesarios coeficientes de sobrerresistencia γ_{SR} mucho más elevados ($\gamma_{SR} = 4$) que los indicados en las principales normativas lo cual conllevaría unos sobrecostes económicos muy significativos [7].

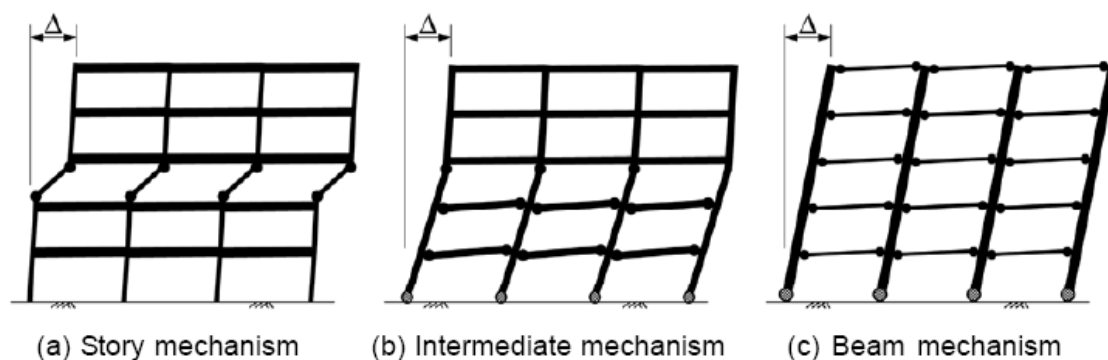


Figure 3-1 - Design of special moment frames aims to avoid the story mechanism (a) and instead achieve either an intermediate mechanism (b) or a beam mechanism (c).

Figura 2.9. (2.9a, 2.9b, 2.9c). Columna fuerte-Viga débil



Figura 20.34 Grandes deformaciones en el primer entrecapso sobre el nivel del suelo del edificio del hospital Olive View, debido al sismo de San Fernando, del 9 de febrero de 1971. (Cortesía de la colección K. V. Steinbrugge, Centro de Investigación en Ingeniería Sísmica de la Universidad de California en Berkeley).

Figura 2.10. Formación de planta débil ante terremoto

2.3.2 Soluciones avanzadas en el proyecto sismorresistentes

Entre las soluciones avanzadas se incluyen las denominadas soluciones de control pasivo y control activo. En este apartado únicamente se menciona alguna de las principales soluciones estructurales de control pasivo como son la colocación de disipadores de energía o aisladores de base.

➤ Disipadores de energía.

Estos sistemas se introducen, en ciertas plantas, con el fin de aumentar de forma notable la capacidad de disipar energía por parte de la estructura. Estos sistemas pueden disipar energía de varias formas [1]:

1. Modificando la microestructura de un metal y aumentando su temperatura. Son los denominados disipadores histeréticos.

2. Deformando materiales especiales con elevados niveles de amortiguamiento intrínseco o aumentando la temperatura de fluidos. Son los denominados disipadores viscosos.
3. Transfiriendo parte de la energía de vibración a una masa auxiliar sintonizada con la estructura principal. Son los denominados amortiguadores de masa (TMD: Tuned mass dampers).

Mediante el uso de disipadores, convenientemente situados en la estructura, se asegura que otros elementos no sean sobresolicitados evitando daños en la estructura. El uso de disipadores implica un incremento de la amortiguación de la estructura.

➤ Aisladores de base.

Los aisladores de base son elementos formados a base de láminas de elastómero zunchados con chapas de acero (neopreno zunchado). Estos dispositivos se caracterizan por tener una rigidez lateral muy bajas siendo capaces soportar las cargas gravitatorias del edificio al mismo tiempo que el edificio sufre deformaciones horizontales debido al terremoto.

El uso de aisladores de base permite un aumento significativo del periodo propio de la estructura consiguiendo que el movimiento de esta se desacople del terreno en el momento del terremoto alejándolo del rango de periodos que introducen mayores cantidades de energía en la estructura (Figura 2.11). Los aisladores de base suelen ir complementados con elementos disipadores de energía para que los desplazamientos laterales no sean excesivos.

Uno de los grandes beneficios de esta solución es que toda la concentración de daño se produce en la planta de aislamiento. La superestructura, entendiéndose como tal parte de estructura que forma el vuelo del edificio y la planta de aislamiento, se comportará como un sólido rígido al tener esta una rigidez notablemente superior a la de los aisladores sufriendo menores daños y comportándose fundamentalmente en rango elástico.

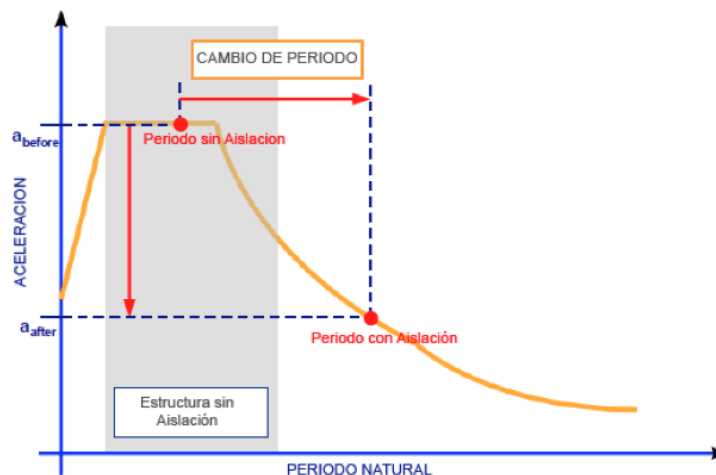


Figura 2.11. Aisladores de base. Influencia sobre el periodo propios de la estructura

Mediante esta técnica se consigue además una reducción muy importante en las aceleraciones absolutas en las plantas (Figura 2.12) del edificio reduciéndose en consecuencia también el daño en elementos no estructurales.

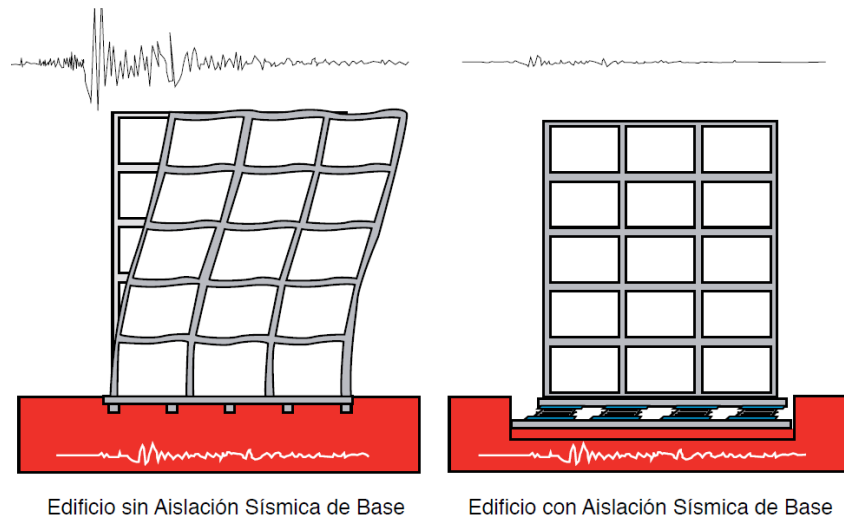


Figura 2.12. Aisladores de base. Influencia sobre las aceleraciones absolutas en plantas

2.4 CONCEPTO DE DUCTILIDAD Y TIPOS DE DUCTILIDADES

La ductilidad es una propiedad fundamental en la capacidad sismorresistente de una estructura. Se entiende por ductilidad la capacidad que tiene un material, una sección, un elemento estructural (viga, pilar, etc.) o toda una estructura para deformarse inelásticamente (por encima del punto de fluencia) sin perder de forma significativa su resistencia. Por tanto, la ductilidad se puede definir a nivel local de material, de sección, de elemento, o a nivel global de toda la estructura [1]

Por tanto, se distinguen los distintos tipos de ductilidades:

- *Ductilidad del material:* También definida como ductilidad axial y caracteriza las deformaciones plásticas del material. Se define como:

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad (2.3)$$

Siendo ε_u el alargamiento máximo unitario y ε_y el de fluencia.

- *Ductilidad de la sección:* Está referida a las deformaciones de la sección y se puede definir a partir de la gráfica momento-curvatura de la sección. Se define como:

$$\mu_x = \frac{X_u}{X_y} \quad (2.4)$$

Siendo X_u la curvatura máxima y X_y la curvatura de fluencia.

- *Ductilidad del elemento:* También llamada ductilidad de rotación y está definida a partir del diagrama momento rotación del elemento (viga, pilar, etc). Se define como:

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (2.5)$$

Siendo θ_u la rotación máxima y θ_y la rotación de fluencia.

- *Ductilidad de la estructura:* También llamada ductilidad en desplazamientos y considera el comportamiento de la estructura global. Se puede definir a partir de una

gráfica de capacidad de la estructura obtenida mediante un análisis de empuje incremental (*pushover*). Se define como:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{2.6}$$

Siendo Δ_u el desplazamiento máximo y Δ_y el desplazamiento de fluencia. Ambos desplazamientos se suelen tomar del ultimo nivel del edificio.

En la Figura 2.13 se incluye un resumen de los distintos tipos de ductilidad definidos anteriormente [9].

Todas las ductilidades definidas están relacionadas y forman la que podría llamarse “cadena de la ductilidad”. Indicar que para conseguir elevadas ductilidades intervienen muchos factores como el endurecimiento de los materiales, las cuantías de las secciones, los valores de carga axil, el nivel de confinamiento, longitud de las rotulas, etc.

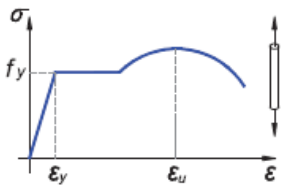
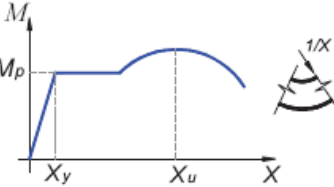
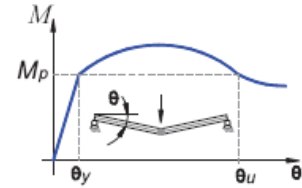
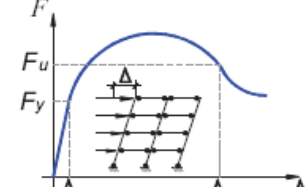
TIPO DE DUCTILIDAD	REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA	DEFINICIÓN
DUCTILIDAD DEL MATERIAL (AXIAL)		$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$
DUCTILIDAD DE LA SECCIÓN (CURVATURA)		$\mu_x = \frac{X_u}{X_y}$
DUCTILIDAD DEL MIEMBRO (ROTACIÓN)		$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y}$
DUCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA (DESPLAZAMIENTO)		$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

Figura 2.13. Tipos de ductilidad

Indicar por último que el concepto de ductilidad, aunque son conceptos diferentes, está relacionado con la energía de disipación y cuanto mayor es la ductilidad, mayor es la capacidad de disipación de energía del material, sección, elemento o estructura.

3. CAPÍTULO 3: PROTOTIPO ESTRUCTURAL UTILIZADO

3.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO Y DEL PROTOTIPO ESTRUCTURAL

Para el estudio realizado se ha desarrollado un prototipo estructural correspondiéndose a un edificio de altura media (6 plantas) de hormigón armado.

El edificio está constituido por pórticos de hormigón armado en las dos direcciones principales con regularidad tanto en planta como en alzado y cuya separación entre pórticos es de 6m en ambas direcciones.

La altura entre plantas es de 3m excepto en planta baja donde la altura es de 4.5m. El uso del edificio es residencial.

Las secciones, tanto de las vigas como de los pilares, son cuadradas de hormigón armado.

Los forjados están resueltos mediante un forjado unidireccional.

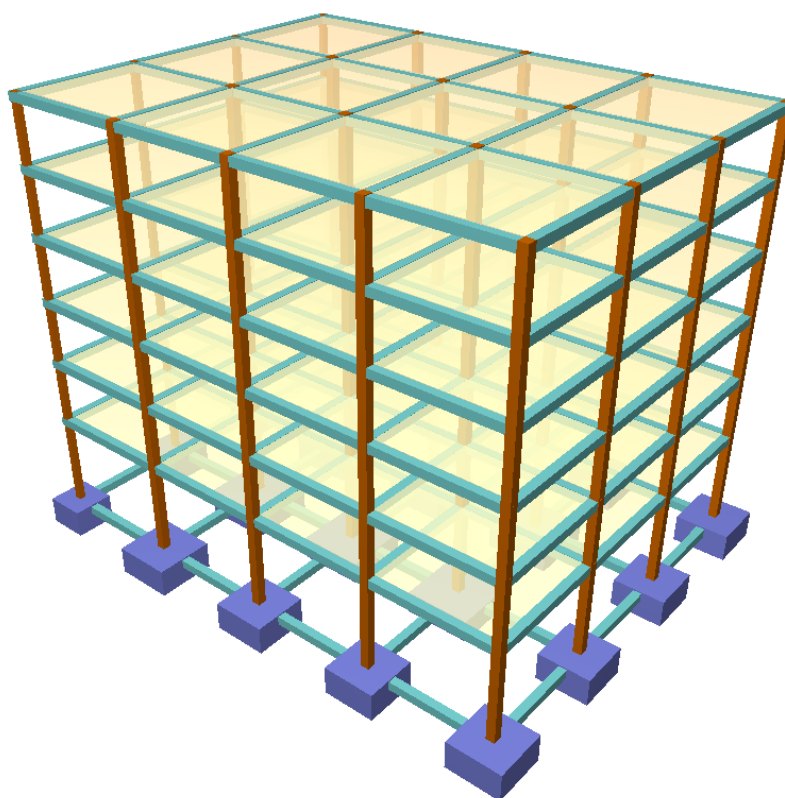


Figura 3.1. Vista 3D edificio de 6 plantas

Dada la regularidad existente, tanto en planta como alzado, para este estudio se ha tomado únicamente uno de los pórticos centrales de 3 vanos del edificio (Figura 3.2).

Para la estimación de las cargas sobre el pórtico se ha calculado el área tributaria que le corresponde obteniéndose así las cargas que actúan sobre cada viga.

En la Figura 3.2 se muestra una vista ilustrativa del pórtico plano correspondiente al pórtico central del edificio objeto de estudio.

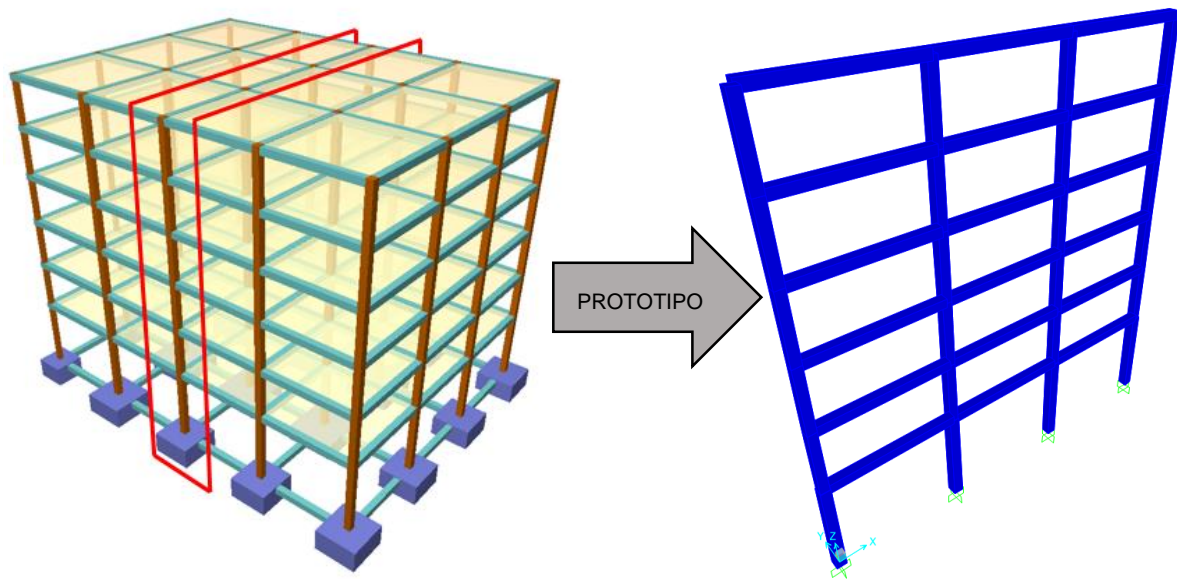


Figura 3.2. Prototipo estructura. Pórtico plano de hormigón armado

3.2 UBICACIÓN DEL EDIFICIO

El edificio está situado en Granada (España) siendo la zona de mayor sismicidad dentro del territorio español.

3.3 NORMATIVA Y CARGAS UTILIZADAS

3.3.1 Normativa utilizada

Para la realización del presente trabajo se han utilizado principalmente el EN 1998-1 (Eurocódigo-8, EC-8) el cual sirve de norma de referencia para el núcleo del trabajo, aunque también se aplica la norma española NCSE-02 en casos concretos con el fin de comparar aspectos de ambas.

Igualmente, al aplicar métodos de cálculo estáticos no lineales como el “*Capacity Spectrum Method*”, se utilizan normas norteamericanas como son:

- FEMA 356.
- FEMA 440.
- ATC 40.

Para la estimación de las cargas actuantes en la estructura se utilizan lo establecido según los Eurocódigos y se mantienen dichas cargas en todas las simulaciones numéricas realizadas sobre el prototipo estructural.

3.3.2 Cargas gravitacionales

3.3.2.1 *Peso propio*

Para la estimación del peso propio de la estructura de hormigón se ha supuesto un peso específico de 25 kN/m³.

3.3.2.2 *Cargas permanentes*

Planta tipo (planta 1º a planta 5º):

Forjado unidireccional	3,90 kN/m ²
Carga muerta planta (solados, acabados, etc.)	1,20 kN/m ²
Tabiquería	1,00 kN/m ²

Cubierta (planta 6º):

Forjado unidireccional	3,90 kN/m ²
Carga muerta planta (formación de pendiente)	2,50 kN/m ²
Tabiquería	0,00 kN/m ²

3.3.2.3 *Sobrecargas de uso*

Planta tipo (planta 1º a planta 5º):

Sobrecarga general de uso	2,00 kN/m ²
---------------------------	------------------------

Cubierta (planta 6º):

Sobrecarga general de uso	1,00 kN/m ²
---------------------------	------------------------

Una vez definidas las cargas superficiales, a partir del ancho tributario que le corresponde al pórtico central (6m), se transforman en cargas lineales que serán las que se introducen en los modelos de cálculo.

3.3.3 Cargas sísmicas

3.3.3.1 *Espectro de respuesta*

Se ha utilizado el espectro de respuesta del Eurocódigo 8 a partir del valor de referencia a_{gr} correspondiente a Granada (0.23g).

Los principales parámetros adoptados para el cálculo del espectro de respuesta son los siguientes:

- Factor de importancia de la edificación: $\gamma I = 1$.
- Espectro tipo 1 correspondiente a terremotos con magnitudes mayores de 5.5.
- Tipo de suelo: Tipo C, $S=1.15$.

- Amortiguamiento de la estructura $\xi = 5\%$. Por tanto, el coeficiente η de corrección del amortiguamiento adopta el valor de 1.

A partir de los parámetros anteriores se construye el espectro elástico de respuesta a partir de lo especificado en el apartado 3.2.2.5 del Eurocódigo 8:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

El espectro de respuesta elástico resultante, es el correspondiente a la Figura 3.3.

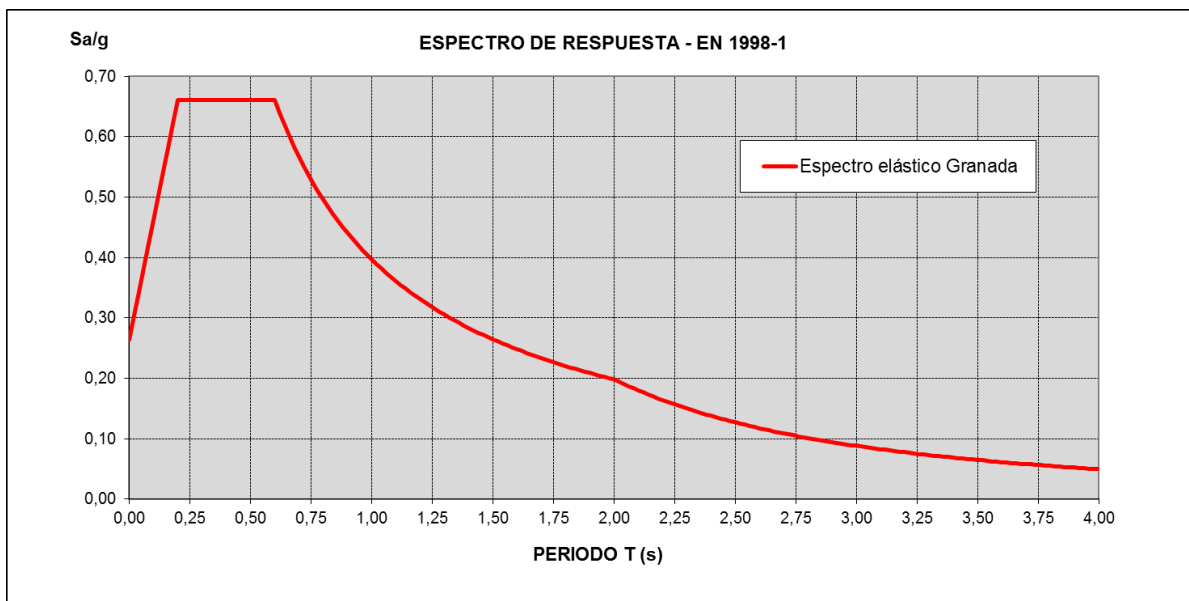


Figura 3.3. Espectro de respuesta elástico. Granada

3.3.3.2 Factores de comportamiento aplicados en las simulaciones numéricas.

En los diferentes cálculos realizados se han utilizado varios niveles de ductilidad y por tanto se han aplicado diferentes factores de comportamiento q :

- En aplicación del Eurocódigo 8: Se realizan cálculos con niveles de ductilidad media (DCM) y alta (DCH).

En el caso de ductilidad media, el factor de comportamiento q utilizado es de 3.9 obtenido de acuerdo a la tipología estructural (sistema de pórticos) y aplicando el coeficiente multiplicador $\alpha_u/\alpha_1=1.3$ correspondiente a la sobrerresistencia asignada para un sistema de pórticos de varias plantas [11].

TIPO ESTRUCTURAL	DCM	DCH
Sistema de pórticos, dual, de muros acoplados	3,0 α_w/α_1	4,5 α_w/α_1
Sistema de muros desacoplados	3,0	4,0 α_w/α_1
Sistema núcleo	2,0	3,0
Sistemas de péndulo invertido	1,5	2,0

Tabla 3.1. Valores de base del coeficiente de comportamiento q_0 para sistemas regulares en altura s/EC-8

Por tanto, $q = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3 \cdot 1.3 = 3.9$ (Para ductilidad media DCM).

En el caso de ductilidad alta, el factor de comportamiento q utilizado es de 5.85:

$q = 4.5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 4.5 \cdot 1.3 = 5.85$ (Para ductilidad media DCH).

En ambos casos, los espectros de respuesta de cálculo utilizados se obtienen a partir de lo establecido en el Eurocódigo 8:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \\
 T_D \leq T : S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}
 \end{aligned} \tag{3.2}$$

- En aplicación de la NCSE: Se han realizado cálculos exclusivamente con ductilidad “alta” no siendo posible aplicar la ductilidad “muy alta” dado que no se cumple uno de los requisitos obligatorios consistente en asegurar que la estructura no sufre inversión de momentos, es decir, la acción sísmica no debe provocar en extremos de las vigas momentos de ambos signos [10].

Para ductilidad alta la NCSE-02 establece un factor de ductilidad de $\mu=3$.

En la parte de este trabajo en que se comparan aspectos de las normas EN 1998-1 con la NCSE-02, se ha empleado la misma acción sísmica. Es decir, en los cálculos en los que se ha aplicado la NCSE se ha utilizado el espectro de respuesta propuesto por el Eurocódigo 8 pero asimilando el factor de comportamiento q al valor de ductilidad μ de la NCSE. Por tanto, en estos casos el factor de comportamiento q utilizado para calcular el espectro de respuesta de diseño es de $q = 3$.

Los espectros de cálculo resultantes, al aplicar los factores de comportamiento q detallados anteriormente, se muestran en la Figura 3.4:

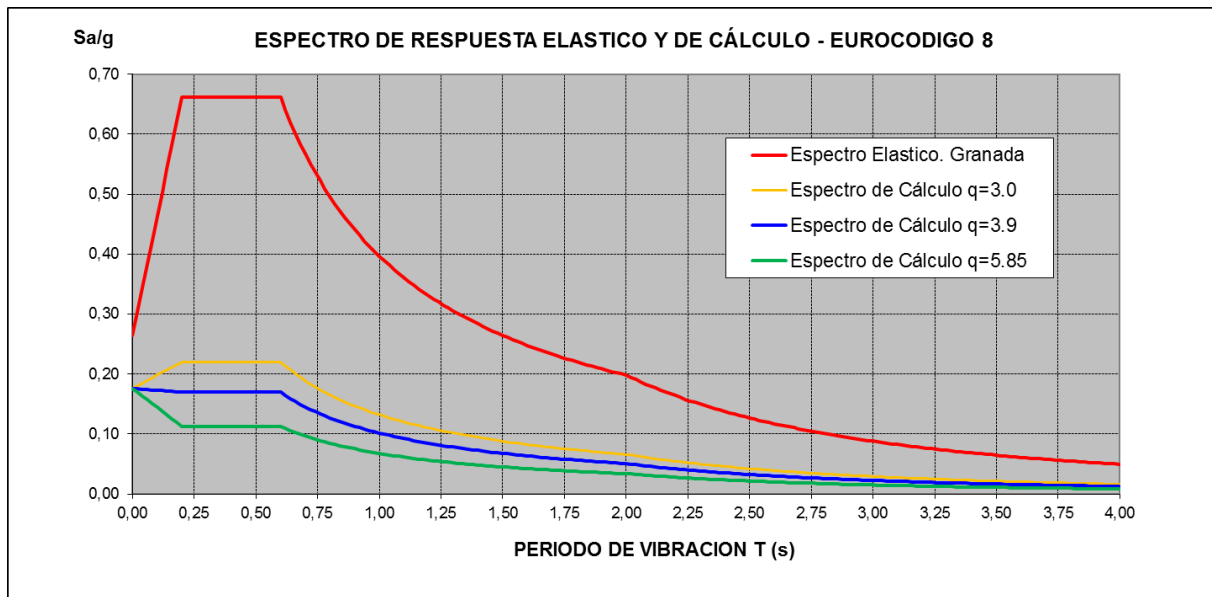


Figura 3.4. Espectros de respuesta elástica y de cálculo

3.3.3.3 Masas consideradas en cálculos sísmicos según el EN 1998-1.

Según lo especificado en el EN 1998-1 los efectos de inercia de la acción sísmica deben evaluarse teniendo en cuenta la existencia de las masas asociadas a toda la carga gravitatoria que aparecen en la siguiente combinación de acciones:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.3)$$

Donde $G_{k,j}$ se corresponde con las cargas permanentes, $Q_{k,i}$ con las sobrecargas y $\psi_{E,i}$ es el coeficiente de combinación para la acción variable y está definido como sigue:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (3.4)$$

Los valores ψ_{2i} se indican en la norma EN 1990:2002 (*Basic of structural design*) y son los mostrados en la Tabla 3.2. Para un edificio residencial se adopta un valor de $\psi_{2i} = 0.3$.

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, $30\text{kN} < \text{vehicle weight} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)*			
Finland, Iceland, Norway, Sweden	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H > 1000\text{ m a.s.l.}$	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H \leq 1000\text{ m a.s.l.}$	0,50	0,20	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTE The ψ values may be set by the National annex. * For countries not mentioned below, see relevant local conditions.			

Tabla 3.2. Valores de ψ para edificios. EN 1990:2002

Los valores de φ se obtienen de la Tabla 3.3 correspondiente al EN 1998-1:

Tipo de acción variable	Planta	φ
Categorías A-C*	Cubierta	1,0
	Plantas con ocupaciones relacionadas	0,8
	Plantas con ocupaciones independientes	0,5
Categorías D-F* Archivos		1,0
* Categorías definidas en la Norma EN-1991-1-1:2002.		

Tabla 3.3. Valores de φ para calcular ψ_{Ei} . EN 1998-1

Para las plantas tipo se adopta $\varphi = 0,8$, suponiendo que la ocupación de las plantas está relacionada, y para las plantas de cubierta $\varphi = 1$.

Se adjuntan en la Tabla 3.4 los coeficientes $\psi_{E,i}$ finalmente adoptados:

	φ	ψ_2	ψ_{Ei}
Planta Tipo	0,8	0,3	0,24
Cubierta	1	0,3	0,3

Tabla 3.4. Coeficientes ψ_{Ei} adoptados

3.3.3.4 Masas consideradas en cálculos sísmicos según la NCSE-02

A efectos de cálculo de las solicitaciones debidas al sismo se deben considerar las masas correspondientes a la propia estructura, las masas permanentes y a una fracción de las cargas

variables, siempre que estas tengan efecto desfavorable sobre la estructura, cuyo valor se indica en la Tabla 3.5:

Tipo de sobrecarga	Fracción de sobrecarga a considerar
En viviendas, hoteles y residencias	0.5
En edificios públicos, oficinas y comercios	0.6
En locales de aglomeración y espectáculos	0.6
Nieve (> 30 días al año)	0.5
En almacenes y archivos	1.0
Tabiquería	1.0
Piscinas o grandes depósitos	1.0

Tabla 3.5. Fracciones de Sobrecarga a considerar según NCSE-02

Para un edificio residencial se adopta un 50% de los valores de sobrecarga.

3.3.4 Cargas de viento

No se aplican cargas eólicas.

3.4 MATERIALES

El hormigón utilizado para la estructura (vigas y pilares) es del tipo HA-25, con una resistencia característica de 25 N/mm².

El tipo de acero a emplear en las armaduras pasivas, es del tipo B-500, con un límite elástico de 500 N/mm².

3.5 BASES DE CÁLCULO USADAS PARA EL DIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA

Para el cálculo y dimensionado de las diversas simulaciones numéricas realizadas se han usado las bases de cálculo establecidas en los Eurocódigos y que se resumen a continuación:

3.5.1.1 Coeficientes de minoración de resistencia de los materiales

La EN 1998-1 establece que los coeficientes parciales que se aplican a la resistencia de los materiales en las comprobaciones ULS (*Ultimate Limit State*) en la combinación sísmica deben tener en cuenta la degradación debida a las deformaciones cíclicas. Se ha seguido la recomendación del EN-1998-1 de que para tener en cuenta dicha degradación se empleen los valores de los coeficientes parciales correspondientes a situaciones persistentes y transitorias, habida cuenta de que la relación entre ellos y los de acciones accidentales es aproximadamente la misma que la que hay entre la resistencia del material nuevo y la del material degradado por deformación cíclica. Por ello para los materiales se han adoptado los siguientes coeficientes:

- Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón $\gamma_c=1,50$
- Coeficiente de minoración de la resistencia del acero pasivo $\gamma_s=1,15$

3.5.1.2 Coeficientes de mayoración de acciones

Para los coeficientes parciales de seguridad en Estados Límites Últimos se tomarán los siguientes valores:

CONCEPTO	SITUACIONES PERSISTENTES O TRANSITORIAS	
	EFEECTO FAVORABLE	EFEECTO DESFAVORABLE
Acciones permanentes	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.35$
Acciones variables	$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 1.50$

Tabla 3.6. Coeficientes de mayoración de acciones

3.5.1.3 Combinación de acciones

Como en el caso anterior las combinaciones de hipótesis consideradas en el trabajo se corresponden a los Eurocódigos y se detallan a continuación:

Situaciones permanentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.5)$$

Situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.6)$$

Donde:

- $G_{k,j}$: Valor característico de las acciones permanentes.
- P : Valor característico de la acción del pretensado.
- $Q_{k,1}$: Valor característico de la acción variable determinante.
- $\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$: Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
- $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$: Valores representativos cuasi permanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.
- A_{Ed} : Valor característico de la acción accidental.

Con las bases de cálculo indicadas se dimensiona la estructura obteniéndose los armados y dimensiones de las secciones (vigas y pilares).

Los resultados de los distintos cálculos dependen de las diferentes simulaciones realizadas en las que intervienen el valor del factor de comportamiento q usado, así como el método de cálculo empleado. En el capítulo 4 y 5 donde se detalla los diferentes métodos de cálculos realizados, se incluyen los resultados de armado para cada caso concreto.

3.6 SOFTWARE UTILIZADO

A lo largo del estudio realizado se han utilizado los siguientes programas de cálculo:

- *SAP 2000, versión V18*: Programa desarrollado por CSI (Computers and Structures, Inc). Es el programa usado como base para el cálculo de las diferentes simulaciones de cálculo realizadas.
- *CYPECAD, versión 2014.p*: Programa desarrollado por CYPE Ingenieros. Se utiliza para el predimensionado de las armaduras de los elementos de diferentes modelos de cálculo.
- *Prontuario Informático del Hormigón Estructural*: Desarrollado por el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA). Se emplea para el cálculo de secciones de hormigón armado para casos concretos.
- Hojas *Excel* y códigos de *Matlab* programados para realizar diferentes cálculos necesarios para el desarrollo del trabajo.

4. CAPÍTULO 4: METODOS DE CÁLCULO LINEALES

4.1 CALCULOS ESTICOS LINEALES EMPLEANDO EN 1998-1 Y NCSE-02

4.1.1 Objetivos

Se realizan cálculos estáticos lineales según el método simplificado del EN 1998-1 con el objetivo de comparar los resultados obtenidos usando diferentes niveles de ductilidad (Media y alta). Para ambos niveles de ductilidad se cuantifican los kilos de acero y m³ de hormigón necesarios y se comparan obteniendo así una estimación del nivel de ahorro en material aparejado a cada nivel de ductilidad.

Así mismo, también se realizan cálculos estáticos lineales según el método simplificado de la NCSE-02 para comparar los resultados con los obtenidos mediante el EN 1998-1 para un nivel equiparable de ductilidad. De la comparación realizada se ponen de manifiesto las diferencias que existen entre ambas normas.

4.1.2 Marco teórico

4.1.2.1 Bases generales

Se considera un cálculo estático a todo aquel en el que las cargas se aplican lenta y gradualmente hasta que alcanzan sus magnitudes completas. A continuación, las cargas permanecen constantes (sin variación en el tiempo). Las aceleraciones y velocidades del sistema excitado son insignificantes y, por tanto, no se tienen en cuenta fuerzas de inercia ni de amortiguamiento.

La ecuación de equilibrio de la estructura es:

$$\mathbf{F} = \mathbf{K} \cdot \boldsymbol{\delta} \quad (4.1)$$

Siendo:

- **F**: Vector de Cargas.
- **K**: Matriz de rigidez.
- **δ**: Vector de desplazamientos.

Por otro lado, en los cálculos lineales existe proporcionalidad entre fuerzas y desplazamientos.

En el proyecto sismorresistente, los cálculos estáticos lineales surgen como una simplificación de los cálculos dinámicos lineales. De forma general, estos métodos consisten en introducir unas cargas estáticas equivalentes a las fuerzas de inercia, que se aplican sobre la estructura a nivel de cada planta (Figura 4.1). Estas fuerzas representan el efecto de carga del terremoto y tienen en cuenta la contribución del primer modo de vibración que es, generalmente, el que gobierna la respuesta de las estructuras.

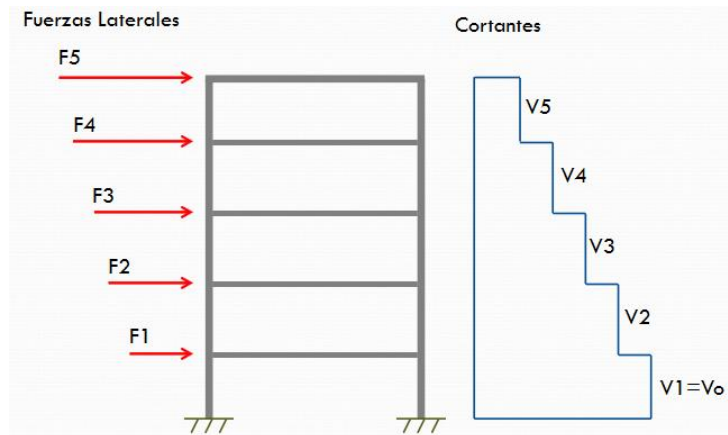


Figura 4.1. Esquema general de fuerzas laterales equivalentes \$F_i\$ y Esfuerzos cortantes \$V_i\$ asociados

Estas fuerzas que representan la hipótesis simple del sismo y se combinan posteriormente con el resto de hipótesis de carga (cargas permanentes, sobrecargas, viento, etc).

Para poder aplicar estos métodos las normas imponen importantes restricciones. Algunas de estas limitaciones son [10] y [11]:

- No son aplicables, en general, a edificios cuya respuesta esté significativamente afectada por las contribuciones de los modos de vibración altos.
- El número de plantas sobre rasante debe ser limitado.
- Debe existir regularidad geométrica en planta y alzado.
- El edificio debe disponer de soportes continuos hasta cimentación, uniformemente distribuidos y sin cambios bruscos de rigidez.
- Debe haber regularidad mecánica en planta (proximidad entre centro de gravedad y de rigidez).

4.1.2.2 Método simplificado según el EN 1998-1(Método de las fuerzas laterales)

Para poder aplicar el método la estructura debe satisfacer que el periodo fundamental en las dos direcciones principales de la estructura sea menor a los siguientes valores:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.2)$$

El periodo \$T_1\$ para edificios de hasta 40m se puede aproximar mediante la siguiente ecuación:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (4.3)$$

Donde:

- \$C_t\$ toma el valor de 0.085 para pórticos de hormigón armado resistentes a flexión (sin muros de hormigón de rigidización).
- \$H\$ es la altura del edificio en m.

El esfuerzo cortante en la base de la estructura F_b para cada una de las direcciones principales debe determinarse mediante la siguiente ecuación:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.4)$$

Donde:

- $S_d(T_1)$ es la ordenada del espectro de respuesta de diseño (aceleración espectral) para el periodo T_1 . Se toma el espectro de respuesta de cálculo según el factor de comportamiento q utilizado.
- T_1 es el periodo fundamental.
- m es la masa del edificio sobre la cimentación.
- λ es el coeficiente de corrección cuyo valor es 0.85 si $T_1 < 2T_c$ y el edificio tiene más de dos plantas. En otro caso adopta el valor de 1.

Las geometrías de las deformadas correspondientes al modo fundamental en las direcciones horizontales de análisis del edificio pueden calcularse utilizando los métodos de dinámica estructura (cálculo de autovalores y autovectores), o pueden aproximarse mediante desplazamientos horizontales que se incrementan linealmente a lo largo de la estructura del edificio (distribución triangular). En este segundo caso las fuerzas horizontales F_i deben obtenerse de la siguiente ecuación:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (4.5)$$

Donde:

- F_i es la fuerza horizontal que actúa en el nivel i .
- F_b es el esfuerzo cortante sísmico en la base.
- z_i, z_j son las alturas de las masas m_i, m_j respecto al nivel de aplicación de la acción sísmica.
- m_i, m_j son las masas de las plantas.

4.1.2.3 Método Simplificado según la NCSE-02 (Método Fuerzas Equivalentes)

La norma propone una serie de expresiones para determinar el periodo fundamental T_F dependiendo de la tipología estructural. Para el caso de edificios de pórticos de hormigón armado sin la colaboración de pantallas rigidizadores la NCSE-02 propone la siguiente expresión para el cálculo de T_F :

$$T_F = 0.09 n \quad (4.6)$$

Siendo n el número de plantas.

La fuerza sísmica estática equivalente F_{ik} correspondiente a la planta k y modo de vibración i , viene dada por la expresión:

$$F_{ik} = S_{ik} \cdot P_k \quad (4.7)$$

Donde:

- P_k es el peso correspondiente a la masa m_k de la planta k .
- S_{ik} es el coeficiente sísmico adimensional correspondiente a la planta k en el modo i , de valor:

$$S_{ik} = (a_c/g) \cdot \alpha_i \cdot \beta \cdot \eta_{ik} \quad (4.8)$$

Donde:

- a_c es la aceleración sísmica de cálculo (aceleración espectral), expresada en m/s^2 .
- g es la aceleración de la gravedad, expresada igualmente en m/s^2 .
- β es el coeficiente de respuesta, definido como sigue:

$$\beta = \frac{\nu}{\mu} \quad (4.9)$$

Siendo:

- ν el factor de modificación del espectro en función del amortiguamiento y cuyo valor es:

$$\nu = (5/\Omega)^{0.4} \quad (4.10)$$

Donde Ω el amortiguamiento de la estructura expresado en %.

- μ es el coeficiente de comportamiento por ductilidad.

- η_{ik} es el factor de distribución correspondiente a la planta k , en el modo i .
- α_i es el coeficiente de amplificación del espectro de respuesta de tal manera que se prolonga el valor de la meseta hasta el periodo $T=0$.

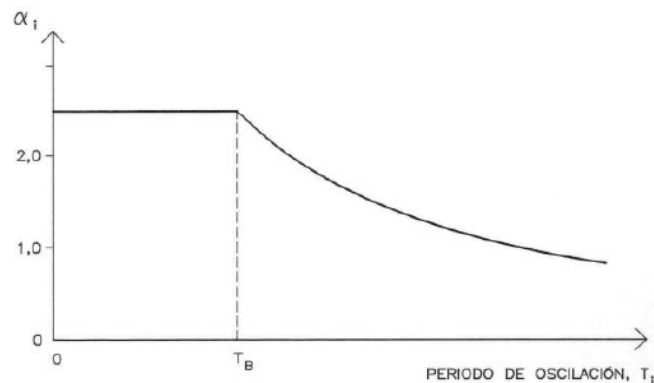


Figura 4.2. Espectro respuesta para método simplificado NCSE-02

El valor del factor de distribución η_{ik} correspondiente a la planta k en el modo de vibración i adopta el valor:

$$\eta_{ik} = \Phi_{ik} \frac{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{ik}}{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{ik}^2} \quad (4.11)$$

Donde:

- n es el número de niveles.
- m_k es la masa del nivel k .
- Φ_{ik} es el coeficiente de forma correspondiente al nivel k en el modo i , para el que puede adoptarse la siguiente expresión aproximada:

$$\Phi_{ik} = \text{sen}[(2i - 1) \cdot \pi \cdot h_k / 2H] \quad (4.12)$$

Siendo:

- h_k la altura sobre rasante del nivel k .
- H la altura total de la estructura del edificio.

4.1.3 Modelo numérico adoptado

La estructura se discretiza en elementos tipo barra correspondiente a las vigas y pilares del pórtico objeto de estudio. Los nudos entre barras se consideran perfectamente rígidos y se considera la inercia bruta de las mismas.

El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo plano (dos dimensiones) por métodos matriciales de rigidez modelando todas las barras (vigas y pilares) que definen el pórtico.

Se establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando 3 grados de libertad (pórtico plano).

4.1.4 Aplicación del método simplificado del EN 1998-1 al prototipo estructural

Se aplica el método de las fuerzas laterales al prototipo estructural.

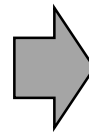
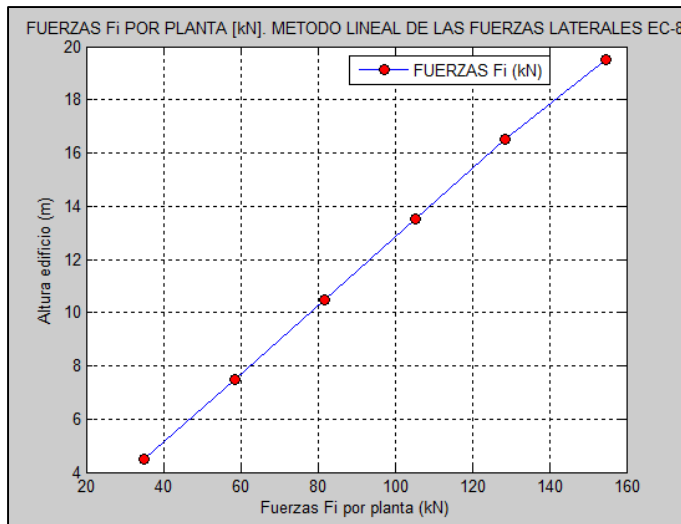
Se realizan dos simulaciones; En la primera se considera una ductilidad media (DCM) y por tanto un factor de comportamiento de $q=3.9$ y en la segunda una ductilidad alta (DCH) con un valor de $q=5.85$.

Se programa en Matlab, paso a paso, el método detallado en el apartado 4.1.2.2 para obtener las cargas laterales equivalentes. A continuación, con dichas cargas se calcula y dimensiona la estructura en SAP 2000. Se incluyen a continuación algunos de los resultados numéricos obtenidos para cada nivel de ductilidad aplicada:

4.1.4.1.1 Para ductilidad media (DCM), $q=3.9$:

- Periodo fundamental según formulación simplificada del método: $T_1=0.6960$ s
- Aceleración espectral de cálculo: $S_d(T_1) = 0.146$ m/s²
- Cortante basal total de proyecto: $V_{DB} = 564.1$ kN
- Desplazamiento elástico en el último nivel (Obtenido con SAP 2000): $\delta e = 7.20$ cm
- Desplazamiento plástico el último nivel: $\delta p = 7.20$ cm $\cdot q = 7.20 \cdot 3.9 = 28.0$ cm

La distribución final de fuerzas horizontales en cada nivel F_i es triangular cuyos valores son:



Nivel	Altura zi	Fi (kN)
Nivel 6	19,5	154,69
Nivel 5	16,5	128,68
Nivel 4	13,5	105,28
Nivel 3	10,5	81,89
Nivel 2	7,5	58,49
Nivel 1	4,5	35,09
Tot:		564,1

Figura 4.3. Distribución y valor de las fuerzas laterales por niveles (DCM). EC-8

4.1.4.2 Para ductilidad alta (DCH), $q=5.85$:

- Periodo fundamental según formulación simplificada del método. $T_1 = 0.6960$ s
- Aceleración espectral de cálculo: $S_d(T_1) = 0.0974$ m/s²
- Cortante basal total de proyecto: $V_{DB} = 376.1$ kN
- Desplazamiento elástico en el último nivel (Obtenido con SAP 2000): $\delta e = 4.76$ cm
- Desplazamiento plástico en el último nivel: $\delta p = 4.76$ cm $\cdot q = 4.76 \cdot 5.85 = 27.9$ cm ≈ 28.0 cm

La distribución final de fuerzas horizontales F_i en cada nivel es triangular y cuyos valores son:

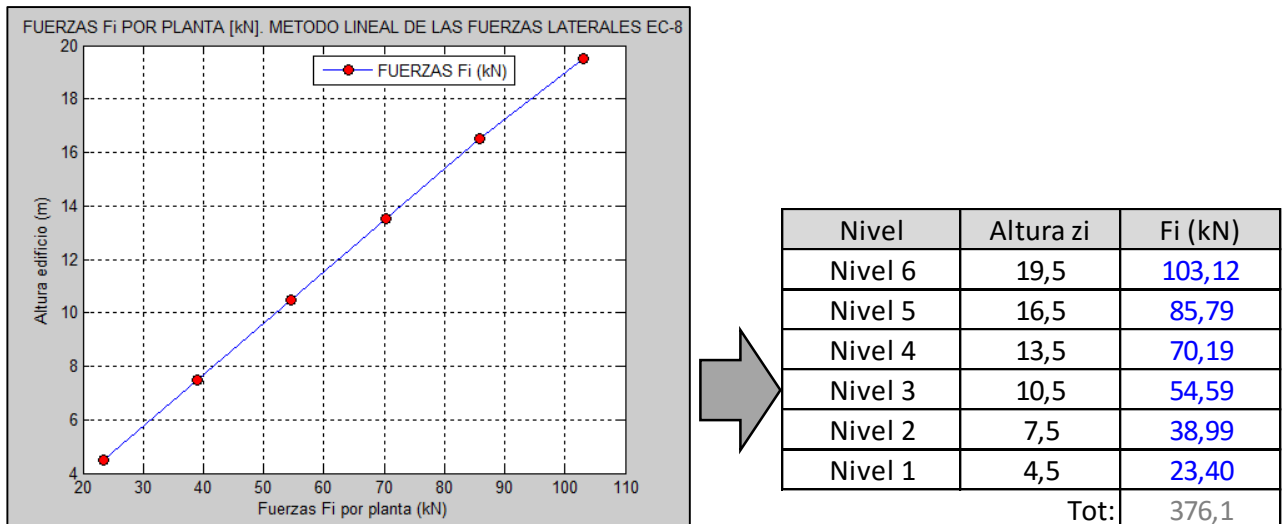


Figura 4.4. Distribución y valor de las fuerzas laterales por niveles (DCH). EC-8

4.1.4.3 Límites de desplomes entre niveles

El EN 1998-1 establece una serie de limitaciones en cuanto a desplome entre niveles de tal manera que dichas limitaciones suponen una forma de limitación de daño de la estructura. Los límites establecidos en el EN 1998-1 son:

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

$$dr \cdot V \leq 0.005 \cdot h \tag{4.13}$$

- b) Para edificios que tengan elementos no estructurales dúctiles.

$$dr \cdot V \leq 0.0075 \cdot h \tag{4.14}$$

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

$$dr \cdot V \leq 0.010 \cdot h \tag{4.15}$$

Donde:

- dr es el valor de cálculo del desplome entre niveles.
- H es la altura del nivel.
- 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. Los valores recomendados de V para clase de importancia I y II es de 0.5.

En el estudio realizado se ha dimensionado la estructura para que se cumpla la limitación c (ecuación (4.15)). En las siguientes tablas se detallan los desplazamientos obtenidos en cada

planta y la verificación correspondiente a la limitación de desplomes. Se puede comprobar que en ambos cálculos se cumple la limitación c correspondiente a la ecuación (4.15):

Para ductilidad media (DCM), $q=3.9$:

	h (m)	v	d elasticos abs (cm)	d * q abs (cm)	Desplome dr(cm)	h/X	limite a 0,005h/v [cm]	chek a	Limite b 0,0075h/v [cm]	chek b	Limite c 0,01h/v [cm]	chek c
planta 6	3	0,5	7,20	28,08	2,15	140	3,00	OK	4,50	OK	6,00	OK
planta 5	3	0,5	6,65	25,94	3,63	83	3,00	NO	4,50	OK	6,00	OK
planta 4	3	0,5	5,72	22,31	4,95	61	3,00	NO	4,50	NO	6,00	OK
planta 3	3	0,5	4,45	17,36	5,30	57	3,00	NO	4,50	NO	6,00	OK
planta 2	3	0,5	3,09	12,05	5,93	51	3,00	NO	4,50	NO	6,00	OK
planta 1	4,5	0,5	1,57	6,12	6,12	73	4,50	NO	6,75	OK	9,00	OK

Tabla 4.1. Comprobación límites de desplome entre plantas. (DCM)

Para ductilidad alta (DCH), $q=5.85$:

	h (m)	v	d elasticos abs (cm)	d * q abs (cm)	Desplome dr(cm)	h/X	limite a 0,005h/v [cm]	chek a	Limite b 0,0075h/v [cm]	chek b	Limite c 0,01h/v [cm]	chek c
planta 6	3	0,5	4,76	27,85	2,16	139	3,00	OK	4,50	OK	6,00	OK
planta 5	3	0,5	4,39	25,68	3,63	83	3,00	NO	4,50	OK	6,00	OK
planta 4	3	0,5	3,77	22,05	4,91	61	3,00	NO	4,50	NO	6,00	OK
planta 3	3	0,5	2,93	17,14	5,50	55	3,00	NO	4,50	NO	6,00	OK
planta 2	3	0,5	1,99	11,64	5,50	55	3,00	NO	4,50	NO	6,00	OK
planta 1	4,5	0,5	1,05	6,14	6,14	73	4,50	NO	6,75	OK	9,00	OK

Tabla 4.2. Comprobación límites de desplome entre plantas. (DCH)

4.1.4.3.1 Efectos de 2º orden

Según se indica en el EC-8, los efectos de segundo orden (efectos P- Δ) no necesitan tenerse en cuenta si se cumple la siguiente condición:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.16)$$

Donde:

- θ es el coeficiente de sensibilidad del desplome entre niveles.
- P_{tot} es la carga total gravitatoria desde el nivel considerado hacía arriba, para la situación sísmica de cálculo. En este caso la carga total gravitatoria se corresponde con la siguiente combinación de cargas:
Cargas permanentes + 0.24 Cargas variables planta tipo + 0.30 Cargas variables cubierta
- d_r es el valor de cálculo del desplome entre niveles.
- V_{tot} es el esfuerzo cortante sísmico total de la planta.
- h es la altura entre niveles.

Si $0.1 < \theta \leq 0.2$ los efectos de segundo orden pueden tenerse en cuenta, aproximadamente, mayorando los efectos de la acción sísmica mediante un coeficiente igual a $\frac{1}{1-\theta}$. En ningún caso el valor de θ debe superar el valor de 0.3. Entre valores de θ comprendidos entre 0.2 y

0.3 el EN 1998-1 no hace ningún comentario siendo, por tanto, un tema a completar en próximas revisiones del EN 1998-1.

En el trabajo realizado se calcula el coeficiente θ para los modelos correspondientes a la ductilidad media (DCM) y alta (DCH) obteniéndose en ambos casos coeficientes $\theta > 0.1 \leq 0.2$ significando por tanto que se deben amplificar los efectos de la acción sísmica por el coeficiente $\frac{1}{1-\theta}$.

Se adjunta a continuación los cálculos realizados para la obtención del coeficiente θ y los coeficientes de mayoración de la acción sísmica finalmente empleados:

Para ductilidad media (DCM), $q=3.9$:

	h (m)	d elasticos abs (cm)	d * q abs (cm)	Desplome dr(cm)	Ptot (KN)	V tot (Kn)	Θ	chek	$1/(1-\Theta)$
planta 6	3,00	7,20	28,08	2,15	791,5	154,7	0,04	OK<0,2	1,04
planta 5	3,00	6,65	25,94	3,63	1594,0	283,4	0,07	OK<0,2	1,07
planta 4	3,00	5,72	22,31	4,95	2396,5	388,6	0,10	OK<0,2	1,11
planta 3	3,00	4,45	17,36	5,30	3205,4	470,5	0,12	OK<0,2	1,14
planta 2	3,00	3,09	12,05	5,93	4019,1	529,0	0,15	OK<0,2	1,18
planta 1	4,50	1,57	6,12	6,12	4858,7	564,1	0,12	OK<0,2	1,13

Tabla 4.3. Coeficientes θ . Efectos de 2º Orden. (DCM)

Finalmente, se adopta como coeficiente de mayoración de los efectos de las acciones sísmicas el valor más alto de todas las plantas. En este caso se adopta el valor de $\frac{1}{1-\theta} = 1.18$

Para ductilidad alta (DCH), $q=5.85$:

	h (m)	d elasticos abs (cm)	d * q abs (cm)	Desplome dr(cm)	Ptot (KN)	V tot (Kn)	Θ	chek	$1/(1-\Theta)$
planta 6	3,00	4,76	27,85	2,16	791,49	-103,12	0,06	OK<0,2	1,06
planta 5	3,00	4,39	25,68	3,63	1594,02	-188,90	0,10	OK<0,2	1,11
planta 4	3,00	3,77	22,05	4,91	2396,54	-259,08	0,15	OK<0,2	1,18
planta 3	3,00	2,93	17,14	5,62	3205,44	-313,67	0,19	OK<0,2	1,24
planta 2	3,00	1,97	11,52	5,38	4020,71	-352,66	0,20	OK=0,2	1,26
planta 1	4,50	1,05	6,14	6,14	4861,85	-376,06	0,18	OK<0,2	1,21

Tabla 4.4. Coeficientes θ . Efectos de 2º Orden. (DCH)

Se toma como coeficiente de mayoración de los efectos de las acciones sísmicas el valor más alto de todas las plantas. En este caso se adopta el valor de $\frac{1}{1-\theta} = 1.26$

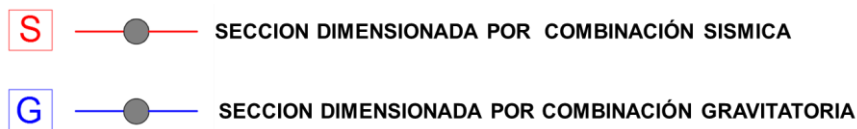
4.1.4.4 Resultados del dimensionado. Armados y mediciones

Se dimensionan los prototipos correspondientes a la ductilidad media (DCM) y ductilidad alta (DCH) obteniéndose las correspondientes secciones de hormigón armado tanto para pilares como para vigas siguiendo los criterios de armado establecidos en el EN 1998-1 para ambos niveles de ductilidad. Indicar que en el proceso de dimensionado se han tenido en cuenta las indicaciones del EN-1998-1 en lo correspondiente al proyecto por capacidad a nivel global de la estructura. En ese sentido se ha realizado la comprobación referente a que la suma de

momentos en pilares sea 1.3 veces mayor que la suma de los momentos de las vigas que confluyen en un nudo. Esta comprobación ha resultado muy condicionante en muchas ocasiones a la hora de dimensionar el armado longitudinal de los pilares.

Los resultados obtenidos, en cuanto a secciones y armados de pilares, se adjuntan en el anejo 1 y 2 del presente documento. (*Dimensionamiento de pilares del prototipo estructural mediante cálculos estáticos lineales según EC-8. Ductilidad media (DCM) y alta (DCH)*)

Con el fin de evaluar la influencia en el dimensionamiento de los diferentes elementos de la hipótesis sísmica frente a las hipótesis gravitatorias, se incluyen a continuación dos esquemas (Figura 4.5 y Figura 4.6), uno para cada nivel de ductilidad, en los que indica que combinación es la pésima de las dos y por tanto la que dimensiona los elementos (vigas y pilares). En los croquis se indica cual es la combinación de cargas que gobierna el dimensionado en las secciones extremas de cada barra por ser en ellas donde potencialmente se producirán las rótulas plásticas ante la acción sísmica. La leyenda indicada en los esquemas es la siguiente:



➤ Para ductilidad media (DCM), $q=3.9$:

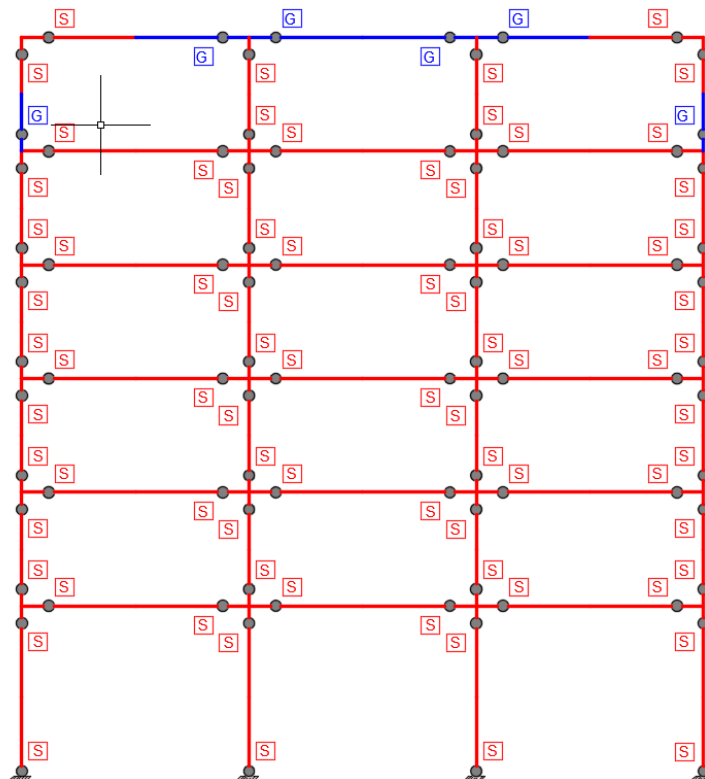


Figura 4.5. Esquema combinación dimensionante (gravitatoria vs sísmica). (DCM)

➤ Para ductilidad alta (DCH), $q=5.85$:

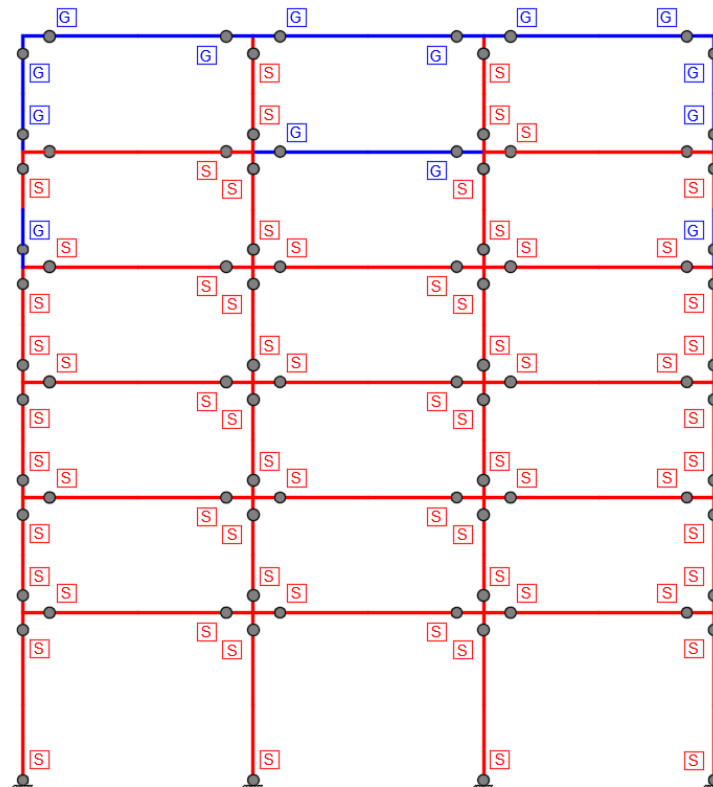


Figura 4.6. Esquema combinación dimensionante (gravitatoria vs sísmica). (DCH)

Como se puede observar de las figuras anteriores, para ambos niveles de ductilidad, la combinación sísmica es la que gobierna el dimensionado en casi la totalidad de las barras de la estructura.

Se adjuntas a continuación las mediciones realizadas de kilos de acero y m^3 de hormigón correspondientes a los cálculos realizados:

➤ Para ductilidad media (DCM), $q=3.9$:

RESUMEN DE MEDICION, (DCM)		
Elemento	Volumen (m3)	Barras (Kg)
Vigas	17,68	5137
Pilares	13,4	4956
Total	31,08	10.093

Tabla 4.5. Medición prototipo EC-8 (DCM). Cálculos estáticos lineales

➤ Para ductilidad alta (DCH), $q=5.85$:

RESUMEN DE MEDICION, (DCH)		
Elemento	Volumen (m3)	Barras (Kg)
Vigas	17,68	4518
Pilares	13,4	4110
Total	31,08	8.628

Tabla 4.6. Medición prototipo. EC-8 (DCH). Cálculos estáticos lineales

4.1.4.5 Comparativa entre DCM vs DCH. Conclusiones

En lo referente a kilos de acero y m^3 de hormigón se concluye de los resultados anteriores que, si bien en cuanto a m^3 de hormigón se obtienen los mismos valores, se aprecia un ahorro significativo en kilos de acero al calcular con una ductilidad alta (DCH) frente a ductilidad media (DCM). Este ahorro, para el prototipo estructural utilizado, se cifra en 1.465 kilos que equivale a un ahorro en acero del 14.5%.

	Volumen (m3)	Barras (Kg)
EC-08, DCM, $q=3,9$	31,1	10.093
EC-08, DCH, $q=5,85$	31,1	8.628
% ahorro EC-8	0,0%	14,5%

Tabla 4.7. Ahorro en % (EC-8 (DCM) vs EC-8(DCH))

Diseñar con ductilidades altas (DCH) conlleva unos criterios de armado más exigentes que el diseño con ductilidades medias (DCM) dado que se deben conseguir elementos más dúctiles para obtener mayores ductilidades de la estructura (ductilidades en desplazamientos).

A pesar de las mayores exigencias de armado exigidas en los niveles de alta ductilidad (DCH) el uso de factores de comportamiento q más altos, conlleva una reducción significativa de los esfuerzos sobre la estructura y como consecuencia una reducción en la medición total de kilos de acero de la estructura. Sin embargo, como se verá en próximos apartados, mediante cálculos dinámicos lineales en los que la acción sísmica es menos conservadora que en el método de las fuerzas laterales los ahorros obtenidos se reducen sustancialmente debido a las altas exigencias que, en cuanto al armado trasversal en pilares, impone el nivel de ductilidad alto (DCH). Esta diferencia en el ahorro está motivada a que las cargas estáticas equivalentes empleadas mediante los métodos simplificados (cálculos estáticos lineales) son más altas (más conservadoras) que las obtenidos en los cálculos mediante el análisis modal espectral y, por tanto, la reducción de las cargas al usar factores de comportamiento q más altos tiene mayores incidencia en el ahorro de armadura.

Por otro lado, el hecho de pasar de una ductilidad media (DCM) a alta (DCH), supone una reducción del esfuerzo cortante basal de 564.1 kN a 376.1 kN. Esto supone una reducción aproximada del 33% que como era de esperar en un cálculo lineal coincide con la diferencia en porcentaje entre los factores de comportamiento aplicados para cada nivel de ductilidad ($q = 3.9$ y $q = 5.85$).

4.1.5 Aplicación del método simplificado de la NCSE-02 al prototipo estructural

Se aplica el método simplificado al prototipo estructural para obtener las fuerzas laterales equivalentes.

En este caso se aplica el nivel de ductilidad alta $\mu=3$ según la NCSE-02.

Por tanto, se usa un factor de comportamiento $q=3$ según se detalla en el capítulo 3.

Se programa en Matlab, paso a paso, el método que se detalla en el apartado 4.1.2.3 para obtener las cargas laterales equivalentes. A continuación, con dichas cargas se calcula y dimensiona la estructura en SAP 2000. Se incluyen a continuación algunos de los resultados obtenidos:

- Periodo fundamental según formulación simplificada del método: $T_1 = 0.54 \text{ s}$
- Aceleración espectral de diseño: $S_d(T_1) = 0.22 \text{ m/s}^2$
- Cortante basal total: $V_{tot} = 976.1 \text{ kN}$
- Desplazamiento elástico en último nivel (Obtenido con SAP 2000): $\delta_e = 7.78 \text{ cm}$
- Desplazamiento plástico en último nivel: $\delta_p = 7.78 \text{ cm} \cdot \mu = 7.78 \cdot 3 = 23.3 \text{ cm}$

La distribución final de fuerzas horizontales en cada nivel F_i , y el valor de dichas fuerzas, es la siguiente:

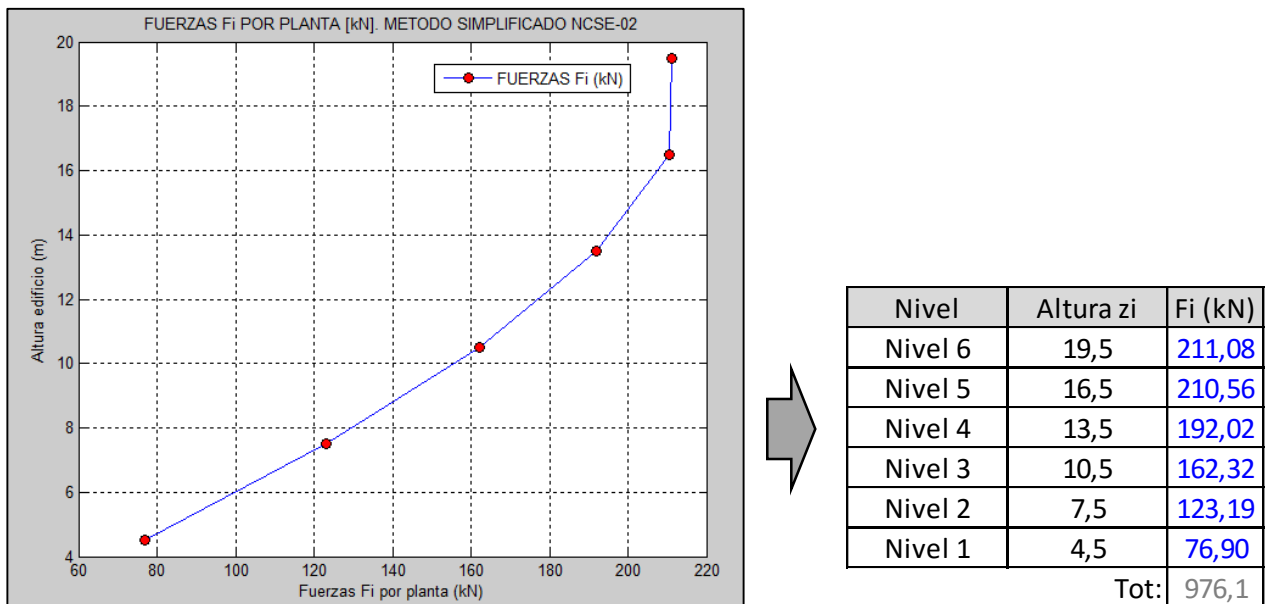


Figura 4.7. Distribución y valor de las fuerzas laterales por niveles. NCSE-02

4.1.5.1 Mecanismo de colapso “columna fuerte-viga débil”.

El modo de garantizar que se satisface el requisito de formación de un mecanismo del tipo “viga débil-columna fuerte” es una de las diferencias entre la norma NCSE-02 y el EN 1998-1. En el caso de la NCSE-02 no se da ninguna relación entre resistencia a flexión de pilares y de vigas que concurren a un nudo, lo cual conduce a la aplicación estricta del articulo de la NCSE-02. Concretamente, para poder aplicar el factor de ductilidad $\mu=3$ adoptado, la NCSE-02, en su artículo 4.5.1, obliga a que se cumpla lo siguiente [10]:

“Las secciones extremas de las vigas plastifican antes que las del soporte, lo que se cumple si el coeficiente de seguridad de cualquier solicitación de todo soporte es siempre superior al de cualquier solicitación de toda viga con la que concurre en un nudo.”

El cumplimiento de este requisito suele condicionar las secciones y armados de los pilares de la estructura [12].

Se realizan a continuación, paso a paso, los cálculos para garantizar que las secciones extremas de las vigas plastifican antes que las del soporte. Únicamente en las vigas del nivel de cubierta se admite que las rótulas se formen en los extremos superiores de los pilares [12].

a) Posición de las rótulas plásticas

Las rotulas plásticas se pueden localizar a una distancia d_R aproximada desde el eje del pilar de valor $\left(\frac{hc}{2} + h_b\right)$ siendo hc el canto del pilar y h_b el canto de la viga. En nuestro estudio se adopta el mismo valor de d_R para todas las rotulas de todos los niveles asimilándolo a un valor medio y cuyo valor es:

$$d_R = \frac{0.60}{2} + 0.4 = 0.7\text{m}$$

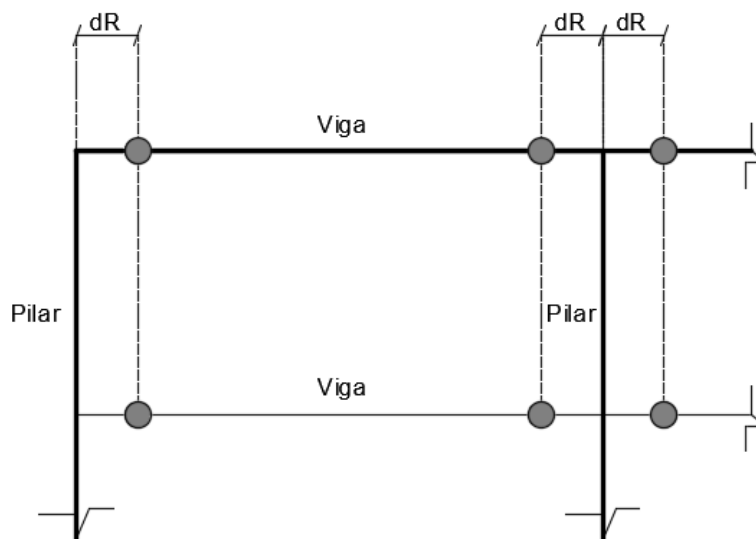


Figura 4.8. Posición rotulas plásticas

b) Momentos de plastificación en los extremos de las vigas y arranque de pilares

Para el cálculo del límite superior de la resistencia a flexión en las rotulas plásticas (Momentos plásticos) se tiene en cuenta la posible sobrerresistencia de los materiales. En este sentido se adopta un coeficiente de sobrerresistencia $\gamma = 1.25$ tanto para el acero como para el hormigón. Por tanto, la resistencia de los materiales para el cálculo de las rótulas plásticas es:

$$f_{yk} = 500 \cdot 1.25 = 625 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 250 \cdot 1.25 = 312.5 \text{ N/mm}^2$$

En ambos casos se adopta un coeficiente de minoración de resistencia del material de 1.

De un primer dimensionado de la estructura se obtienen los armados longitudinales de las vigas y a continuación, con dichos armados, se obtienen los momentos de plastificación en los extremos de dichas vigas. Para dicho cálculo se ha utilizado el Prontuario informático del hormigón de la EHE (Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA)). En la Tabla

4.8 se adjuntan los momentos plásticos correspondientes a cada rotula de cada una de las vigas que forman el pórtico del prototipo estructural. Se desglosa el armado de cada viga y el momento último plástico (rotula plástica) y también el momento último sin incluir la sobrerresistencia:

MOMENTOS PLÁSTICOS EN VIGAS - ROTULAS PLÁSTICAS																							
PILAR	BARRA	NUDO	h [m]	As Inferior [cm ²]						As Superior [cm ²]													
				Armado base			Armado Ref			Mu ⁺ [kNm] (Con sobrerresistencia)	Mu ⁻ [kNm] (Sin sobrerresistencia)	Armado base			Armado Ref			Mu ⁺ [kNm] (Con sobrerresistencia)	Mu ⁻ [kNm] (Sin sobrerresistencia)				
				n	Ø	As_Base	n	Ø	As_Ref			As_Total	h [m]	n	Ø	As_Base	n			Ø	As_Ref	As_Total	
Planta 6	P1	1	1	0,40	4	12	4,52	0	0	0	4,52	91,8	65,2	0,4	3	10	2,36	6	12	6,79	9,14	178,2	126,9
	P2	1	2	0,40	4	12	4,52	0	0	0,00	4,52	91,7	65,3	0,40	3	10	2,36	6	16	12,06	14,42	267,2	194,1
	P2	2	2	0,40	4	12	4,52	0	0	0,00	4,52	91,7	65,3	0,40	3	10	2,36	6	16	12,06	14,42	267,2	194,1
Planta 5	P1	4	5	0,40	4	12	4,52	4	12	4,52	9,05	177,4	125,4	0,40	4	12	4,52	5	20	15,71	20,23	367,2	267,9
	P2	4	6	0,40	4	12	4,52	4	12	4,52	9,05	177,4	125,4	0,40	4	12	4,52	5	20	15,71	20,23	367,2	267,9
	P2	5	6	0,40	4	12	4,52	4	12	4,52	9,05	177,4	125,4	0,40	4	12	4,52	5	20	15,71	20,23	367,2	267,9
Planta 4	P1	7	9	0,40	4	12	4,52	4	16	8,04	12,57	243,6	171,7	0,40	4	16	8,04	4	25	19,63	27,68	469,3	359,7
	P2	7	10	0,40	4	12	4,52	4	16	8,04	12,57	243,6	171,7	0,40	4	16	8,04	4	25	19,63	27,68	469,3	359,7
	P2	8	10	0,40	4	12	4,52	4	16	8,04	12,57	243,6	171,7	0,40	4	16	8,04	4	25	19,63	27,68	469,3	359,7
Planta 3	P1	10	13	0,40	4	16	8,04	5	16	10,05	18,10	347,0	244,1	0,40	4	20	12,57	4	25	19,63	32,20	553,6	419,7
	P2	10	14	0,40	4	16	8,04	5	16	10,05	18,10	347,0	244,1	0,40	4	20	12,57	4	25	19,63	32,20	553,6	419,7
	P2	11	14	0,40	4	16	8,04	5	16	10,05	18,10	347,0	244,1	0,40	4	20	12,57	4	25	19,63	32,20	553,6	419,7
Planta 2	P1	13	17	0,40	4	16	8,04	5	16	10,05	18,10	347,0	244,1	0,40	4	20	12,57	4	25	19,63	32,20	553,6	419,7
	P2	13	18	0,40	4	16	8,04	5	16	10,05	18,10	347,0	244,1	0,40	4	20	12,57	4	25	19,63	32,20	553,6	419,7
	P2	14	18	0,40	4	16	8,04	5	16	10,05	18,10	347,0	244,1	0,40	4	20	12,57	4	25	19,63	32,20	553,6	419,7
Planta 1	P1	16	21	0,40	4	16	8,04	4	16	8,04	16,08	309,3	217,7	0,40	3	20	9,42	7	20	21,99	31,42	525,7	407,9
	P2	16	22	0,40	4	16	8,04	4	16	8,04	16,08	309,3	217,7	0,40	3	20	9,42	7	20	21,99	31,42	525,7	407,9
	P2	17	22	0,40	4	16	8,04	4	16	8,04	16,08	309,3	217,7	0,40	3	20	9,42	7	20	21,99	31,42	525,7	407,9

Tabla 4.8. Momentos plásticos en vigas (rotulas plásticas)

El cálculo de las rotulas en la base de los pilares es análogo con la salvedad de que el momento ultimo dependerá del valor de la carga axil *N* actuante en el pilar. A efectos del cálculo del momento plástico en la base de los pilares se toma el valor de axil *N* correspondiente a la formación del mecanismo de colapso “viga débil-columna fuerte”.

En el caso de los pilares extremos, dependiendo de la dirección de la acción sísmica, el axil *N* variará de tal manera que habrá un axil máximo y un axil mínimo que llevarán aparejado un momento ultimo de plastificación diferente. El cálculo de dichos momentos se justificará en el apartado siguiente, pero a modo de resumen se adjunta a continuación una tabla resumen con los valores de los momentos últimos de plastificación tanto para los pilares extremos como para los pilares centrales.

PILARES						
BARRA	NUDO	Armado			Mu [kNm] N min (+Sx) (Plástico)	Mu [kNm] N max (-Sx) (Plástico)
		n	Ø	As_Total		
39	25	20	20	62,83	1195,0	1580,0
40	26	20	20	62,83	1580,0	1580,0

Tabla 4.9. Momentos plásticos en arranque de pilares (rotulas plásticas)

En la siguiente figura se ilustra los momentos plásticos de todas las rotulas, tanto de vigas como de pilares, al igual que se indica la numeración de nudos y barras adoptada:

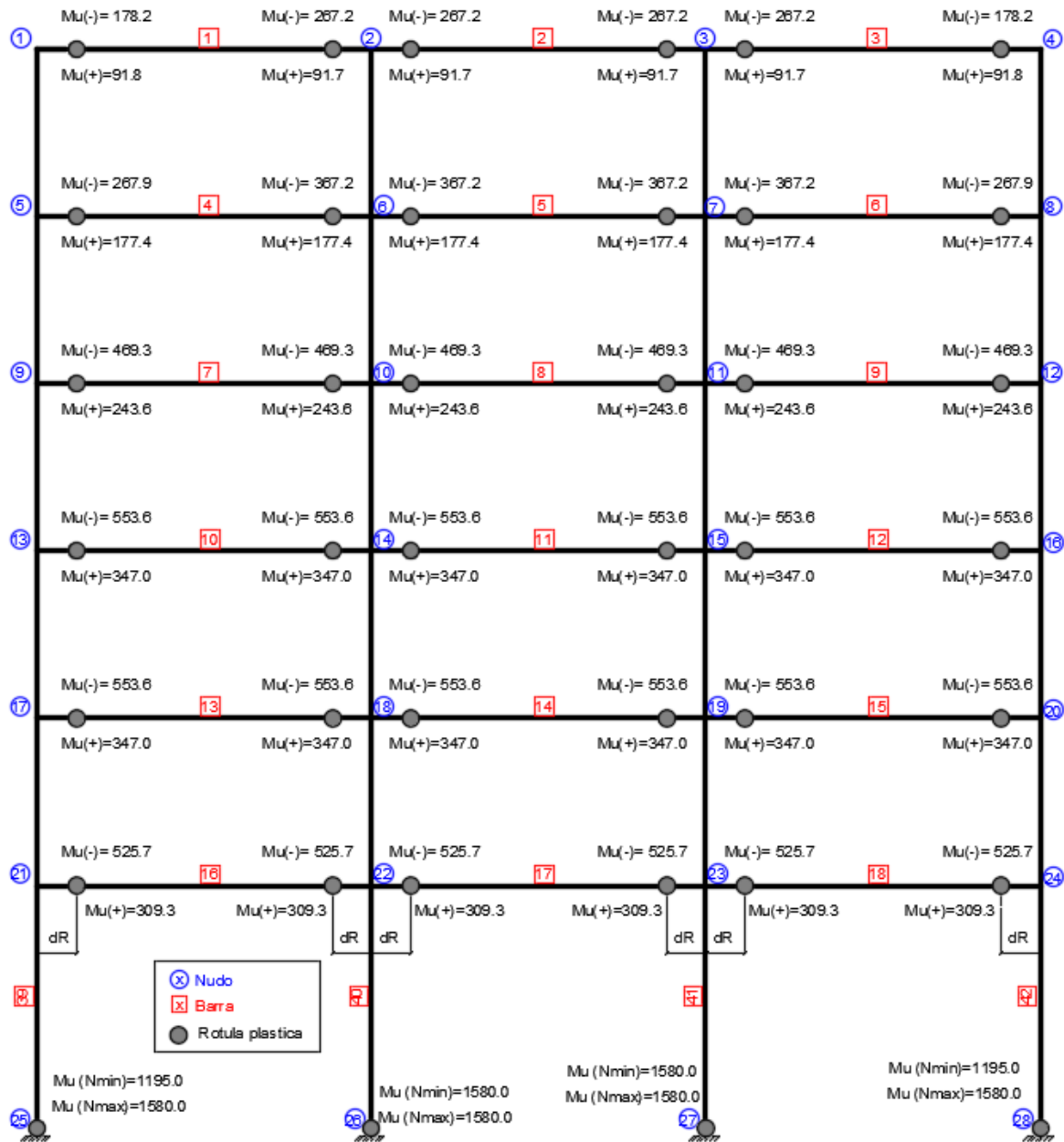


Figura 4.9. Momentos plásticos en extremos de vigas y en arranque de pilares en kNm (Rótulas plásticas)

c) *Estimación de las fuerzas sísmicas laterales [fL] máximas asociadas al mecanismo de colapso*

Se supone que la respuesta de la estructura está gobernada por el primer modo de vibración y que la distribución de fuerzas laterales FL durante el sismo es la correspondiente al siguiente vector de fuerzas [12]:

$$[FL] = [M] \cdot [\phi_1] \tag{4.17}$$

Siendo $[M]$ la matriz de masas de la estructura y $[\phi_1]$ el vector del primer modo de vibración que se obtiene del modelo de cálculo realizado.

El vector del primer modo se puede obtener del coeficiente de forma que especifica la NCSE-02 en su método simplificado por el cual, el coeficiente de forma correspondiente a la planta k en el modo i adopta la siguiente expresión:

$$\Phi_{ik} = \text{sen}[(2i - 1) \cdot \pi \cdot h_k / 2H] \quad (4.18)$$

Siendo:

- h_k : Altura sobre rasante del nivel k .
- H : Altura total de la estructura del edificio.

De la expresión anterior se calcula que el vector correspondiente al primer modo de vibración adopta los siguientes valores normalizados:

Nivel	Φ_i
Nivel 6	1,00
Nivel 5	0,97
Nivel 4	0,89
Nivel 3	0,75
Nivel 2	0,57
Nivel 1	0,35

Tabla 4.10. Vector primer de vibración (S/Método simplificado NCSE-02)

Por otro lado, la matriz de masas del pórtico adopta los siguientes valores aproximados:

Nivel	m_i [tn]
Nivel 6	80,44
Nivel 5	82,64
Nivel 4	82,64
Nivel 3	82,64
Nivel 2	82,64
Nivel 1	82,64

Tabla 4.11. Valores correspondientes a la matriz de masas

Por tanto, en el caso estudiado, la distribución de fuerzas laterales $[\mathbf{FL}]$ en caso de sismo y para el primer modo de vibración es la correspondiente al siguiente vector:

$$[\mathbf{FL}] = [\mathbf{M}] \cdot [\phi_1] = \begin{bmatrix} 80.4 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 82.6 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 82.6 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 82.6 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 82.6 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 82.6 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1.00 \\ 0.97 \\ 0.89 \\ 0.75 \\ 0.57 \\ 0.35 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 80.44 \\ 80.24 \\ 73.18 \\ 61.86 \\ 46.95 \\ 29.31 \end{bmatrix}$$

Se define a continuación un conjunto de fuerzas laterales $[\mathbf{fL}]$ con la misma distribución que $[\mathbf{FL}]$ y cuyo valor en el último formado se denomina fL_{max} . Por lo tanto:

$$[\mathbf{fL}] = f_{Lmax} \cdot \begin{bmatrix} 80.44/88.44 \\ 80.24/88.44 \\ 73.18/88.44 \\ 61.86/88.44 \\ 46.95/88.44 \\ 29.31/88.44 \end{bmatrix} = f_{Lmax} \cdot \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.998 \\ 0.910 \\ 0.769 \\ 0.584 \\ 0.364 \end{bmatrix}$$

A continuación, se somete al pórtico a la distribución de fuerzas $[\mathbf{fL}]$ hasta conseguir que se forma el mecanismo de colapso tipo “viga débil-columna fuerte”, es decir, hasta que se formen las rótulas de la Figura 4.10 en el que se aprecia que solo hay formación de rótulas en los arranques de los pilares y en los extremos de las vigas. Por tanto, el vector de fuerzas $[\mathbf{fL}]$, es el vector de fuerzas asociado al mecanismo de colapso buscado.

En la Figura 4.10 se representa por tanto el mecanismo de colapso del pórtico en la que se define el giro de los pilares α y en la Figura 4.11 se ilustran los giros experimentados por las rotulas plásticas cuando el forjado de la última planta sufre un desplazamiento δ_T . En el resto de plantas se supone que el desplazamiento es proporcional a la altura de la planta.

Indicar que en el mecanismo de colapso adoptado se supone que el momento flector en los centros de las vigas son nulos.

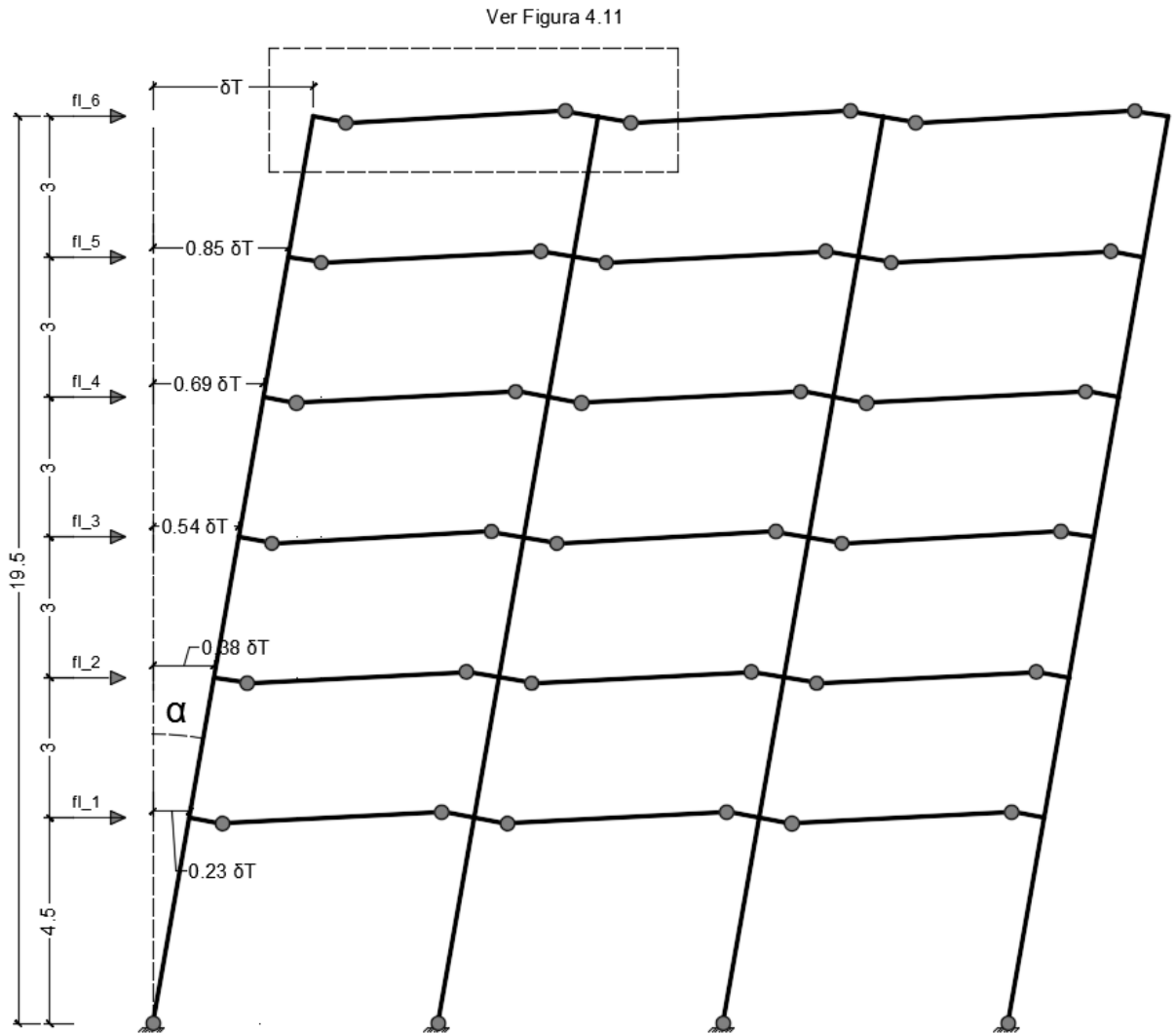


Figura 4.10. Mecanismo de colapso del pórtico

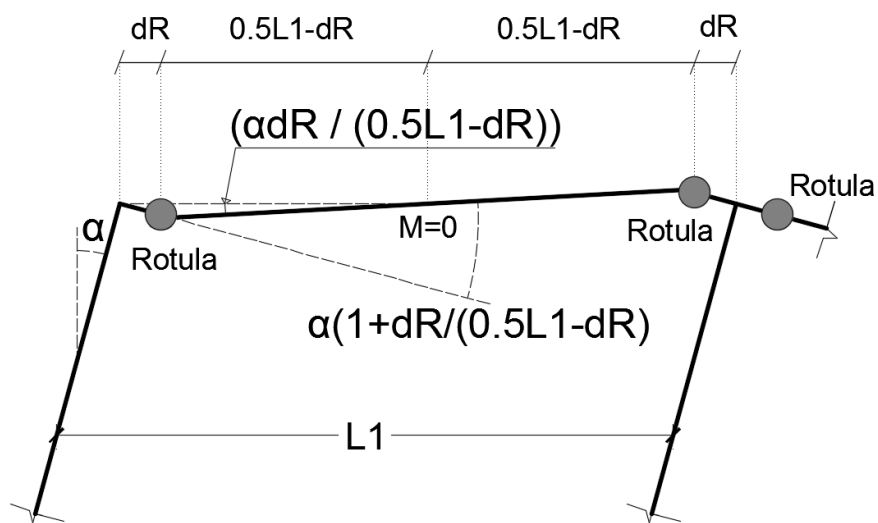


Figura 4.11. Giros en rotulas plásticas

Seguidamente se divide el pórtico por los puntos de momento nulo (centro de vigas) y se analiza cada columna de soportes por separado. En este caso, en un primer cálculo de estructura sin la aplicación del concepto de “viga débil-columna fuerte”, se obtiene que la armadura en el pórtico es simétrica en los dos vanos extremos y por tanto el análisis se simplifica de tal manera que se obtendrá el mismo armado en las dos columnas centrales y también en las dos columnas extremas.

El análisis completo del pórtico se reduce por tanto al cálculo de los siguientes tres casos:

- Caso 1: Columna izquierda, acción sísmica dirección +X
- Caso 2: Columna izquierda, acción sísmica dirección -X
- Caso 3: Columna central

Caso 1: Columna izquierda, acción sísmica dirección +X

Se ilustra en la siguiente Figura 4.12 el mecanismo de colapso correspondiente:

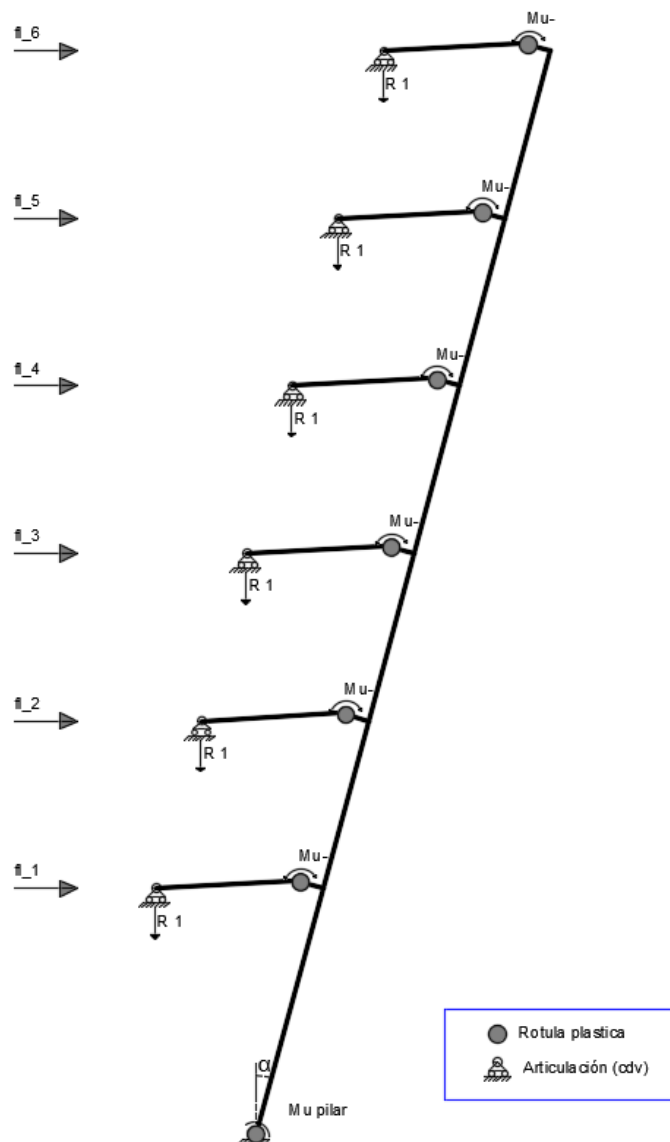


Figura 4.12. Análisis plástico de la columna de soportes izquierda. (Sismo + X)

Para el cálculo del vector de fuerzas laterales [fL] se iguala el trabajo de las fuerzas exteriores con el trabajo interno desarrollado en las rotulas plásticas teniendo en cuenta que el desplazamiento total δT en la última planta será igual a la altura del pórtico por el giro α que se produce en las columnas:

$$\delta T = \alpha \cdot h = 19.5 \cdot \alpha$$

En el resto de plantas el desplazamiento será proporcional a su altura (linealidad), es decir;

$$\text{Desplazamiento horizontal en plantas} = \begin{bmatrix} 1.00 = 19.5/19.5 \\ 0.85 = 16.5/19.5 \\ 0.69 = 13.5/19.5 \\ 0.54 = 10.5/19.5 \\ 0.38 = 7.50/19.5 \\ 0.23 = 4.50/19.5 \end{bmatrix} \cdot \delta T = \begin{bmatrix} 1.00 \\ 0.85 \\ 0.69 \\ 0.54 \\ 0.38 \\ 0.23 \end{bmatrix} \cdot 19.5 \cdot \alpha$$

Por tanto, igualando trabajo se obtiene que:

$$\text{Trabajo fuerzas externas (W.F exteriores)} = \text{Trabajo interno rotulas (W.F internas)}$$

$$f_{Lmax} \cdot [1.00 \ 0.998 \ 0.910 \ 0.769 \ 0.584 \ 0.364] \cdot \begin{bmatrix} 1.00 \\ 0.85 \\ 0.69 \\ 0.54 \\ 0.38 \\ 0.23 \end{bmatrix} \cdot 19.5 \cdot \alpha = \alpha \cdot (Mu)pilar + \alpha \cdot \left(1 + \frac{dR}{((0.5 \cdot L) - dR)}\right) \cdot \sum (Mu)vigas$$

El primer término de la ecuación anterior representa el trabajo producido por las fuerzas exteriores (Fuerzas horizontales multiplicadas por los desplazamientos horizontales) y el segundo término representa el trabajo realizado desarrollado en las rotulas plásticas (Suma de los momentos plásticos multiplicados por los giros que se producen).

Eliminando α de la ecuación anterior se puede despejar f_{Lmax} obteniendo así las fuerzas máximas laterales que puede soportar el trozo de estructura aislado para que se forme el mecanismo de colapso adoptado:

$$f_{Lmax} = \frac{(Mu)pilar + \left(1 + \frac{0.70}{(0.5 \cdot 6) - 0.70}\right) \cdot \sum (Mu)vigas}{W.F exteriores}$$

$$\text{Siendo } W.F exteriores = [1.00 \ 0.998 \ 0.910 \ 0.769 \ 0.584 \ 0.364] \cdot \begin{bmatrix} 1.00 \\ 0.85 \\ 0.69 \\ 0.54 \\ 0.38 \\ 0.23 \end{bmatrix} \cdot 19.5 = 66.33$$

Para el caso del pilar izquierdo con acción sísmica en dirección +X los momentos plásticos de las vigas son los correspondientes a la flexión positiva (Mu^+):

Momentos ultimos para formacion de Rótulas			
Nudo pilar-viga	Mu ⁺ [kNm] Vigas	Nudo Base pilar	Mu [kNm] pilar
1	91,8	25	1195
5	177,4		
9	243,6		
13	347,0		
17	347,0		
21	309,3		

Tabla 4.12. Momentos plásticos flexión positiva

Sustituyendo los valores de los momentos plásticos en la ecuación de f_{Lmax} se obtiene:

$$f_{Lmax} = 50.90 \text{ kN}$$

Por tanto, las cargas laterales [fL] que forman el mecanismo de colapso “viga débil-columna fuerte”, y que deben por tanto resistir los pilares son:

$$[fL] = \begin{bmatrix} fL1 \\ fL2 \\ fL3 \\ fL4 \\ fL5 \\ fL6 \end{bmatrix} = f_{Lmax} \cdot \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.998 \\ 0.910 \\ 0.769 \\ 0.584 \\ 0.364 \end{bmatrix} = 50.90 \cdot \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.998 \\ 0.910 \\ 0.769 \\ 0.584 \\ 0.364 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 50.90 \\ 50.77 \\ 46.30 \\ 39.14 \\ 29.70 \\ 18.54 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Caso 2: Columna izquierda, acción sísmica dirección -X

Se ilustra en la Figura 4.13 el mecanismo de colapso correspondiente.

Los cálculos de las fuerzas laterales [fL] son análogos al caso anterior con la salvedad que los momentos plásticos de las vigas son los correspondientes a la flexión negativa (Mu⁻):

Momentos ultimos para formacion de Rótulas			
Nudo pilar-viga	Mu ⁻ [kNm] vigas	Nudo Base pilar	Mu [kNm] pilar
1	178,2	25	1580
5	367,2		
9	469,3		
13	553,6		
17	553,6		
21	525,7		

Tabla 4.13. Momentos plásticos flexión negativa

Sustituyendo los valores de los momentos plásticos en la ecuación de f_{Lmax} se obtiene:

$$f_{Lmax} = 80.75 \text{ kN}$$

Por tanto, las cargas laterales [fL] que forman el mecanismo de colapso “columna fuerte-viga débil” y que deben por tanto resistir los pilares son:

$$[\mathbf{fL}] = \begin{bmatrix} fL1 \\ fL2 \\ fL3 \\ fL4 \\ fL5 \\ fL6 \end{bmatrix} = f_{Lmax} \cdot \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.998 \\ 0.910 \\ 0.769 \\ 0.584 \\ 0.364 \end{bmatrix} = 80.75 \cdot \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.998 \\ 0.910 \\ 0.769 \\ 0.584 \\ 0.364 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 80.75 \\ 80.55 \\ 73.46 \\ 62.10 \\ 47.13 \\ 29.42 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

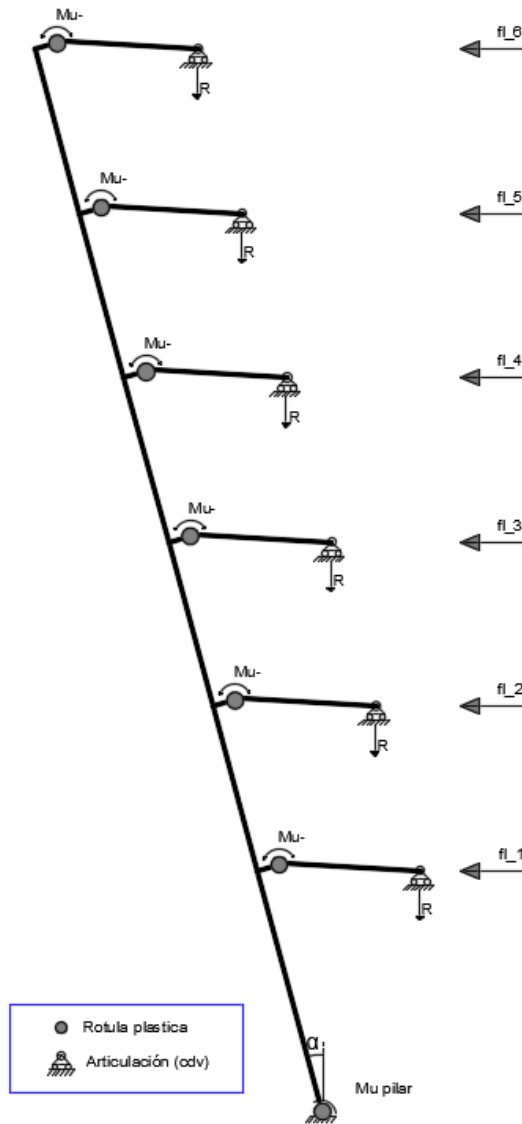


Figura 4.13. Análisis plástico de la columna de soportes izquierda. (Sismo - X)

Caso 3: Columna central (sismo +X y -X)

En el caso de las columnas centrales el mecanismo de colapso que se forma es el siguiente:

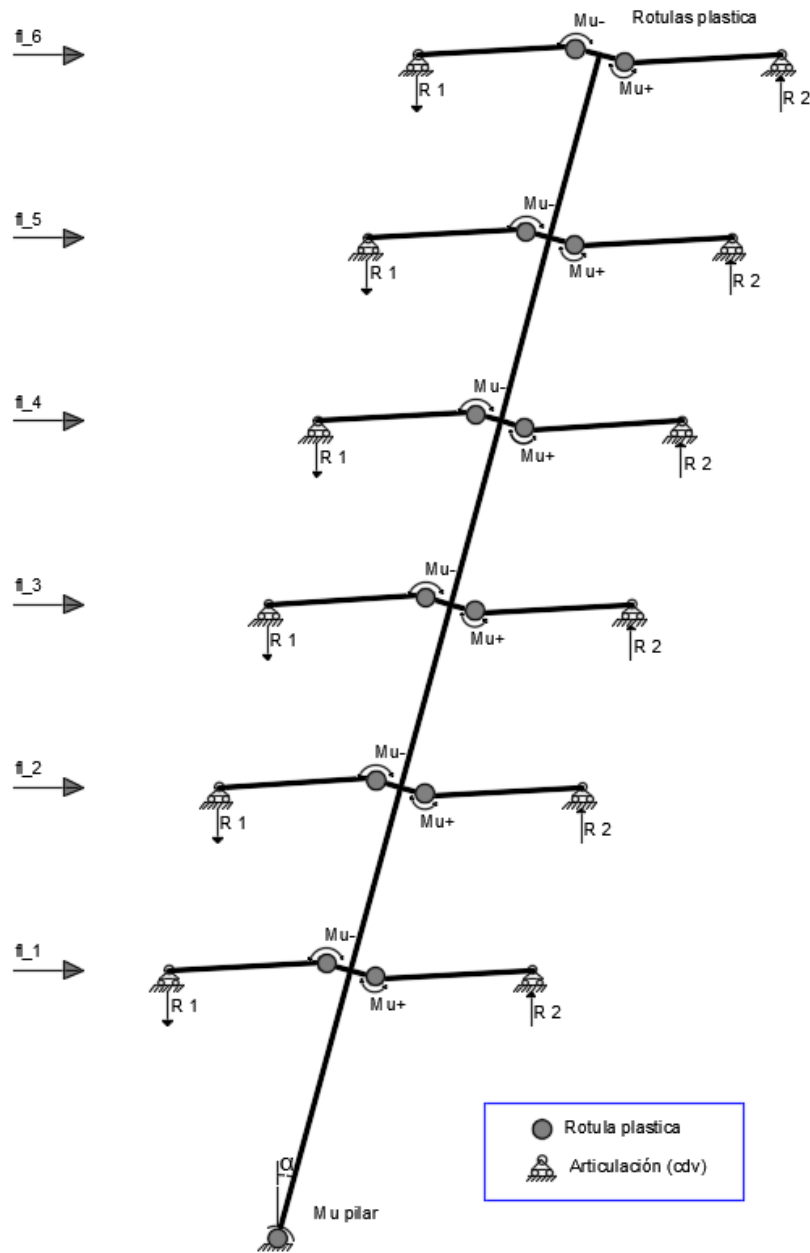


Figura 4.14. Análisis plástico de las columnas centrales. (Sismo +X y -X)

Los momentos plásticos de las rotulas son los siguientes:

Momentos ultimos para formacion de Rótulas:				
Nudo pilar-viga	Mu ⁻ [kNm] Vigas	Mu ⁺ [kNm] Vigas	Nudo Base pilar	Mu [kNm] pilar
2	267,2	91,7	26	1580,0
6	367,2	177,4		
10	469,3	243,6		
14	553,6	347,0		
18	553,6	347,0		
22	525,7	309,3		

Tabla 4.14. Momentos plásticos flexión negativa y positiva

Sustituyendo los valores de los momentos plásticos en la ecuación de f_{Lmax} se obtiene:

$$f_{Lmax} = 114.34 \text{ kN}$$

Por tanto, las cargas laterales [fL] que forman el mecanismo de colapso “columna fuerte-viga débil” y que deben por tanto resistir los pilares son:

$$[fL] = \begin{bmatrix} fL1 \\ fL2 \\ fL3 \\ fL4 \\ fL5 \\ fL6 \end{bmatrix} = f_{Lmax} \cdot \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.998 \\ 0.910 \\ 0.769 \\ 0.584 \\ 0.364 \end{bmatrix} = 80.75 \cdot \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.998 \\ 0.910 \\ 0.769 \\ 0.584 \\ 0.364 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 114.31 \\ 114.06 \\ 104.01 \\ 87.93 \\ 66.73 \\ 41.66 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

d) *Estimación de solicitaciones en los soportes*

Conocidas las fuerzas laterales [fL] las distribución de momentos flectores, cortantes y axiles en los pilares se obtiene planteando equilibrio en los nudos. Para ello, previamente es necesario calcular las cargas en los nudos. En los tres casos de análisis anteriores las cargas en los nudos se obtienen como sigue:

- Las reacciones R (Figura 4.12, Figura 4.13 y Figura 4.14) correspondientes al centro de las vigas (momento flector nulo) se corresponden con:

$$Reaccion = R = \frac{M_{plastico} (M_u)}{\frac{L}{2} - dR} \tag{4.19}$$

- Axil en nudos: El axil en cada nudo es la reacción R correspondiente a cada planta más la carga gravitatoria en el nudo correspondiente a la combinación sísmica.
- Momento flector en nudos: Es el momento resultante de:

$$M = R \cdot \frac{L}{2} \tag{4.20}$$

- Cortante en nudos: Es el vector de fuerzas laterales [fL] calculado anteriormente.

A continuación, una vez calculadas las cargas en los nudos de la columna, para obtener los esfuerzos en los distintos tramos de pilares se plantea equilibrio de fuerzas. Para ello, se ha modelizado en SAP 2000 cada uno de los pilares de forma aislada y se han introducido las cargas en los nudos.

Se adjuntan a continuación, mediante la Tabla 4.15, Tabla 4.16 y Tabla 4.17 los esfuerzos en nudos resultantes para los tres casos de análisis. Así mismo, para cada caso de análisis, se adjuntan las figuras (Figura 4.15, Figura 4.16 y Figura 4.17) correspondientes a los esfuerzos obtenidos en cada tramo de pilar:

Caso 1: Columna izquierda, acción sísmica dirección +X

Nudo pilar-viga	Mu + [kNm]	Reaccion R [kN]	Axil Ns [kN]	Axil Grav. Ng [kN]-tramo	Axil Grav. Ng [kN]-nudo	Cargas en nudos pilar		
						Axil total Nd [kN]	Momento Md [kNm]	F lateral FL [kN]
1	91,8	39,9	39,91	-132,73	-132,73	-92,82	119,74	50,90
5	177,4	77,1	77,13	-273,16	-140,43	-63,30	231,39	50,77
9	243,6	105,9	105,91	-416,89	-143,73	-37,82	317,74	46,30
13	347,0	150,9	150,87	-564,03	-147,14	3,73	452,61	39,14
17	347,0	150,9	150,87	-712,26	-148,23	2,64	452,61	29,70
21	309,3	134,5	134,48	-874,49	-162,23	-27,75	403,43	18,54

Tabla 4.15. Cargas en nudos. Columna izquierda. (Sismo +X)

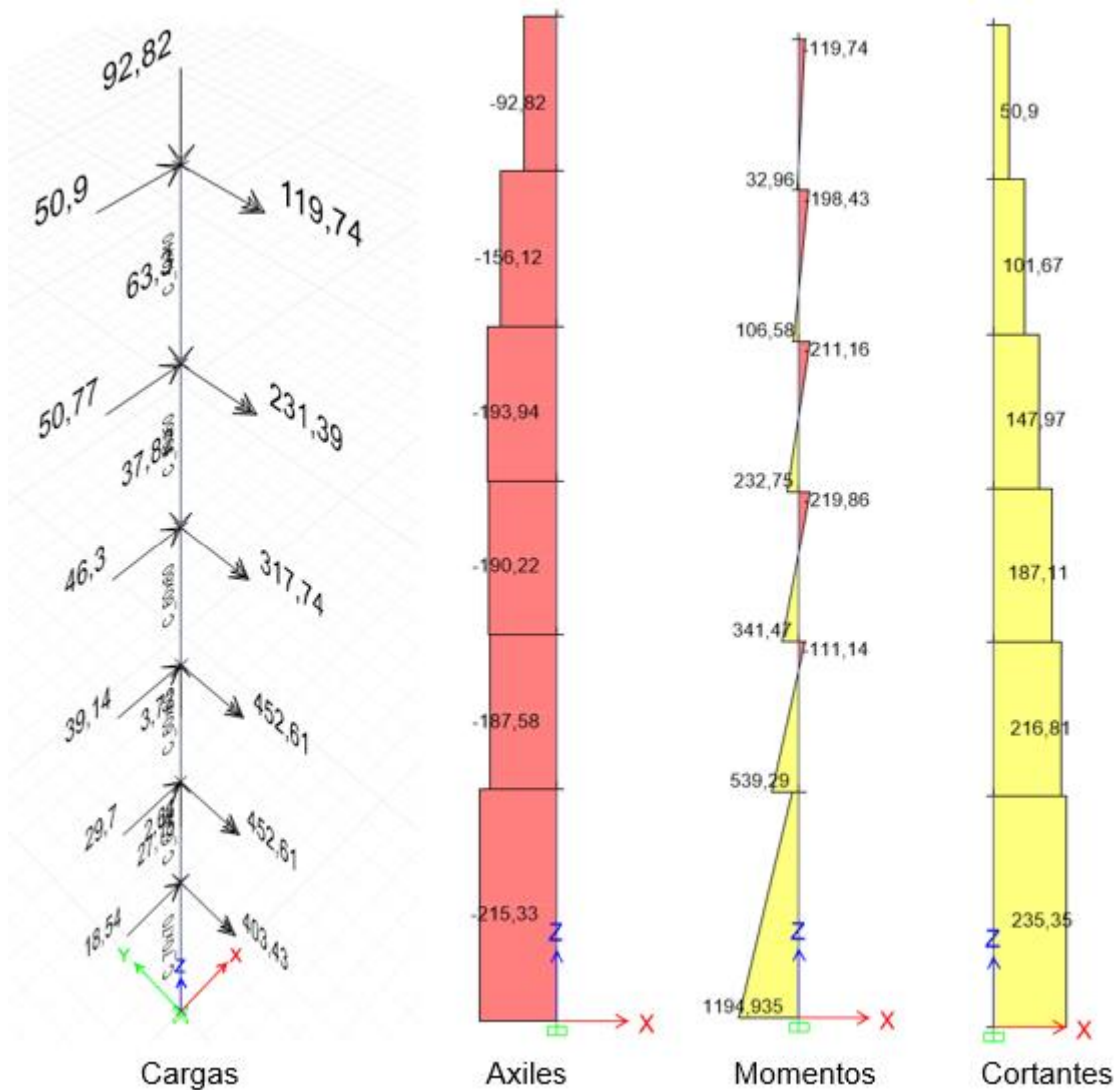


Figura 4.15. Cargas en nudos y esfuerzos en tramos de columna izquierda. (Sismo +X)

Caso 2: Columna izquierda, acción sísmica dirección -X

Nudo pilar-viga	Mu [kNm]	Reaccion R [kN]	Axil Ns [kN]	Axil Grav. Ng [kN]-tramo	Axil Grav. Ng [kN]-nudo	Cargas en nudos pilar		
						Axil total Nd [kN]	Momento Md [kNm]	F lateral FL [kN]
1	178,2	77,5	-77,48	-132,73	-132,73	-210,21	232,43	80,75
5	367,2	159,7	-159,65	-273,16	-140,43	-300,08	478,96	80,55
9	469,3	204,0	-204,04	-416,89	-143,73	-347,77	612,13	73,46
13	553,6	240,7	-240,70	-564,03	-147,14	-387,84	722,09	62,10
17	553,6	240,7	-240,70	-712,26	-148,23	-388,93	722,09	47,13
21	525,7	228,6	-228,57	-874,49	-162,23	-390,80	685,70	29,42

Tabla 4.16. Cargas en nudos. Columna izquierda. (Sismo -X)

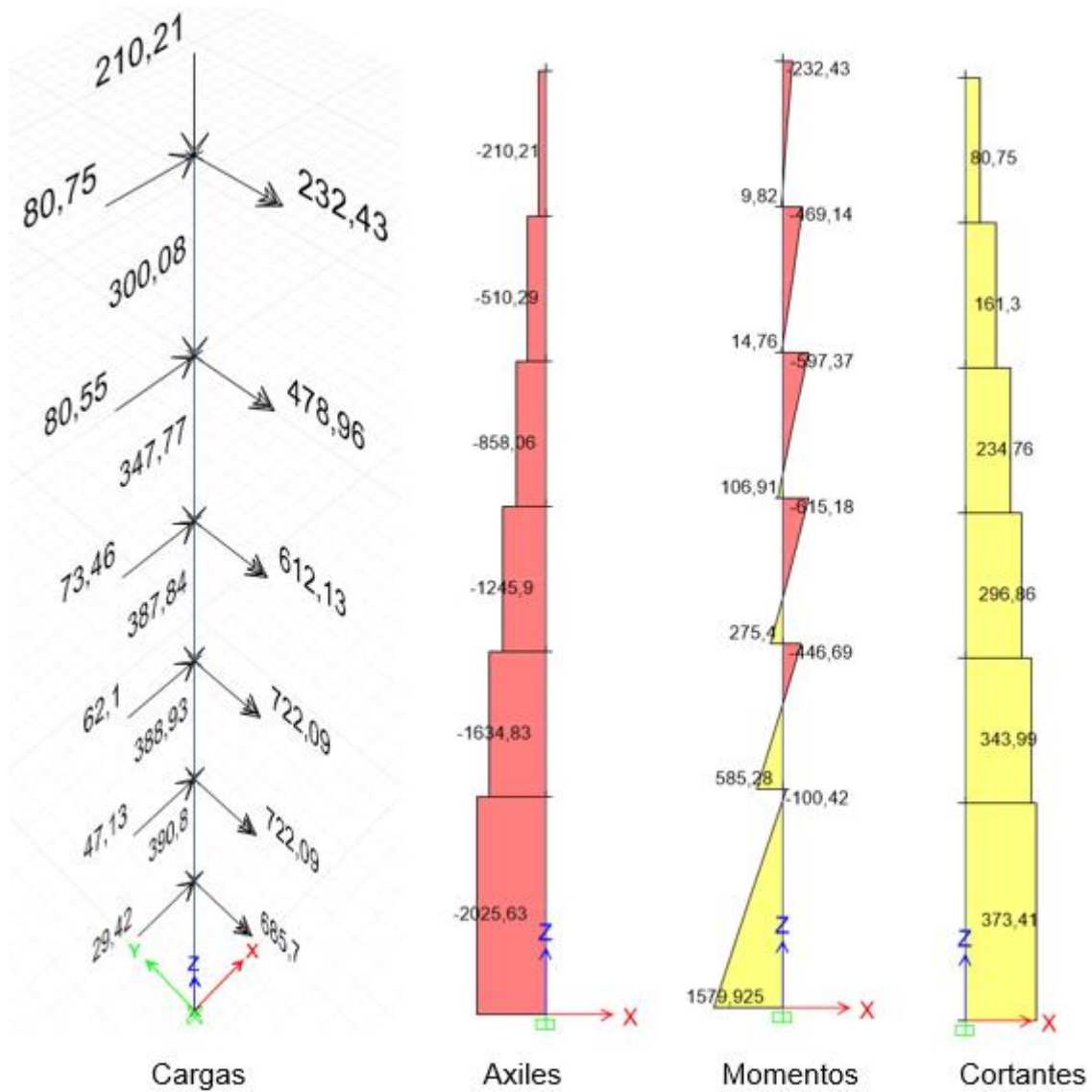


Figura 4.16. Cargas en nudos y esfuerzos en tramos de columna izquierda. (Sismo -X)

Caso 3: Columna central (sismo +X y -X)

Nudo pilar-viga	Mu ⁻ [kNm]	Mu ⁺ [kNm]	Reaccion R1 [kN] (compresiones)	Reaccion R2 [kN] (tracciones)	Axil N [kN] sismo	Axil Grav. Ng [kN]-tramo	Axil Grav. Ng [kN]-nudo	Cargas en nudos pilar		
								Axil total Nd [kN]	Momento Md [kNm]	F lateral FL [kN]
2	267,2	91,7	-116,2	39,9	-76,30	-272,6	-272,6	-348,90	468,13	114,34
6	367,2	177,4	-159,7	77,1	-82,52	-540,2	-267,6	-350,13	710,35	114,06
10	469,3	243,6	-204,0	105,9	-98,13	-809,9	-269,7	-367,84	929,87	104,01
14	553,6	347,0	-240,7	150,9	-89,83	-1081,6	-271,7	-361,53	1174,70	87,93
18	553,6	347,0	-240,7	150,9	-89,83	-1354,9	-273,3	-363,11	1174,70	66,73
22	525,7	309,3	-228,6	134,5	-94,09	-1643,6	-288,7	-382,79	1089,13	41,66

Tabla 4.17. Cargas en nudos. Columna central. (Sismo +X y -X)

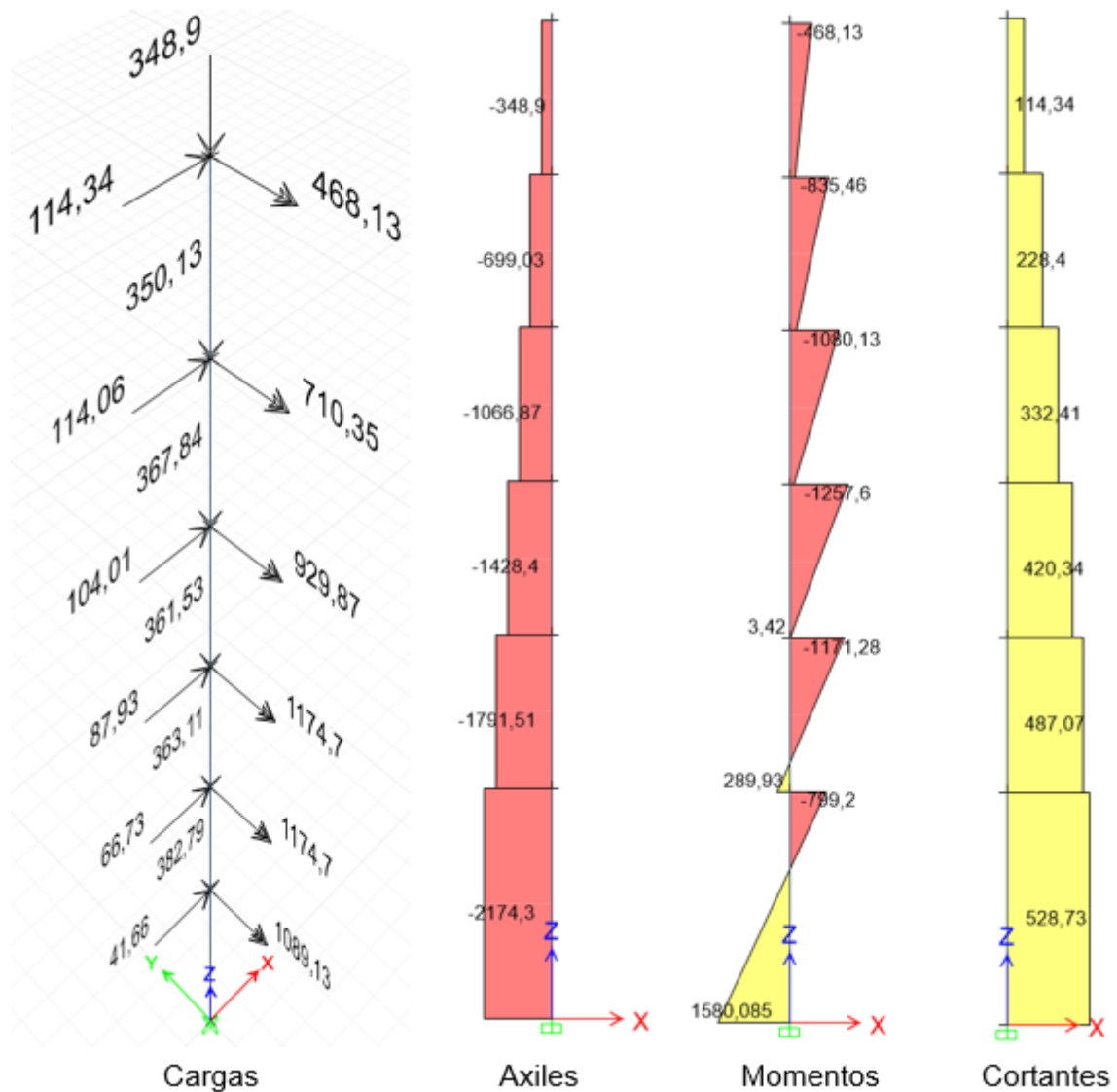


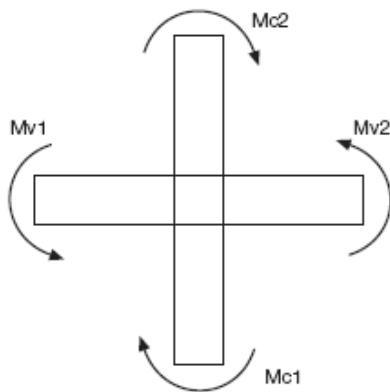
Figura 4.17. Cargas en nudos y esfuerzos en tramos de columna central. (Sismo +X y -X)

e) *Dimensionado de los soportes. Resultados*

Con los esfuerzos anteriores se dimensiona cada tramo de pilar mediante el Prontuario Informático de Hormigón EHE obteniéndose las secciones armadas adjuntas en el anejo 3 del presente documento (*Dimensionamiento de pilares del prototipo estructural mediante cálculos estáticos lineales según NCSE-02. Ductilidad alta $\mu=3$*).

f) *Calculo de coeficientes de sobrerresistencia γ_{SR} reales para formación de mecanismo de colapso “columna fuerte-viga débil”. Conclusiones.*

En este apartado se calculan los coeficientes de sobrerresistencia reales obtenidos para que quede garantizada la formación del mecanismo de colapso “viga débil-columna fuerte” entendiéndose como coeficientes de sobrerresistencia γ_{SR} al cociente entre la suma de los momentos últimos de las columnas y la suma de los momentos últimos de las vigas que confluyen en un nudo.



$$\gamma_{SR} = \frac{\sum(Mu)columnas}{\sum(Mu)vigas}$$

Los momentos últimos se corresponden a los momentos resistentes sin aplicar coeficientes de sobrerresistencia del material.

Se incluyen a continuación los coeficientes de sobrerresistencia γ_{SR} obtenidos para cada uno de los nudos, tanto para los pilares laterales como para los centrales. Indicar que para cada caso se adjuntan dos tablas:

- La primera indica la sobrerresistencia γ_{SR} requerida para que se forme un mecanismo plástico “columna fuerte-viga débil” en todas las plantas.
- La segunda tabla indica la sobrerresistencia γ_{SR} real por cuestiones constructivas debido a que habitualmente se dispone la misma armadura en toda la altura del pilar aunque, de forma menos habitual, también se podría poner armadura diferente en cada extremo y hacer los solapes a mitad de altura del pilar.

Caso 1: Columna izquierda, acción sísmica dirección +X

SOBRERRESISTENCIA REQUERIDA PARA MECANISMO "VIGA DEBIL-COLUMA FUERTE"						
Pilares extremos. Sismo +X						
Tramo de pilar	Planta (forjado)	Esfuerzos de cálculo en pilares M_d (kNm)	Planta (forjado)	Suma de esfuerzos (Pilares)-(kNm)	Suma de M_u (Vigas)-(kNm)	Factor Sobrerresistencia γ_{SR}
Tramo 6	Forjado 6	119,7	Forjado 6	119,7	65,2	1,84
	Forjado 5	33,0	Forjado 5	231,4	125,4	1,85
Tramo 5	Forjado 5	198,4				
	Tramo 4	Forjado 4	106,6	Forjado 4	317,7	171,7
Forjado 4		211,2				
Tramo 3	Forjado 3	232,8	Forjado 3	452,6	244,1	1,85
	Forjado 3	219,9				
Tramo 2	Forjado 2	341,5	Forjado 2	452,6	244,1	1,85
	Forjado 2	111,1				
Tramo 1	Forjado 1	539,3	Forjado 1	675,2	217,7	3,10
	Cimentacion	-135,9				
Promedio γ_{SR}:						2,06

Tabla 4.18. Coef. de sobrerresistencia γ_{SR} . Pilares extremos. (Sismo +X)

SOBRERRESISTENCIA REAL POR CRITERIOS CONSTRUCTIVOS PARA MECANISMO "VIGA DEBIL-COLUMA FUERTE"						
Pilares extremos. Sismo +X						
Tramo de pilar	Planta (forjado)	Momentos ultimos de pilares M_u (kNm)	Planta (forjado)	Suma de M_u (Pilares)-(kNm)	Suma de M_u (Vigas)-(kNm)	Factor Sobrerresistencia γ_{SR}
Tramo 6	Forjado 6	119,7	Forjado 6	119,7	65,2	1,84
	Forjado 5		Forjado 5	318,2	125,4	2,54
Tramo 5	Forjado 5	198,4	Forjado 4	431,2	171,7	2,51
	Forjado 4		Forjado 3	574,2	244,1	2,35
Tramo 3	Forjado 4	232,8	Forjado 2	880,8	244,1	3,61
	Forjado 3		Forjado 1	1734,3	217,7	7,97
Tramo 2	Forjado 2	341,5	Forjado 2	880,8	244,1	3,61
	Forjado 2					
Tramo 1	Forjado 1	1195,0	Forjado 1	1734,3	217,7	7,97
	Cimentacion					
Promedio γ_{SR}:						3,47

Tabla 4.19. Coef. de sobrerresistencia γ_{SR} por criterios constructivos. Pilares extremos. (Sismo +X)

Caso 2: Columna izquierda, acción sísmica dirección -X

SOBRERRESISTENCIA REQUERIDA PARA MECANISMO "VIGA DEBIL-COLUMA FUERTE"						
Pilares extremos. Sismo -X						
Tramo de pilar	Planta (forjado)	Esfuerzos de cálculo en pilares M_d (kNm)	Planta (forjado)	Suma de esfuerzos (Pilares)-(kNm)	Suma de M_u (Vigas)-(kNm)	Factor Sobrerresistencia γ_{SR}
Tramo 6	Forjado 6	232,4	Forjado 6	232,4	126,9	1,83
	Forjado 5	9,8	Forjado 5	479,0	267,9	1,79
Tramo 5	Forjado 5	469,1				
	Tramo 4	Forjado 4	14,8	Forjado 4	612,1	359,7
Forjado 4		597,4				
Tramo 3	Forjado 3	106,9	Forjado 3	722,1	419,7	1,72
	Forjado 3	615,2				
Tramo 2	Forjado 2	275,4	Forjado 2	722,1	419,7	1,72
	Forjado 2	446,7				
Tramo 1	Forjado 1	858,3	Forjado 1	958,7	407,9	2,35
	Forjado 1	100,4				
Tramo 1	Cimentacion	1580,0				

Promedio γ_{SR}:	1,85
---	-------------

Tabla 4.20. Coef. de sobrerresistencia γ_{SR} . Pilares extremos. (Sismo -X)

SOBRERRESISTENCIA REAL POR CRITERIOS CONSTRUCTIVOS PARA MECANISMO "VIGA DEBIL-COLUMA FUERTE"						
Pilares extremos. Sismo -X						
Tramo de pilar	Planta (forjado)	Momentos ultimos de pilares M_u (kNm)	Planta (forjado)	Suma de M_u (Pilares)-(kNm)	Suma de M_u (Vigas)-(kNm)	Factor Sobrerresistencia γ_{SR}
Tramo 6	Forjado 6	232,4	Forjado 6	232,4	126,9	1,83
	Forjado 5		Forjado 5	701,6	267,9	2,62
Tramo 5	Forjado 5	469,1	Forjado 4	1066,5	359,7	2,96
	Forjado 4					
Tramo 4	Forjado 4	597,4	Forjado 3	1212,6	419,7	2,89
	Forjado 3					
Tramo 3	Forjado 3	615,2	Forjado 2	1473,5	419,7	3,51
	Forjado 2					
Tramo 2	Forjado 2	858,3	Forjado 1	2438,3	407,9	5,98
	Forjado 1					
Tramo 1	Forjado 1	1580,0				
	Cimentacion					

Promedio γ_{SR}:	3,30
---	-------------

Tabla 4.21. Coef. de sobrerresistencia γ_{SR} por criterios constructivos. Pilares extremos. (Sismo -X)

Caso 3: Columna central (sismo +X y -X)

SOBRERRESISTENCIA REQUERIDA PARA MECANISMO "VIGA DEBIL-COLUMA FUERTE"						
Pilares intermedios Sismo (+X y -X)						
Tramo de pilar	Planta (forjado)	Esfuerzos de cálculo en pilares M_d (kNm)	Planta (forjado)	Suma de esfuerzos (Pilares)-(kNm)	Suma de M_u (Vigas)-(kNm)	Factor Sobrerresistencia γ_{SR}
Tramo 6	Forjado 6	468,1	Forjado 6	468,1	259,4	1,80
	Forjado 5	-125,1	Forjado 5	960,6	393,3	2,44
Tramo 5	Forjado 5	835,5				
	Tramo 4	Forjado 4	-150,2	Forjado 4	1230,2	531,4
Forjado 4		1080,0				
Tramo 3	Forjado 3	-82,9	Forjado 3	1340,5	663,8	2,02
	Forjado 3	1257,6				
Tramo 2	Forjado 2	3,4	Forjado 2	1174,4	663,8	1,77
	Forjado 2	1171,0				
Tramo 1	Forjado 1	289,9	Forjado 1	1089,1	625,6	1,74
	Forjado 1	799,2				
	Cimentacion	1580,0				
Promedio γ_{SR}:						2,02

Tabla 4.22. Coef. de sobrerresistencia γ_{SR} . Pilares centrales. (Sismo +X y -X)

SOBRERRESISTENCIA REAL POR CRITERIOS CONSTRUCTIVOS PARA MECANISMO "VIGA DEBIL-COLUMA FUERTE"						
Pilares intermedios Sismo (+X y -X)						
Tramo de pilar	Planta (forjado)	Momentos ultimos de pilares M_u (kNm)	Planta (forjado)	Suma de M_u (Pilares)-(kNm)	Suma de M_u (Vigas)-(kNm)	Factor Sobrerresistencia γ_{SR}
Tramo 6	Forjado 6	468,1	Forjado 6	468,1	259,4	1,80
	Forjado 5		Forjado 5	1303,6	393,3	3,31
Tramo 5	Forjado 5	835,5	Forjado 4	1915,5	531,4	3,60
	Forjado 4		Forjado 3	2337,6	663,8	3,52
Tramo 4	Forjado 4	1080,0	Forjado 2	2428,6	663,8	3,66
	Forjado 3		Forjado 1	2751,0	625,6	4,40
Tramo 3	Forjado 3	1257,6				
	Forjado 2					
Tramo 2	Forjado 2	1171,0				
	Forjado 1					
Tramo 1	Forjado 1	1580,0				
	Cimentacion					
Promedio γ_{SR}:						3,38

Tabla 4.23. Coef. de sobrerresistencia γ_{SR} por criterios constructivos. Pilares intermedios. (Sismo +X y -X)

Los valores obtenidos a modo de resumen son:

- Sobrerresistencias γ_{SR} comprendidas entre 1.70 y 3.10 (promedio en torno a 2.0) para que se forme un mecanismo plástico tipo “viga débil - columna fuerte” en todos los niveles según indica la norma NCSE-02.
- Teniendo además en cuenta los criterios constructivos la sobrerresistencia γ_{SR} real está comprendida entre 1.80 y 7.97 estando el promedio en torno a 3.40.

Estos resultados están en orden de magnitud con estudios realizados en publicaciones como la “*Seismic Design of Reinforced Concrete. Special Moment Frames*” en la que se indica que el coeficiente de sobrerresistencia γ_{SR} puede tomar valores en el orden de 4 [7].

El valor de sobrerresistencia γ_{SR} que establecen la mayoría de las normativas (a excepción de la mencionada NCSE-02) son sustancialmente menores (1.3 en Eurocodigo-8, 1.2 en ACI 318, 1.35 en EHE-08) no quedando por tanto garantizado en dichas normas el mecanismo de colapso tipo “viga débil-columna fuerte” ante una acción sísmica.

4.1.5.2 Resultados del dimensionado. Armado y mediciones.

Se adjuntan a continuación las mediciones realizadas de kilos de acero y m³ de hormigón de correspondiente al pórtico calculado según la NCSE-02:

RESUMEN DE MEDICION - NCSE-02 $\mu=3$		
Elemento	Volumen (m3)	Barras (Kg)
Vigas	17,83	4952
Pilares	24,24	12689
Total	42,07	17.641

Tabla 4.24. Medición prototipo NCSE-02. Cálculos estáticos lineales

4.1.6 Comparativa EN 1998-1 vs NCSE-02. Conclusiones

El objeto de calcular y dimensionar el prototipo estructural mediante ambas normativas ha sido poner de manifiesto las diferencias entre ambas normativas. En la siguiente tabla queda reflejada la influencia de dichas diferencias en la medición tanto en kilos de acero como en m³ de hormigón obtenida.

	Volumen (m3)	Barras (Kg)
NCSE-02, Ductilidad Alta $\mu=3$	42,1	17.641
EC-08, DCM, $q=3,9$	31,1	10.093
EC-08, DCH, $q=5,85$	31,1	8.628

Tabla 4.25. Tabla comparativa de mediciones (EC-8 vs NCSE-02)

Se observa un ahorro muy significativo, tanto en kilos de acero como de m³ de hormigón, al aplicar el EN 1998-1 frente a la NCSE-02. Estos ahorros, expresados en porcentaje son los siguientes:

- Comparativa entre EC-8 aplicando ductilidad media (DCM, $q=3.9$) y NCSE-02 con ductilidad alta ($\mu=3$)

	Volumen (m3)	Barras (Kg)
NCSE-02, Ductilidad Alta $\mu=3$	42,1	17.641
EC-08, DCM, $q=3,9$	31,1	10.093
% ahorro EC-8	26,1%	42,8%

Tabla 4.26. Ahorro en % (EC-8 (DCM) vs NCSE-02)

Indicar que en este caso la comparativa realizada con ambas normativas se corresponde a un nivel de ductilidad que se puede considerar equiparable ($q=3.9$ y $\mu=3$).

- Comparativa entre EC-8 aplicando ductilidad alta (DCH, $q=5.85$) y NCSE-02 con ductilidad alta ($\mu=3$)

	Volumen (m3)	Barras (Kg)
NCSE-02, Ductilidad Alta $\mu=3$	42,1	17.641
EC-08, DCH, $q=5,85$	31,1	8.628
% ahorro EC-8	26,1%	51,1%

Tabla 4.27. Ahorro en % (EC-8 (DCH) vs NCSE-02)

Se concluye, por tanto, que estos ahorros tan significativos al utilizar el EN 1998-1 frente a la NCSE-02 son motivadas principalmente por la diferencia entre ambas normativas a la hora de definir los requisitos asociados al mecanismo de colapso del tipo “viga débil-columna fuerte”. Mientras la NCSE-02 impone que se debe formar un mecanismo como el de la Figura 4.18b el EN 1998-1 permite un mecanismo de colapso según Figura 4.18a. El EN 1998-1 establece únicamente unos coeficientes de sobrerresistencia γ_{SR} en cuanto al valor de la suma de los momentos últimos de los pilares frente a la suma de los momentos últimos de las vigas. Este factor γ_{SR} es de 1.3, cuando para garantizar el mecanismo de colapso “columna fuerte-viga débil” para el pórtico analizado debe estar como media en torno a 2 o 3.4 si se tienen en cuenta criterios constructivos.

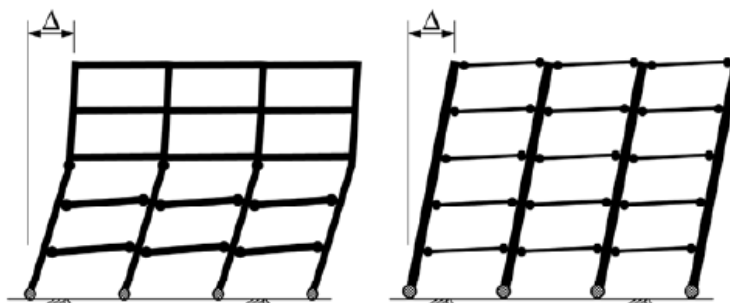


Figura 4.18. (4.18a y 4.18b). Mecanismos de colapso según EN 1998-1 y NCSE-02

Por tanto, la aplicación de la NCSE, en comparación con el EN 1998-1, es sustancialmente más conservadora y lleva consigo un incremento muy notable en el coste económico final de la estructura.

Aunque con menor incidencia en los resultados, hay otros factores que contribuyen a que se obtenga en el estudio realizado mayores mediciones con la NCSE-02:

- La forma del primer modo de vibración según el EN 1998-1 es triangular mientras que en la NCSE-02 es dependiente de una función tipo seno lo que conlleva mayores cargas estáticas equivalentes por planta. Es decir, la NCSE-02 tiene un primer modo de vibración más penalizante que conlleva mayores cortantes basales.

- En coeficiente de ductilidad, empleado para reducir la acción sísmica, es menor en la NCSE-02 ($\mu=3$) al utilizado en el EN 1998-1 ($q=3.9$ y $q=5.85$). No obstante, los niveles de $\mu=3$ (NCSE-02) y $q=3.9$ (EN 1998-1) se podrían considerar equiparables.
- Con las formulas aproximadas del método de la NCSE-02 se obtiene un periodo fundamental T_1 ligeramente más bajo que con las formulas del EN 1998-1 lo cual implica valores de aceleraciones espectrales levemente superiores.
- Las masas consideradas en el cálculo con la NCSE-02 son distintas de las consideradas con EN 1998-1 siendo ligeramente más elevada en el caso de la NCSE-02 según se detalla en los apartados [3.3.3.3](#) y [3.3.3.4](#).

4.2 CÁLCULOS DINÁMICOS LINEALES EMPLEANDO EN 1998-1

4.2.1 Objetivos

Se realizan cálculos mediante métodos dinámicos lineales sobre el prototipo estructural con el objetivo de obtener los armados de las secciones que servirán de base para realizar en próximos capítulos cálculos y comprobaciones mediante métodos de cálculo no lineales (estáticos no lineales y dinámicos directos no lineales). Asimismo, para los dos niveles de ductilidad aplicados, se cuantifican los kilos de acero y m³ de hormigón y se comparan en busca de conclusiones.

Se obtienen igualmente resultados numéricos como desplazamientos, cortante basal total y aceleraciones absolutas por planta para luego poder compararlos con los obtenidos mediante métodos de cálculo no lineales.

Como normativa se usa íntegramente el EN 1998-1, aplicando los niveles de ductilidad media y alta (DCM y DCH).

4.2.2 Marco teórico: Análisis Modal Espectral

El método general de los cálculos dinámicos lineales es el denominado “*Análisis Modal Espectral*” o “*Método de los espectros de respuesta elástica*” y es un método implementado en la totalidad de las normas sísmicas mundiales. El método del “*Análisis Modal Espectral*” es una particularización para el caso de acción sísmica del “*Método de superposición modal*” tal cual se detallará a continuación.

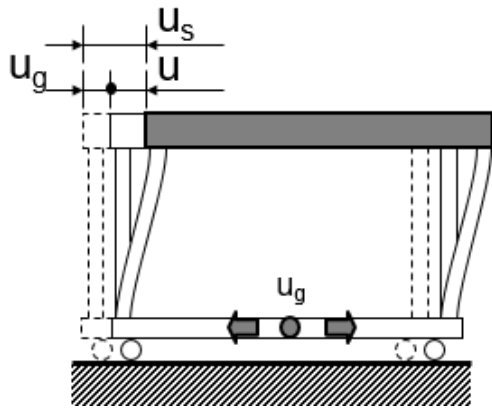
En un análisis dinámico, para el cálculo de la respuesta de la estructura en todos los grados de libertad y en cada uno de los instantes de tiempo en que se divide la acción de la fuerza, es necesario resolverse la siguiente ecuación diferencial que gobierna el equilibrio dinámico de la estructura:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{F} \quad (4.21)$$

Donde:

- \mathbf{u} es el vector respuesta de desplazamientos de la estructura. Se denomina como \mathbf{u} por simplificación de $\mathbf{u}(\mathbf{t})$.
- \mathbf{M} es la matriz de masas de la estructura.
- \mathbf{K} es la matriz de rigidez de la estructura.
- \mathbf{C} es la matriz de Amortiguamiento de la estructura.
- \mathbf{F} es el vector de fuerzas actuantes sobre el sistema. Se denota como \mathbf{F} por simplificación de $\mathbf{F}(\mathbf{t})$.

En el caso particular de un movimiento en la base u_g , correspondiente a un terremoto, los desplazamientos que se definen en la estructura, suponiendo esta de 1 gdl, son los siguientes [5]:



u_s : Desplazamiento total estructura

u : Desplazamiento relativo

u_g : Movimiento del suelo

$$u_s = u + u_g \quad (4.22)$$

$$u = u_s - u_g \quad (4.23)$$

Figura 4.19. Movimiento en la base. Sistema de 1gd

Para el caso de un movimiento en la base u_g , la ecuación de equilibrio del sistema es la siguiente [5]:

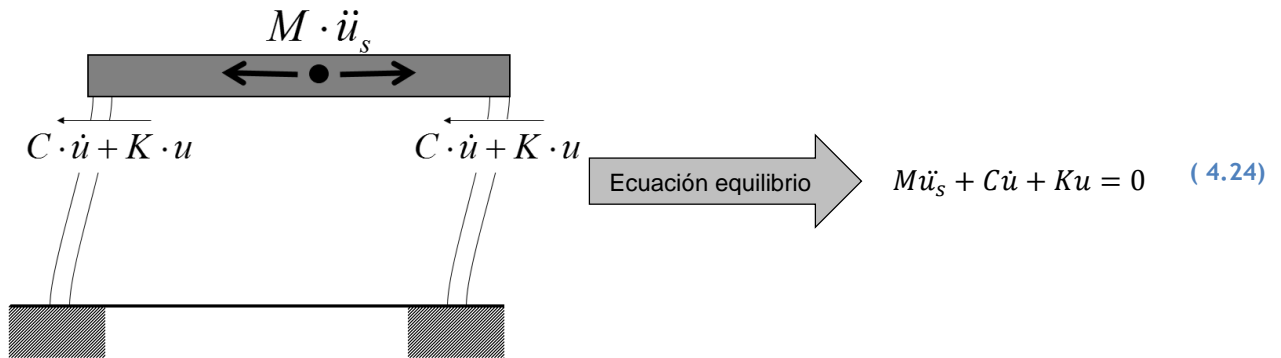


Figura 4.20. Ecuación equilibrio con movimiento en la base u_g . Sistema de 1gd

Sustituyendo la segunda derivada de la expresión (4.22) en (4.24) se obtiene:

$$M(\ddot{u}_g + \ddot{u}) + C\dot{u} + Ku = 0 \quad (4.25)$$

Operando la ecuación (4.25), se llega a la ecuación diferencial de la dinámica que gobierna el movimiento de la estructura ante un movimiento en la base (terremoto):

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_g \quad (4.26)$$

El segundo término de la ecuación (4.25) es una fuerza equivalente $F_{equiv} = -M\ddot{u}_g$, variable en el tiempo y dinámica.

Las fuerzas que representan el equilibrio del sistema se ilustran en la Figura 4.21 [5]:

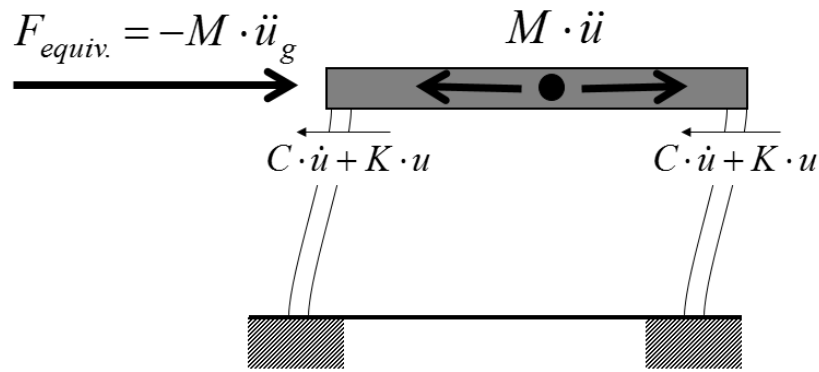


Figura 4.21. Equilibrio del sistema con movimiento en la base u_g . Sistema de 1gdl

Finalmente, incluyendo el vector de arrastre \mathbf{J} en la ecuación (4.26), se obtiene la siguiente ecuación de equilibrio dinámico para un sistema de n gdl:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\mathbf{J}\ddot{\mathbf{u}}_g \quad (4.27)$$

El vector de arrastre \mathbf{J} se define como un vector que indica los gdl afectados como sólido rígido por el movimiento del suelo, es decir, representa el campo de desplazamientos en los gdl al imponer un movimiento en la base en una dirección. Generalmente es un vector formado por unos y ceros.

Al desarrollar la ecuación diferencial (4.27), se obtienen n ecuaciones diferenciales acopladas (tantas como grados de libertad tiene el sistema). Mediante el “Método de Superposición Modal” se desacoplan las ecuaciones diferenciales de tal manera que se convierte el sistema de n ecuaciones diferenciales acopladas en un sistema de n ecuaciones desacopladas de 1 grado de libertad que se pueden resolver cada una de ellas de forma independiente. Este proceso se denomina descomposición modal.

Para ello, en primer lugar, y una vez conocidas las matrices de masa \mathbf{M} y rigidez \mathbf{K} del sistema, es necesario calcular las frecuencias propias y los modos de vibración Φ los cuales se obtienen resolviendo un problema de autovectores y autovalores al imponer la siguiente condición:

$$|\mathbf{K} - \omega^2 \cdot \mathbf{M}| = 0 \quad (4.28)$$

A continuación, una vez obtenidos los modos de vibración del sistema, se realiza un cambio de base a los modos de vibración Φ para aprovechar las propiedades de ortogonalidad de los mismos respecto a las matrices \mathbf{K} y \mathbf{M} . El proceso consiste en sustituir el desplazamiento \mathbf{u} , la velocidad $\dot{\mathbf{u}}$ y la aceleración $\ddot{\mathbf{u}}$ del sistema de ecuaciones diferenciales por el producto de la nueva coordenada modal \mathbf{x} , y sus derivadas con respecto al tiempo, por el correspondiente modo de vibración Φ , es decir, se realiza el siguiente cambio de base:

$$\begin{aligned} \mathbf{u} &= \Phi \cdot \mathbf{x} \\ \dot{\mathbf{u}} &= \Phi \cdot \dot{\mathbf{x}} \\ \ddot{\mathbf{u}} &= \Phi \cdot \ddot{\mathbf{x}} \end{aligned} \quad (4.29)$$

Sustituyendo (4.29) en (4.27) y premultiplicando cada término de la ecuación por el vector traspuesto del modo de vibración Φ^T se llega a:

$$\Phi^T \mathbf{M} \Phi \ddot{\mathbf{x}} + \Phi^T \mathbf{C} \Phi \dot{\mathbf{x}} + \Phi^T \mathbf{K} \Phi \mathbf{x} = -\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{J} \ddot{u}_g \quad (4.30)$$

Dividiendo todos los términos de la ecuación (4.30) por $\Phi_n^T \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi_n$ se obtiene:

$$\ddot{x}_n + 2 \zeta \omega_n \dot{x}_n + \omega_n^2 x_n = -\frac{\Phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{J}}{\Phi_n^T \mathbf{M} \Phi_n} \ddot{u}_g \quad (4.31)$$

Donde:

- Φ_n modo de vibración en el modo n .
- x_n coordenada modal en el modo n .
- ζ es el amortiguamiento en el modo n correspondiente.
- ω_n es la frecuencia natural en el modo n .

Al término $\frac{\Phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{J}}{\Phi_n^T \mathbf{M} \Phi_n}$ se le denomina *factor de participación modal* Γ_n y representa la contribución del terremoto a cada modo de vibración.

$$\Gamma_n = \frac{\Phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{J}}{\Phi_n^T \mathbf{M} \Phi_n} \quad (4.32)$$

Por tanto, la ecuación de equilibrio final para el gdl n queda de la siguiente manera:

$$\ddot{x}_n + 2 \zeta \omega_n \dot{x}_n + \omega_n^2 x_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g \quad (4.33)$$

La ecuación (4.33) representa la ecuación diferencial desacoplada para cada modo de vibración la cual se puede resolver de forma independiente mediante los diferentes métodos existentes para obtener la respuesta de un sistema de 1 gdl. Sin embargo, en el método de “*análisis modal espectral*”, la solución a la ecuación (4.33) se obtiene a partir de los espectros de respuesta obteniéndose de esta manera una aproximación a la respuesta máxima x_{max} en cada modo de vibración. El proceso para obtener la respuesta máxima x_{max} en cada modo es el siguiente:

1. Calcular el periodo T_n en cada modo de vibración
2. Calcular el espectro de respuesta de cálculo de aceleraciones obtenido a partir de:
 - Valor de PGA (*Peak Ground Aceleration*) de la localidad donde se sitúa la estructura.
 - Tipo de suelo del emplazamiento.
 - Amortiguamiento de la estructura.

- Aplicar al espectro de respuesta la reducción correspondiente al factor de comportamiento q .
3. Entrar con el periodo T_n en el espectro de respuesta para obtener el valor de la aceleración espectral $S_a(T_n)$ la cual se divide por la frecuencia propia al cuadrado ω_n^2 para obtener el desplazamiento espectral $S_d(T_n)$ y se multiplica por el factor de participación L_n .

En definitiva, para cada modo de vibración de vibración n , la respuesta máxima en coordenadas modales es:

$$x_{max} = \Gamma_n \cdot S_d(T_n) = \Gamma_n \cdot \frac{S_a(T_n)}{\omega_n^2} \quad (4.34)$$

Finalmente se realiza nuevamente el cambio de base de coordenadas modales a coordenadas físicas o geométricas obteniéndose así los desplazamientos finales para cada gdl:

$$\mathbf{u}_{max}(\text{modo } n) = \boldsymbol{\phi}_n \cdot x_{max} = \boldsymbol{\phi}_n \cdot \Gamma_n \cdot S_d(T_n) = \boldsymbol{\phi}_n \cdot \Gamma_n \cdot \frac{S_a(T_n)}{\omega_n^2} \quad (4.35)$$

Por lo tanto, se obtienen los valores máximos de desplazamientos \mathbf{u}_{max} para cada grado de libertad y para cada modo de vibración n .

Destacar que mientras en el “*método de superposición modal*”, una vez obtenidas las respuestas en cada modo de vibración, estas se superponen obteniéndose con ello la respuesta total de la estructura en cada instante de tiempo, en el método de “*análisis modal espectral*” no se obtiene la respuesta en cada instante del tiempo, sino la respuesta máxima $\mathbf{u}_{max}(\text{modo } n)$. Posteriormente, como las repuesta máxima en cada modo no se dan todas en cada instante, una vez obtenidas las respuestas máximas en cada modo de vibración estas se combinan mediante unas reglas aproximadas (reglas físicas y/o probabilísticas) que permiten hacer una estimación de la respuesta máxima total [1].

Una de las reglas de combinación más usadas es la regla SRSS o regla de la combinación cuadrática y que se define como sigue:

$$\mathbf{u}_{max}(\text{total}) = \sqrt{\sum_{n=1}^n \mathbf{u}_{max}(\text{modo } n)^2} \quad (4.36)$$

Esta regla de combinación arroja buenos resultados cuando los modos están desacoplados lo cual se cumpliría si las frecuencias de los modos tienen más de un 10% de diferencia.

Otras expresiones que se deducen en el análisis modal espectral son:

- Fuerzas máximas equivalentes en cada modo de vibración:

$$\mathbf{F}_{max \text{ Equivalente modo } n} = \mathbf{M} \cdot \boldsymbol{\phi}_n \cdot \Gamma_n \cdot S_a(T_n) \quad (4.37)$$

- Masa total:

$$M_{total} = J^T \cdot M \cdot J \quad (4.38)$$

- Porcentaje (%) de masa movilizada en cada modo n:

$$\alpha_n = \frac{\Gamma_n^2 \cdot \phi_n^T \cdot M \cdot \phi_n}{J^T \cdot M \cdot J} \quad (4.39)$$

- Cortante basal en cada modo de vibración:

$$V_{total\ modo\ n} = \phi_n^T \cdot M \cdot \phi_n \cdot \Gamma_n^2 \cdot S_a(T_n) \quad (4.40)$$

4.2.3 Modelo numérico adoptado

Se adopta un modelo numérico similar al empleado en los métodos estáticos lineales, pero con dimensiones y armados de vigas y pilares diferentes, tal y como se indica más adelante y resume en los Anejos.

4.2.4 Límites de desplomes entre plantas

Se ha dimensionado el pórtico para que se cumplan las limitaciones de desplomes impuestos en el EN 1998-1 (límites a, b o c) y que se detallan en el apartado 4.1.4.3 de este documento. Concretamente se ha proyectado la estructura para que cumpla la limitación c.

En las siguientes tablas se detallan los desplazamientos obtenidos en cada nivel y la verificación correspondiente a la limitación de desplomes. Se observa que en ambos cálculos se cumple tanto la limitación b como la c.

Para ductilidad media (DCM), q=3.9:

	h (m)	v	d elasticos abs (cm)	d * q abs (cm)	Desplome dr(cm)	h/X	limite a 0,005h/v [cm]	chek a	Limite b 0,0075h/v [cm]	chek b	Limite c 0,01h/v [cm]	chek c
planta 6	3	0,5	4,39	17,12	1,09	275	3,00	OK	4,50	OK	6,00	OK
planta 5	3	0,5	4,11	16,03	1,91	157	3,00	OK	4,50	OK	6,00	OK
planta 4	3	0,5	3,62	14,12	2,61	115	3,00	OK	4,50	OK	6,00	OK
planta 3	3	0,5	2,95	11,51	3,28	92	3,00	NO	4,50	OK	6,00	OK
planta 2	3	0,5	2,11	8,23	3,74	80	3,00	NO	4,50	OK	6,00	OK
planta 1	4,5	0,5	1,15	4,49	4,49	100	4,50	OK	6,75	OK	9,00	OK

Tabla 4.28. Comprobación Límites de desplome entre plantas. Ductilidad media (DCM)

Para ductilidad alta (DCH), q=5.85:

	h (m)	v	d elasticos abs (cm)	d * q abs (cm)	Desplome dr(cm)	h/X	limite a 0,005h/v [cm]	chek a	Limite b 0,0075h/v [cm]	chek b	Limite c 0,01h/v [cm]	chek c
planta 6	3	0,5	2,96	17,29	1,12	268	3,00	OK	4,50	OK	6,00	OK
planta 5	3	0,5	2,77	16,18	1,91	157	3,00	OK	4,50	OK	6,00	OK
planta 4	3	0,5	2,44	14,26	2,65	113	3,00	OK	4,50	OK	6,00	OK
planta 3	3	0,5	1,99	11,61	3,42	88	3,00	NO	4,50	OK	6,00	OK
planta 2	3	0,5	1,40	8,19	3,66	82	3,00	NO	4,50	OK	6,00	OK
planta 1	4,5	0,5	0,78	4,53	4,53	99	4,50	NO	6,75	OK	9,00	OK

Tabla 4.29. Comprobación Límites de desplome entre plantas. Ductilidad alta (DCH)

4.2.5 Efectos de 2º orden

Se han tenido en cuenta lo establecido en el EN 1998-1 sobre la consideración de los efectos de 2º orden y que se detallan en el apartado 4.1.4.3.1 de este informe.

Se obtienen, para el cálculo con ambas ductilidades, coeficientes $\theta > 0.1 \leq 0.2$ significando por tanto que se deben amplificar los efectos de la acción sísmica por el coeficiente $\frac{1}{1-\theta}$.

Se adjunta a continuación los cálculos realizados para la obtención del coeficiente θ y los coeficientes de mayoración de la acción sísmica finalmente empleados:

➤ Para ductilidad media (DCM), $q=3.9$:

	h (m)	d elasticos abs (cm)	d * q abs (cm)	Desplome dr(cm)	Ptot (KN)	V tot (Kn)	Θ	chek	1/(1- Θ)
planta 6	3,00	4,39	17,12	1,09	791,5	97,1	0,03	OK<0,2	1,03
planta 5	3,00	4,11	16,03	1,91	1594,0	167,6	0,06	OK<0,2	1,06
planta 4	3,00	3,62	14,12	2,61	2396,5	220,5	0,09	OK<0,2	1,10
planta 3	3,00	2,95	11,51	3,28	3199,1	263,2	0,13	OK<0,2	1,15
planta 2	3,00	2,11	8,23	3,74	4001,6	299,4	0,17	OK<0,2	1,20
planta 1	4,50	1,15	4,49	4,49	4825,7	325,4	0,15	OK<0,2	1,17

Tabla 4.30. Coeficientes θ . Efectos de 2º Orden. (DCM)

Se adopta como coeficiente de mayoración de los efectos de las acciones sísmicas el valor más alto de todos los niveles. En este caso se adopta el valor de $\frac{1}{1-\theta} = 1.20$

➤ Para ductilidad alta (DCH), $q=5.85$:

	h (m)	d elasticos abs (cm)	d * q abs (cm)	Desplome dr(cm)	Ptot (KN)	V tot (Kn)	Θ	chek	1/(1- Θ)
planta 6	3,00	2,96	17,29	1,12	-791,5	65,2	0,0	OK<0,2	1,05
planta 5	3,00	2,77	16,18	1,91	-1594,0	112,6	0,1	OK<0,2	1,10
planta 4	3,00	2,44	14,26	2,65	-2396,5	148,4	0,1	OK<0,2	1,17
planta 3	3,00	1,99	11,61	3,42	-3199,1	177,2	0,2	OK=0,2	1,26
planta 2	3,00	1,40	8,19	3,66	-4001,6	201,5	0,2	OK=0,2	1,32
planta 1	4,50	0,78	4,53	4,53	-4825,7	218,9	0,2	OK=0,2	1,29

Tabla 4.31. Coeficientes θ . Efectos de 2º Orden. (DCH)

Se adopta como coeficiente de mayoración de los efectos de las acciones sísmicas el valor más alto de todos los niveles. En este caso se adopta el valor de $\frac{1}{1-\theta} = 1.32$

4.2.6 Resultados (DCM y DCH)

4.2.6.1 Propiedades modales

Las propiedades modales obtenidas para el prototipo estructural son las siguientes:

- Matriz de masas:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 80.68 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 81.81 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 81.81 & 00.00 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 81.81 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.00 & 81.81 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.00 & 0.000 & 84.00 \end{bmatrix} [Tn]$$

Donde la primera fila corresponde al nivel de cubierta y la última fila al nivel del forjado de techo de planta baja.

- Modos de vibración:

$$\mathbf{Modo } \phi_1 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.937 \\ 0.827 \\ 0.671 \\ 0.478 \\ 0.258 \end{bmatrix}; \quad \mathbf{Modo } \phi_2 = \begin{bmatrix} -0.975 \\ -0.466 \\ 0.231 \\ 0.812 \\ 1.000 \\ 0.699 \end{bmatrix}; \quad \mathbf{Modo } \phi_3 = \begin{bmatrix} 0.864 \\ -0.278 \\ -1.000 \\ -0.473 \\ 0.641 \\ 0.941 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{Modo } \phi_4 = \begin{bmatrix} 0.692 \\ -0.902 \\ -0.429 \\ 0.988 \\ 0.253 \\ -1.000 \end{bmatrix}; \quad \mathbf{Modo } \phi_5 = \begin{bmatrix} -0.445 \\ 1.000 \\ -0.740 \\ -0.191 \\ 0.952 \\ -0.816 \end{bmatrix}$$

- Periodos propios:

$$T_1 = 1.364 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.433 \text{ s}$$

$$T_3 = 0.239 \text{ s}$$

$$T_4 = 0.156 \text{ s}$$

$$T_5 = 0.113 \text{ s}$$

$$T_6 = 0.107 \text{ s}$$

Dado que se han mantenido las mismas dimensiones de vigas y pilares para los niveles de ductilidad media y alta, las propiedades modales son las mismas para ambos casos.

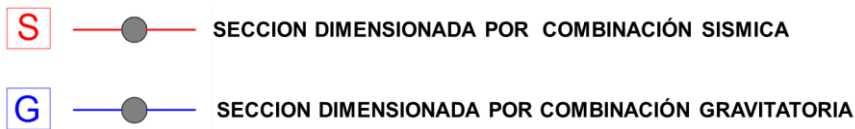
4.2.6.2 Armado y mediciones.

Se dimensionan los prototipos correspondientes a la ductilidad media (DCM) y ductilidad alta (DCH) mediante el método de análisis modal espectral obteniéndose las correspondientes secciones de hormigón armado, tanto para pilares como para vigas, siguiendo los criterios de armado establecidos en el EN 1998-1 para ambos niveles de ductilidad.

Al igual que en los cálculos estáticos lineales, se han tenido en cuenta las indicaciones del EN 1998-1 en lo correspondiente al proyecto por capacidad a nivel global de la estructura. En ese sentido se ha realizado la comprobación referente a que la suma de momentos en pilares sea 1.3 veces mayor que la suma de los momentos de las vigas que confluyen en un nudo. Esta comprobación ha resultado muy condicionante en muchas ocasiones a la hora de dimensionar el armado longitudinal de los pilares.

Los resultados obtenidos, en cuanto a secciones y armados de pilares y vigas, se adjuntan en el anejo 4 Y 5 del presente documento. (*Dimensionamiento de pilares y vigas del prototipo estructural mediante análisis modal espectral según EN 1998-1. Ductilidad media (DCM) y alta (DCH)*).

Con el fin de evaluar la influencia en el dimensionamiento de los diferentes elementos de la hipótesis sísmica frente a las hipótesis gravitatorias, se incluyen a continuación dos esquemas, uno para cada nivel de ductilidad, en los que indica que combinación es la pésima de las dos y por tanto la que dimensiona los elementos (vigas y pilares). En los croquis se indica cual es la combinación de cargas que gobierna el dimensionado en las secciones extremas de cada barra por ser en ellas donde potencialmente se producirán las rótulas plásticas ante la acción sísmica. La leyenda indicada en los esquemas es la siguiente:



➤ Para ductilidad media (DCM), $q=3.9$:

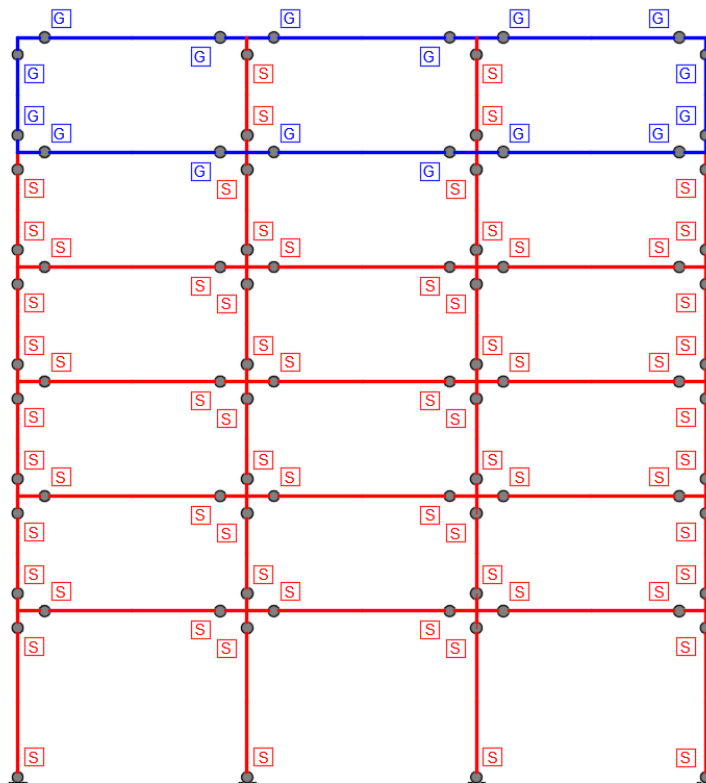


Figura 4.22. Esquema combinación dimensionante (gravitatoria vs sísmica). (DCM)

➤ Para ductilidad alta (DCH), $q=5.85$:

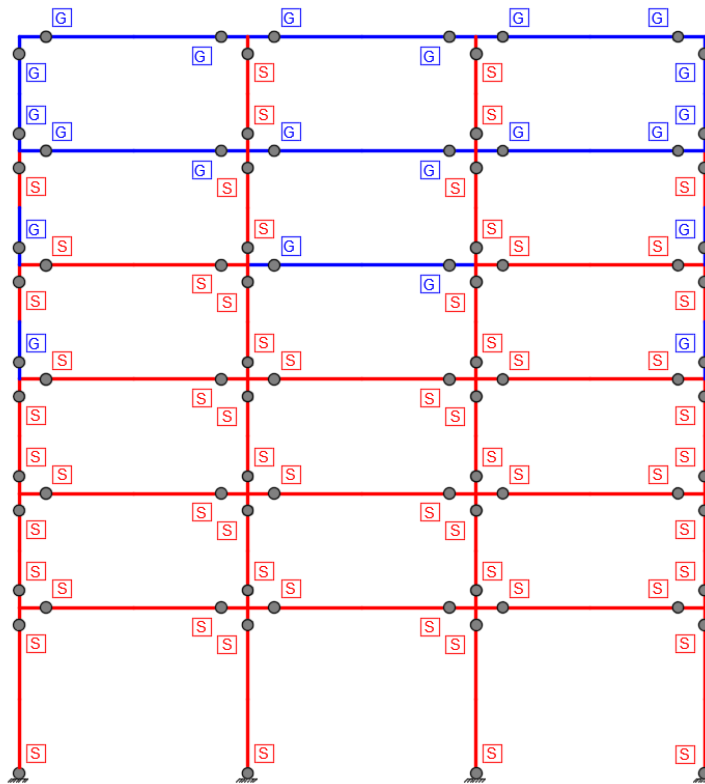


Figura 4.23. Esquema combinación dimensionante (gravitatoria vs sísmica). (DCH)

Como se puede observar de las figuras anteriores, la combinación sísmica es la que gobierna el dimensionado, en casi la totalidad de las barras de la estructura, para ambos niveles de ductilidad.

Se adjuntan a continuación las mediciones realizadas de kilos de acero y m³ de hormigón correspondiente al dimensionamiento realizado. Para el cálculo de las mediciones, y con el fin de poder evaluar posibles ahorros al calcular con métodos estáticos no lineales, se miden los kilos de acero estrictamente necesarios sin proceder a unificar armaduras según los criterios habituales de buena construcción (por ejemplo, no utilizar diámetros diferentes en una misma sección de un pilar).

➤ Para ductilidad media (DCM), $q=3.9$:

RESUMEN DE MEDICION, (DCM)		
Elemento	Volumen (m3)	Barras (Kg)
Vigas	17,65	3552
Pilares	11,12	2680
Total	28,77	6.232

Tabla. Medición prototipo EN 1998-1 (DCM). Análisis modal Espectral

➤ Para ductilidad alta (DCH), $q=5.85$:

RESUMEN DE MEDICION, (DCH)		
Elemento	Volumen (m3)	Barras (Kg)
Vigas	17,65	3256
Pilares	11,12	2705
Total	28,77	5.961

Tabla 4.32. Medición prototipo. EN 1998-1 (DCH). Análisis modal Espectral

4.2.6.3 Resultados numéricos

Se incluyen a continuación los principales resultados numéricos obtenidos mediante el análisis modal espectral realizado sobre el prototipo estructural. Los resultados se dividen en tres apartados:

- ✓ *Desplazamientos horizontales por planta.*
- ✓ *Cortante basal.*
- ✓ *Aceleraciones absolutas por planta.*

En todos los casos, se diferencian los resultados para los dos niveles de ductilidad considerados.

➤ Para ductilidad media (DCM), $q=3.9$:

- ✓ ***Desplazamientos horizontales por niveles.***

Después de realizar la combinación modal, correspondiente a los modos de vibración cuya masa movilizada suman más del 90% de la masa total, los desplazamientos elásticos obtenidos en cada uno de los niveles del pórtico son los siguientes:

Nivel 6 --- 4,39 cm
Nivel 5 --- 4,11 cm
Nivel 4 --- 3,62 cm
Nivel 3 --- 2,95 cm
Nivel 2 --- 2,11 cm
Nivel 1 --- 1,15 cm

Los desplazamientos finales, teniendo en cuenta el comportamiento postelástico, se obtienen multiplicando los desplazamientos elásticos por el coeficiente de comportamiento q :

$$\delta_{\text{totales}} = \delta_{\text{elásticos}} \cdot q = \delta_{\text{elásticos}} \cdot 3.9$$

Se obtienen por tanto los siguientes desplazamientos horizontales por niveles:

<u>Desplazamientos elásticos</u>		<u>Desplazamientos finales</u>
Nivel 6 --- 4,39 cm	$\delta_{totales} = \delta_{elásticos} \cdot 3,9$	Nivel 6 --- 17,12 cm
Nivel 5 --- 4,11 cm		Nivel 5 --- 16,03 cm
Nivel 4 --- 3,62 cm		Nivel 4 --- 14,12 cm
Nivel 3 --- 2,95 cm		Nivel 3 --- 11,51 cm
Nivel 2 --- 2,11 cm		Nivel 2 --- 8,23 cm
Nivel 1 --- 1,15 cm		Nivel 1 --- 4,49 cm

Tabla 4.33. Desplazamientos por niveles. Análisis modal espectral. (DCM)

✓ **Cortante basal.**

Se muestra en la siguiente figura las leyes de esfuerzo cortante de la estructura obtenidas mediante SAP 2000:

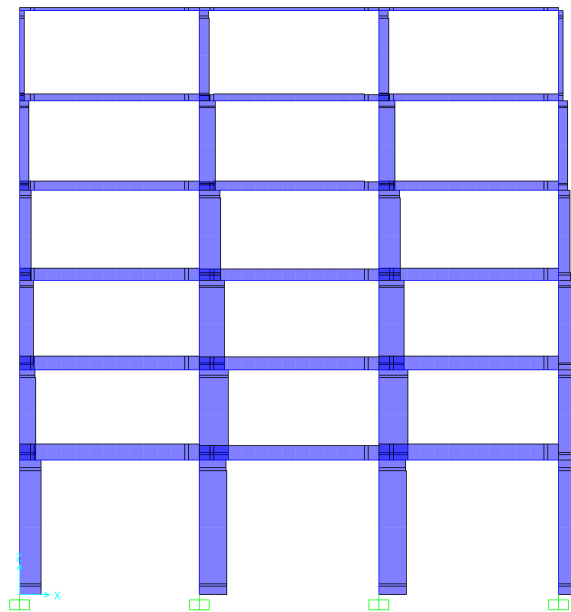


Figura 4.24. Ley de esfuerzos cortantes totales (SAP 2000). Análisis modal Espectral.

Los esfuerzos cortantes totales en cada elemento, al igual que los desplazamientos, se obtienen combinando los esfuerzos cortantes para cada modo de vibración mediante la regla de combinación SRSS. El cortante basal es la suma de los esfuerzos cortantes en los arranques de todos los pilares. El valor obtenido es el siguiente:

$$V_{total} = 325.3 \text{ kN}$$

De forma paralela a los resultados obtenidos en SAP 2000, se programa en Matlab los cálculos correspondientes al análisis modal espectral. Como resultado se ilustra a través de la Figura 4.25 la contribución de cada modo de vibración al esfuerzo cortante total. Se comprueba que el modo 1 es el que gobierna la respuesta de la estructura y contribuye con casi la totalidad del esfuerzo cortante total.

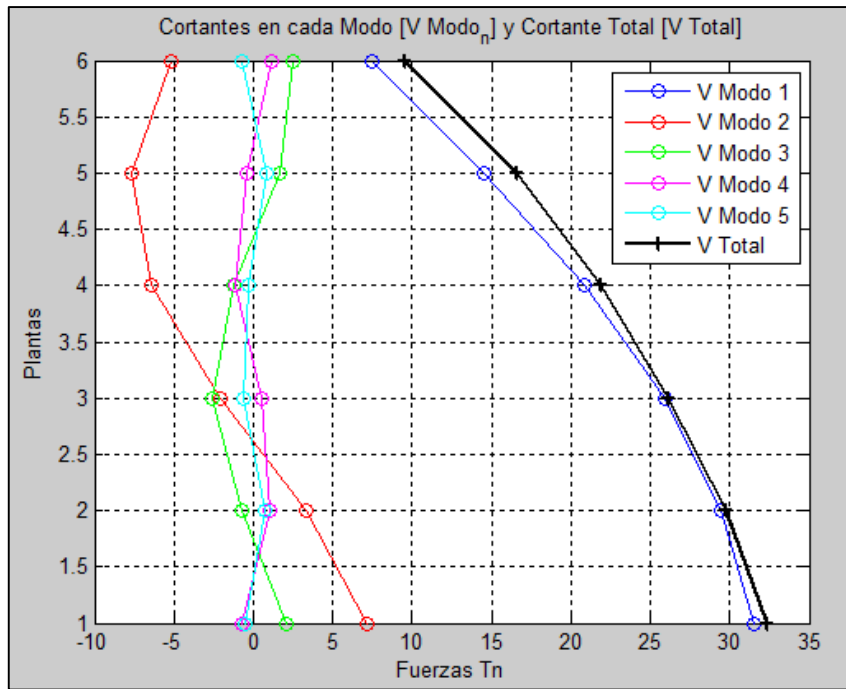


Figura 4.25. Cortantes en cada modo de vibración y Cortante total en Tn. (DCM)

✓ **Aceleraciones absolutas por niveles.**

Mediante el siguiente procedimiento de cálculo se obtiene una predicción aproximada de las máximas aceleraciones absolutas experimentadas en cada nivel del pórtico:

1. Se calculan en primer lugar, para cada modo de vibración, las fuerzas equivalentes actuantes. Indicar que en este caso se han utilizado los 5 primeros modos de vibración despreciándose la aportación del resto al no contribuir en la respuesta de la estructura. Las fuerzas equivalentes en cada modo se obtienen a partir de la expresión 4.41 detallada igualmente en el apartado 4.2.2:

$$F_{\text{max Equivalente modo } n} = M \cdot \phi_n \cdot \Gamma_n \cdot S_a(T_n) \tag{4.41}$$

Las fuerzas equivalentes obtenidas, expresadas en toneladas, para cada modo de vibración son las siguientes:

	Fuerzas equivalentes por modo. [Tn]				
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5
Nivel 6	7,46	-5,18	2,45	1,15	-0,68
Nivel 5	7,09	-2,51	-0,80	-1,52	1,54
Nivel 4	6,26	1,24	-2,87	-0,72	-1,14
Nivel 3	5,08	4,37	-1,36	1,67	-0,30
Nivel 2	3,62	5,38	1,84	0,43	1,32
Nivel 1	2,00	3,86	2,77	-1,73	-1,29

Tabla 4.34. Fuerzas equivalentes por modo. (DCM)

Se representan a continuación las fuerzas equivalentes para diferentes modos de vibración:

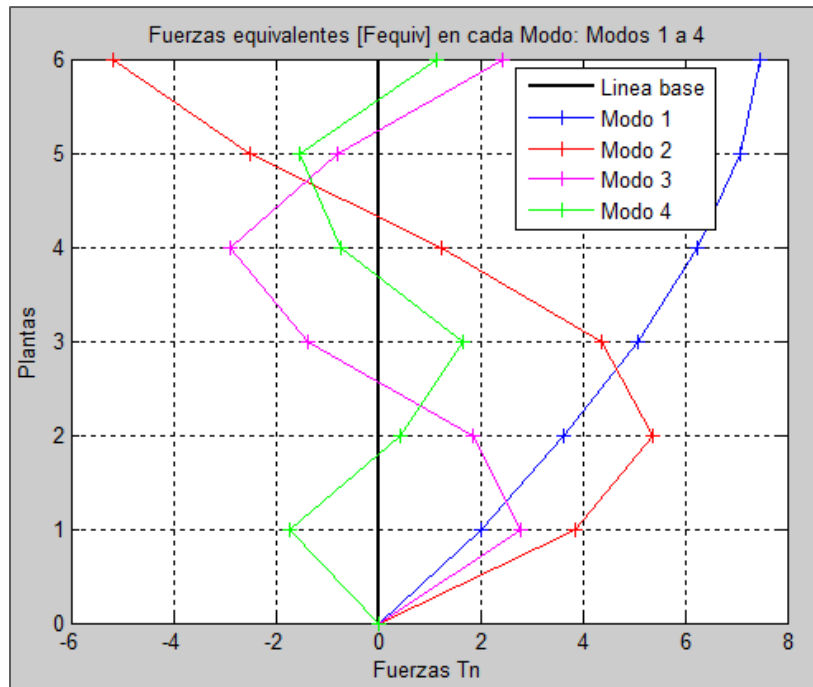


Figura 4.26. Representación de las fuerzas equivalentes correspondientes a los modos 1 a 4. (DCM)

Se observa que en el primer modo todas las fuerzas tienen el mismo signo por lo que son aditivas. Sin embargo, en el resto de modos las fuerzas tienen diferente signo en los niveles con lo que las fuerzas se anulan parcialmente unas con otras. Por tanto, el modo 1 será el que más contribución tenga al cortante basal total ya que todas las fuerzas se desarrollan en la misma dirección al contrario que el resto de modos.

2. Se multiplican las fuerzas estáticas equivalentes obtenidas por el siguiente coeficiente de sobrerresistencia:

$$\alpha_{DES} = \frac{V_{BDES}}{V_{BD}} = \frac{736.9}{325.3} = 2.27$$

El valor de sobrerresistencia α_{DES} , que se justificará en el capítulo de 5.1 de este trabajo, es una medida de la sobrerresistencia que experimentaría la estructura. La sobrerresistencia α_{DES} , que toma para este caso el valor de 2.27, representa el cociente entre el cortante basal correspondiente al punto de desempeño V_{BDES} de la estructura obtenido mediante cálculos estáticos no lineales y el cortante de cálculo V_{BD} (Figura 4.27).

Mediante este procedimiento para calcular las aceleraciones absolutas se está suponiendo que la sobrerresistencia α_{DES} se exhibirá en todos los modos de vibración. Por tanto, los resultados obtenidos suponen un límite superior aproximado de los valores máximos de aceleración que se pueden dar en la estructura.

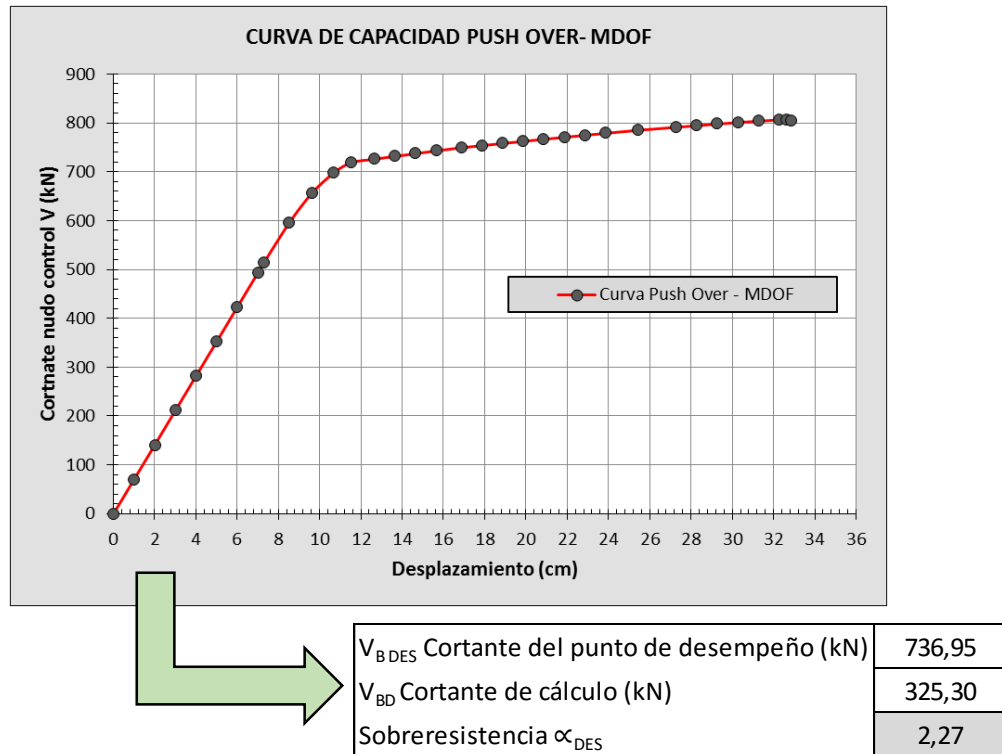


Figura 4.27. Curva de capacidad y coeficiente de sobrerresistencia α_{DES} . (DCM)

3. Se dividen las fuerzas equivalentes obtenidas $F_{equiv\ modo\ n}$, y multiplicadas por la sobrerresistencia α_{DES} , por la masa de cada planta m_i obteniéndose así una estimación de la aceleración máxima absolutas de los niveles \ddot{u}_n para cada modo.

$$\ddot{u}_n = \frac{\alpha_{DES} \cdot F_{equiv\ modo\ n}}{m_i} \quad (4.42)$$

Se obtienen las siguientes aceleraciones por nivel y modo:

	Aceleraciones absolutas por modo. [m/s ²]				
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5
Nivel 6	2,06	-1,43	0,68	0,32	-0,19
Nivel 5	1,93	-0,68	-0,22	-0,41	0,42
Nivel 4	1,70	0,34	-0,78	-0,20	-0,31
Nivel 3	1,38	1,19	-0,37	0,45	-0,08
Nivel 2	0,98	1,47	0,50	0,12	0,36
Nivel 1	0,53	1,02	0,74	-0,46	-0,34

Tabla 4.35. Aceleraciones absolutas por modo. (DCM)

4. Finalmente se combinan mediante la regla SRSS las aceleraciones en todos los modos obteniendo así la predicción de aceleraciones absolutas en cada nivel en [m/s²]:

	Acel. Absolutas [m/s ²]
Nivel 6	2,62
Nivel 5	2,14
Nivel 4	1,94
Nivel 3	1,92
Nivel 2	1,87
Nivel 1	1,48

Tabla 4.36. Aceleraciones absolutas por niveles. (DCM)

➤ Para ductilidad alta (DCH), $q=5.85$:

✓ **Desplazamientos horizontales por niveles.**

Los desplazamientos elásticos en cada una de las plantas del pórtico son los siguientes:

Nivel 6	---	2,96	cm
Nivel 5	---	2,77	cm
Nivel 4	---	2,44	cm
Nivel 3	---	1,99	cm
Nivel 2	---	1,40	cm
Nivel 1	---	0,78	cm

Los desplazamientos finales, teniendo en cuenta el comportamiento postelástico se obtienen teniendo en cuenta el factor de comportamiento q :

$$\delta_{\text{totales}} = \delta_{\text{elásticos}} \cdot q = \delta_{\text{elásticos}} \cdot 5.85$$

Se obtienen por tanto los siguientes desplazamientos horizontales por planta:

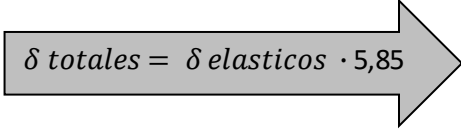
<u>Desplazamientos elásticos</u>		<u>Desplazamientos finales</u>
Nivel 6 --- 2,96 cm		Nivel 6 --- 17,29 cm
Nivel 5 --- 2,77 cm		Nivel 5 --- 16,18 cm
Nivel 4 --- 2,44 cm		Nivel 4 --- 14,26 cm
Nivel 3 --- 1,99 cm		Nivel 3 --- 11,61 cm
Nivel 2 --- 1,40 cm		Nivel 2 --- 8,19 cm
Nivel 1 --- 0,78 cm		Nivel 1 --- 4,53 cm

Tabla 4.37. Desplazamientos por niveles. Análisis modal espectral. (DCH)

✓ **Cortante basal.**

El cortante basal obtenido es el siguiente:

$$V_{\text{total}} = 218.9 \text{ kN}$$

La contribución de cada modo al esfuerzo cortante total es el ilustrado en la siguiente figura:

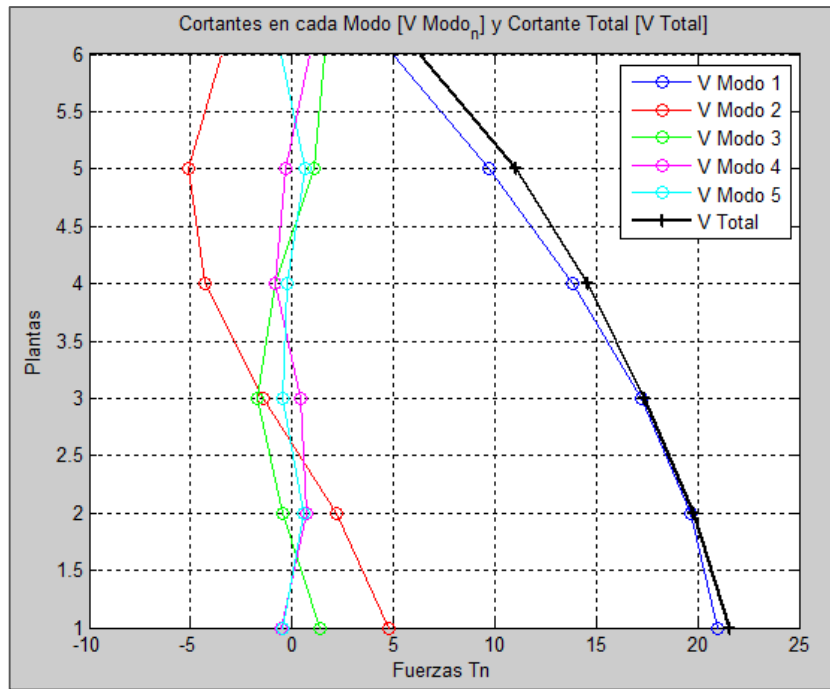


Figura 4.28. Cortantes en cada modo de vibración y Cortante total en Tn. (DCH)

✓ **Aceleraciones absolutas por niveles.**

1. Las fuerzas equivalentes, expresadas en toneladas, para cada modo de vibración son las siguientes:

	Fuerzas equivalentes por modo. [Tn]				
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5
Nivel 6	4,97	-3,45	1,63	0,85	-0,53
Nivel 5	4,72	-1,67	-0,53	-1,13	1,20
Nivel 4	4,17	0,83	-1,91	-0,54	-0,89
Nivel 3	3,38	2,91	-0,91	1,24	-0,23
Nivel 2	2,41	3,59	1,23	0,32	1,02
Nivel 1	1,34	2,58	1,85	-1,28	-1,01

Tabla 4.38. Fuerzas equivalentes por modo. (DCH)

Representación gráfica de las fuerzas equivalentes para diferentes modos:

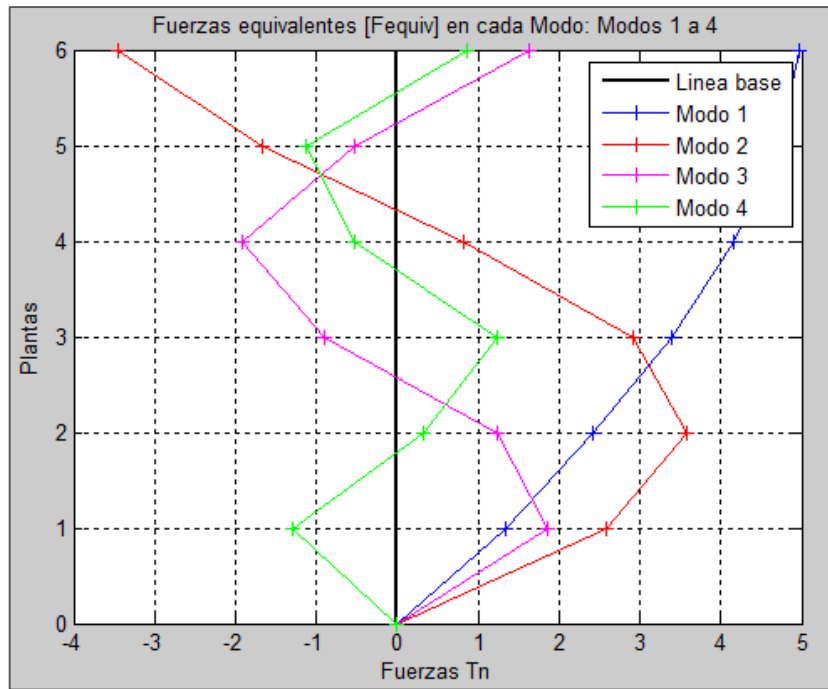
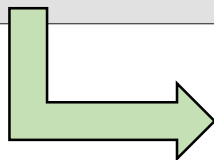
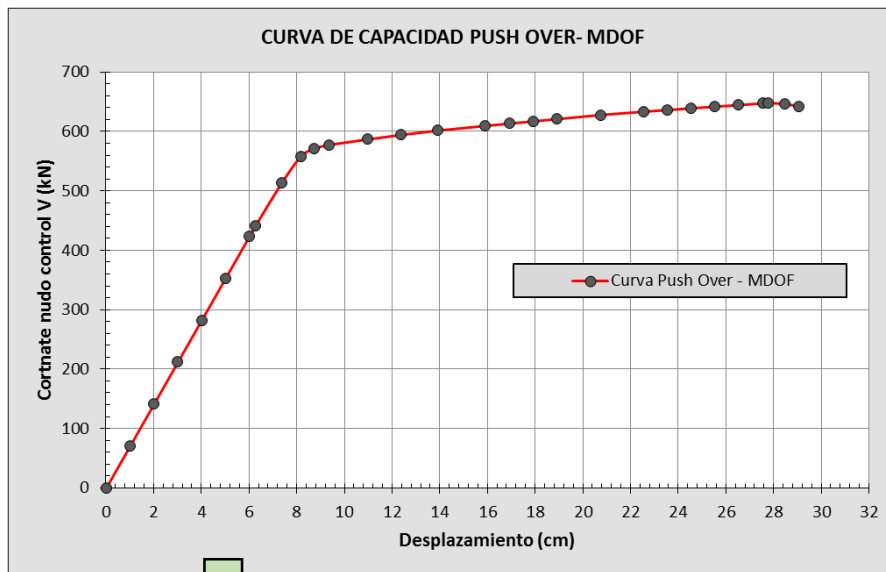


Figura 4.29. Representación de las fuerzas equivalentes correspondientes a los modos 1 a 4. (DCH)

- Para el nivel de ductilidad alto (DCH) el coeficiente de sobrerresistencia α_{DES} obtenido mediante cálculos estáticos no lineales es 2.75.



V_{BDES} Cortante del punto de desempeño (kN)	601,33
V_{BD} Cortante de cálculo (kN)	218,90
Sobrerresistencia α_{DES}	2,75

Figura 4.30. Curva de capacidad y coeficiente de sobrerresistencia α_{DES} . (DCH)

3. Se obtienen las siguientes aceleraciones por nivel y modo:

	Aceleraciones absolutas por modo. [m/s ²]				
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5
Nivel 6	1,66	-1,15	0,55	0,29	-0,18
Nivel 5	1,56	-0,55	-0,18	-0,37	0,40
Nivel 4	1,38	0,27	-0,63	-0,18	-0,29
Nivel 3	1,12	0,96	-0,30	0,41	-0,08
Nivel 2	0,79	1,18	0,40	0,10	0,34
Nivel 1	0,43	0,83	0,59	-0,41	-0,32

Tabla 4.39. Aceleraciones absolutas por modo. (DCH)

4. Finalmente, las aceleraciones absolutas en cada nivel en [m/s²] son:

	Acel. Absolutas [m/s ²]
Nivel 6	2,12
Nivel 5	1,75
Nivel 4	1,58
Nivel 3	1,56
Nivel 2	1,52
Nivel 1	1,22

Tabla 4.40. Aceleraciones absolutas por niveles. (DCH)

4.2.6.4 Comparativa entre DCM vs DCH

✓ **Cuantías de acero y hormigón**

En lo referente a las mediciones obtenidas con ambos niveles de ductilidad se concluye que se produce un ligero ahorro en los kilos de acero al calcular con una ductilidad alta (DCH) frente a ductilidad media (DCM). Este ahorro, para el prototipo estructural utilizado, se cuantifica en un ahorro en acero pasivo del 4.3%. El volumen de hormigón es el mismo en ambos casos.

	Volumen (m ³)	Barras (Kg)
EC-08, DCM, q=3,9	28,8	6.232
EC-08, DCH, q=5,85	28,8	5.961
% ahorro DCH	0,0%	4,3%

Tabla 4.41. Ahorro de mediciones en % (DCM vs DCH)

Es importante destacar que el ahorro obtenido en kilos de acero no es muy significativo a pesar de que la reducción de la acción sísmica es considerable pasando de un coeficiente de comportamiento de $q = 3.9$ (DCM) a $q = 5.85$ (DCH). En la Tabla 4.42 se desglosan los resultados obtenidos en función del tipo de elemento (vigas y pilares) destacando que todo el ahorro de kilos de acero obtenido en el nivel de ductilidad DCH se produce en el armado de

las vigas (8.3%) manteniéndose la misma cantidad de kilos para los pilares e incluso siendo mínimamente superior (0.9%) en el caso del nivel de ductilidad alto (DCH):

	PILARES (Kg)	VIGAS (Kg)
DCM	2.680	3.552
DCH	2.705	3.256
Diferencia %	-0,9%	8,3%

Tabla 4.42. Ahorro Kilos por elementos (DCM vs DCH)

Desglosando ahora exclusivamente la medición de acero de los pilares se observa que el armado longitudinal sufre una disminución notable (31.2%) al aplicar un nivel de ductilidad DCH lo cual es consecuente con la reducción de esfuerzos que se produce al aplicar un factor de comportamiento mayor, sin embargo, la armadura transversal (cercos) se incrementa sustancialmente (141%).

	Armado de pilares		
	Armado longitudinal (Kg)	Armado trasnversal (cercos) (kg)	Total (Kg)
DCM	2.183	497	2.680
DCH	1.502	1.203	2.704
Diferencia %	31,2%	-141,9%	-0,9%

Tabla 4.43. Ahorro kilos acero en pilares (DCM vs DCH)

Este incremento en el armado transversal se justifica en las elevadas exigencias de armado que impone el EN 1998-1 en cuanto a la armadura transversal para un nivel de ductilidad alto (DCH) ya que para obtener niveles de ductilidad totales altos (llamada también ductilidad en desplazamientos, ver 2.4 de este documento) es necesario garantizar elevados niveles de ductilidad en los elementos (pilares y vigas). En este sentido, para obtener mayores ductilidades en los pilares son necesarios mayores confinamientos lo que implica a su vez un aumento del diámetro de la armadura transversal, disminución de la separación entre cercos y, en definitiva, un aumento de la cuantía transversal.

Indicar que, utilizando el método de cálculo de análisis modal espectral, el ahorro total obtenido en acero al aplicar el nivel de ductilidad DCH frente al DCM es inferior al obtenido mediante cálculos estáticos lineales (4.3% frente al 14.3%). Esta diferencia está motivada por que las cargas estáticas equivalentes resultantes mediante los métodos simplificados, son más altas (más conservadoras) que las obtenidas en los cálculos mediante el análisis modal espectral y, por tanto, la reducción de las fuerzas al usar factores de comportamiento q más altos tiene mayores incidencia en el ahorro de armadura.

En cuanto a los resultados numéricos obtenidos para ambos niveles de ductilidad se concluye lo siguiente:

✓ **Desplazamientos horizontales.**

Los desplazamientos postelásticos obtenidos mediante cálculos dinámicos lineales son independientes al nivel de ductilidad aplicado dado que, como se explicó en el apartado 2.1.1, los métodos basados en fuerzas aplican la regla de igualdad de desplazamientos para estructuras con periodos medios y largos. Para ambos niveles de ductilidad el desplazamiento máximo del nivel de cubierta es de $\approx 17,2 \text{ cm}$

✓ **Cortante basal.**

El hecho de pasar de una ductilidad media (DCM) a alta (DCH), implica una reducción del esfuerzo cortante basal de 325,3 kN a 218,9 kN. Esto supone una reducción aproximada del 33% que al tratarse de cálculos lineales coincide con la diferencia entre los factores de comportamiento aplicados para cada nivel de ductilidad ($q = 3.9$ y $q = 5.85$).

	DCM	DCH	% Diferencia
<i>Cortante basal (kn)</i>	325,3	218,9	33%
<i>Factor de comportamiento q</i>	3,9	5,85	33%

Tabla 4.44. Comparativa cortante basal (DCM vs DCH)

✓ **Aceleraciones absolutas por niveles.**

El hecho de proyectar la estructura con un nivel de ductilidad alta (DCH) frente a media (DCM) supone una reducción en los valores de aceleraciones absolutas por niveles dado que las estructuras con niveles de ductilidad más alto tendrán menor resistencia.

En la Tabla 4.45 se comparan las aceleraciones absolutas obtenidas:

	Valores de aceleraciones por planta [m/s^2]		
	DCM	DCH	% Diferencia
<i>Nivel 6</i>	2,62	2,12	19,0%
<i>Nivel 5</i>	2,14	1,75	18,3%
<i>Nivel 4</i>	1,94	1,58	18,8%
<i>Nivel 3</i>	1,92	1,56	18,7%
<i>Nivel 2</i>	1,87	1,52	18,7%
<i>Nivel 1</i>	1,48	1,22	17,5%

Tabla 4.45. Comparativas aceleraciones absolutas por niveles (DCM vs DCH)

5. CAPÍTULO 5: MÉTODOS DE CÁLCULO NO LINEALES

5.1 CÁLCULOS ESTÁTICOS NO LINEALES EMPLEANDO FEMA 440

5.1.1 Objetivos

Se aborda el cálculo de estructuras convencionales de edificación mediante métodos de «**cálculos estáticos no lineales**» con el fin de evaluar los resultados obtenidos y compararlos con los obtenidos mediante métodos clásicos basados en fuerzas como los dinámicos lineales. De esta manera, se busca poner de manifiesto las ventajas del método intentando incluso cuantificar el ahorro en cuanto a kilos de acero obtenidos al aplicar estos métodos de cálculo.

A diferencia de los cálculos dinámicos lineales, para aplicar los métodos de cálculo estáticos no lineales, es preciso conocer de antemano el refuerzo de cada sección y por lo tanto, en este trabajo, se parte de las armaduras obtenidas en los cálculos dinámicos lineales vistos en el capítulo 4.2 anterior (para niveles de ductilidad media y alta).

Existen varios métodos de cálculo estáticos no lineales, pero por motivos de extensión, el trabajo se centra exclusivamente en el **Capacity Spectrum Method** presentado en la FEMA 440.

5.1.2 Marco teórico: *Capacity Spectrum Method*

5.1.2.1 *General.*

Este método de cálculo data de los años 70, siendo propuesto inicialmente por “Freeman et al” (1975). Posteriormente, en 1996, fue incluido en la ATC-40 [13] dentro de la cual se incluyen tres procedimientos de cálculo. En el año 2005, se publica la FEMA 440 (ATC55) [4] la cual presenta una mejora en el proceso de la linealización equivalente del método respecto a la ATC-40 y por tanto supone una versión más actualizada del método.

5.1.2.2 *“Punto de desempeño”, Curva de Demanda y curva de Capacidad.*

“Punto de desempeño”

El *Capacity Spectrum Method* busca como objetivo final la obtención del llamado “punto de desempeño” (*Performance Point*) el cual representa el desplazamiento en el “nodo de control” y el cortante basal esperables en la estructura cuando se somete a un determinado nivel de la acción sísmica. Localizando el punto de desempeño en la curva de capacidad de la estructura se puede tener además información del nivel de daño que sufre la estructura.

En los procedimientos gráficos del *Capacity Spectrum Method* el “*punto de desempeño*” se obtiene como intersección de los espectros de capacidad y de demanda. Por tanto, en cualquier análisis estático no lineal, es necesario en primer lugar la definición de las curvas de demanda sísmica y de capacidad de la estructura.

Curva de demanda

La curva de demanda caracteriza la acción sísmica correspondiente a la ubicación de la estructura. Esta caracterización de la acción sísmica se realiza mediante los espectros elásticos de respuesta los cuales, en su aceptación más básica, son una expresión de forma gráfica del valor máximo de la respuesta a una excitación dinámica (terremoto) de un oscilador lineal y de 1 grado de libertad en función de su periodo [5].

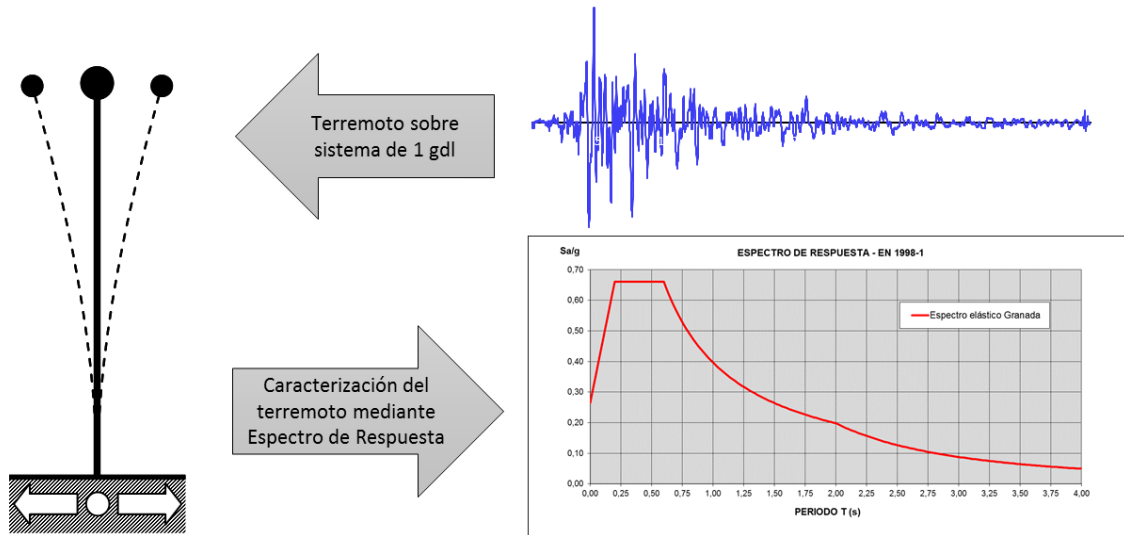


Figura 5.1. Curva de capacidad (Espectro elástico de respuesta)

Curva de Capacidad (curva pushover)

La curva de capacidad de una estructura representa la relación entre la fuerza cortante V en la base de la estructura y el desplazamiento máximo δ asociado a un nudo de control que habitualmente se corresponde a un punto del nivel de cubierta del edificio.

Para obtener la curva de capacidad de una estructura es necesario aplicar un método de empuje incremental o análisis *pushover* el cual consiste en aplicar a la estructura una carga monótona lateral de forma incremental (pasos de carga) hasta que la estructura llegue al colapso. Para cada paso de carga, la relación entre el cortante basal y el desplazamiento del nodo de control Δ define la curva de capacidad.

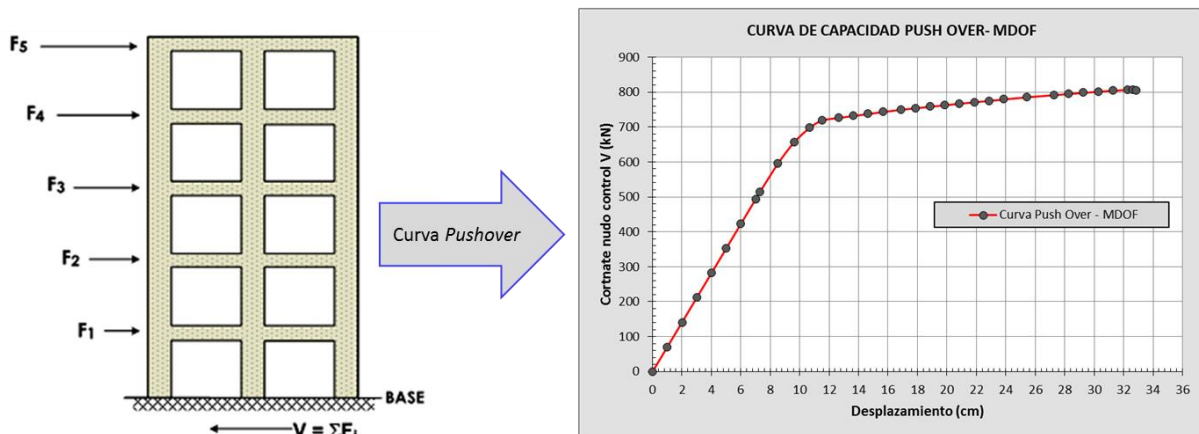


Figura 5.2. Análisis de empuje incremental (Pushover). Curva de Capacidad

La curva de capacidad se construye generalmente empleando como distribución de cargas laterales las correspondientes al primer modo de vibración de la estructura lo cual está basado en la asunción de que el modo fundamental es el que gobierna la respuesta de la estructura [3]. Para edificios muy flexibles, donde la contribución de los modos altos es significativa, entonces el análisis *pushover* debe considerar el efecto de los modos altos para lo cual existen métodos aproximados.

En un análisis *pushover* el modelo matemático de la estructura se va modificando, según se incrementa monótonamente la carga aplicada, para tener en cuenta la reducción de rigidez que sufre la estructura debido a la fluencia de algunos de los componentes que la forman (aparición de rotulas plásticas). Es decir, la matriz de rigidez se va actualizando en cada paso de carga a medida que se producen fluencias en los elementos de la estructura. Este proceso es continuado hasta que la estructura se vuelve inestable (colapso) o hasta que se llegan unos límites preestablecidos de desplazamientos.

Se tienen por tanto en cuenta las no linealidades del material (formación de rotulas plásticas) pero, además, también las no linealidades geométricas mediante la consideración de los efectos de 2º orden (efectos P-delta).

Una de las ventajas a destacar de esta técnica es que permite detectar debilidades estructurales (por ejemplo, mecanismos tipo “plana débil”) que mediante un análisis lineal no se podría detectar de una forma sencilla.

Indicar finalmente que la pendiente inicial de la curva de capacidad se asocia con la rigidez inicial de la estructura en el primer modo. La pendiente desde el origen hasta cualquier punto de la curva de capacidad define la llamada rigidez secante de la estructura asociado a un determinado desplazamiento del nudo de control.

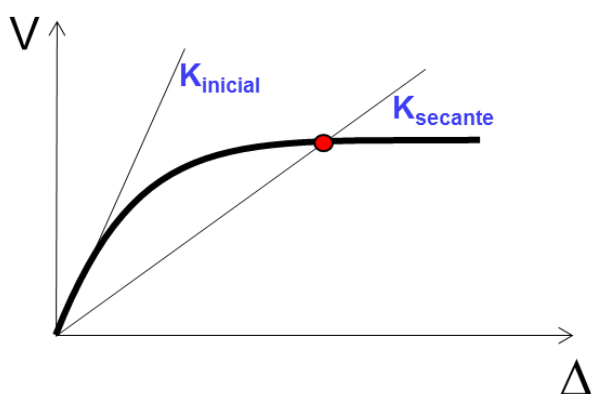


Figura 5.3. Rigidez inicial y secante. Curva *pushover*

Procedimiento para realizar un análisis *pushover*:

1. Para estructuras de hormigón armado se parte de un modelo estructural en el que se conocen las armaduras de todas las secciones y los diagramas momento-curvatura asociados a dichas secciones.
2. Se debe definir un modelo numérico de plasticidad, ya sea concentrada o distribuida, para tener en cuenta las deformaciones postelásticas.
3. Aplicación de las cargas gravitacionales concomitantes con la acción sísmica. Estas cargas estarán aplicadas desde el primer paso de aplicación de la carga lateral.
4. Se asume un patrón de cargas laterales el cual representa generalmente el primer modo de vibración. Dependerá por lo tanto de la forma del primer modo de vibración ϕ_1 y de la masa m_i de cada planta según la expresión (4.43):

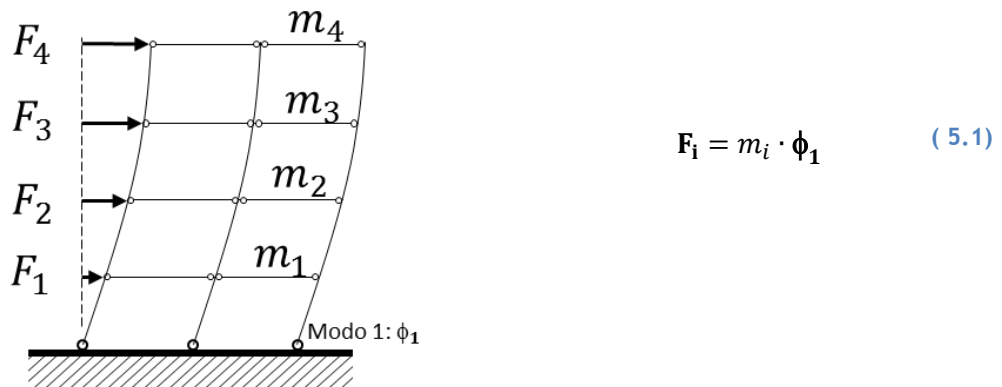


Figura 5.4. Patrón de cargas laterales F_i

Dependiendo del caso, se puede adoptar un primer modo de vibración ϕ_1 simplificado y que se corresponda a una distribución de deformaciones triangular (proporcional por tanto a la altura de las plantas).

Indicar que, en el presente trabajo, se aplica la versión más clásica del análisis *pushover* por la cual el patrón de cargas F_i aplicado a la estructura se mantiene constante a través de todo el análisis suponiendo que el modo de vibración permanece invariable a pesar de las deformaciones plásticas que sufre la estructura. Sin embargo, mientras avanza la aplicación de la carga, la matriz de rigidez se modifica disminuyendo la rigidez de la estructura y variando igualmente los periodos y los modos de vibración. Debido a esto existen variantes del análisis *pushover* que redefinen la distribución de carga (patrón de cargas) en cada paso del análisis.

5. Se elige un nudo de control de desplazamientos que habitualmente será uno correspondiente al último nivel del edificio (cubierta).
6. Se inicia proceso de aplicación de las cargas laterales incrementales (pasos de carga) hasta que se alcance el colapso de la estructura o se llegue a un desplazamiento objetivo prefijado.
7. Para cada paso de carga aplicado se determina el cortante basal V y el desplazamiento del nudo de control Δ_{roof} .
8. Representación gráfica de la curva de capacidad $V - \Delta_{roof}$ (curva *pushover*).

5.1.2.3 Procedimiento Capacity Spectrum Method

De forma general el procedimiento según la FEMA 440 consta de los siguientes pasos [3], [4]:

- **Paso 1:** Se representa la **curva de demanda**, es decir, el espectro elástico de respuesta que caracteriza la acción sísmica. El espectro de respuesta debe corresponderse al amortiguamiento inicial que, para estructuras de hormigón armado, se suele cifrar en el 5% ($\beta_0 = 5\%$).
- **Paso 2:** Con el fin de poder aplicar métodos de resolución gráficos se requiere que la curva de demanda se represente en un formato aceleración-desplazamiento. Este formato es el denominado como Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamientos (**Acceleration-Displacement Response Spectra, ADRS**).

Cada punto del espectro de respuesta de aceleraciones (S_a vs T_i) está asociado a un único de valor de aceleración espectral $S_a(T_i)$ y de periodo T_i . Para al formato ADRS (S_a vs S_d) es necesario determinar el valor del espectro de desplazamientos $S_d(T_i)$ para cada punto de la curva. Esto se realiza a partir de la ecuación (5.2):

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} S_{a_i} \cdot g \tag{5.2}$$

En la ecuación (5.2) la g (aceleración de la gravedad) aparece porque se asume que la aceleración espectral S_a esta normalizada por g .

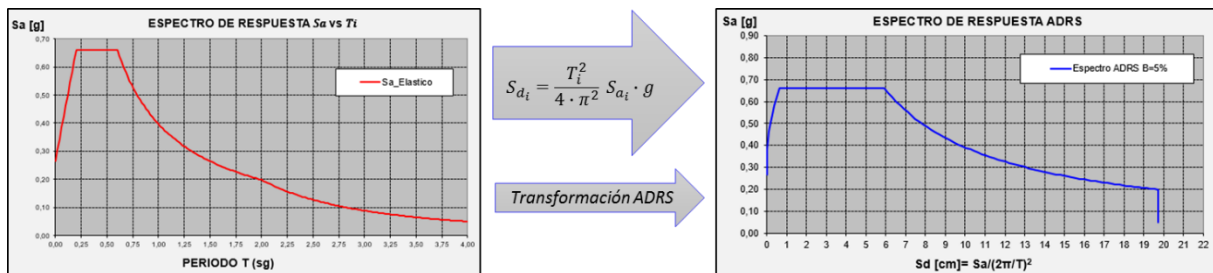


Figura 5.5. Paso 2: Transformación del espectro de respuesta a formato ADRS

Indicar que en el formato ADRS los diferentes periodos T_i se representan como líneas rectas que parten desde el origen de coordenadas ya que, como se comprueba en la expresión (5.2), los desplazamientos espectrales S_{d_i} son directamente proporcionales al periodo al cuadrado T_i^2 . Ver a modo de ejemplo la representación de T_0 en la Figura 5.10.

- **Paso 3:** Se realiza un análisis **Pushover** de tal manera que se obtiene la **curva de capacidad** de la estructura la cual relaciona el cortante total de la base V con el desplazamiento Δ_{roof} de un nodo de control (cubierta).
- **Paso 4:** A partir de la curva de capacidad (*pushover*) correspondiente a un sistema de varios gdl (*Multi Degree of Freedom (MDOF)*) se construye un **sistema equivalente de 1 gdl** (*Single Degree of Freedom (SDOF)*).

En la Figura 5.6 se ilustra a modo de esquema el proceso para obtener el sistema equivalente de 1 gdl (*SDOF*).

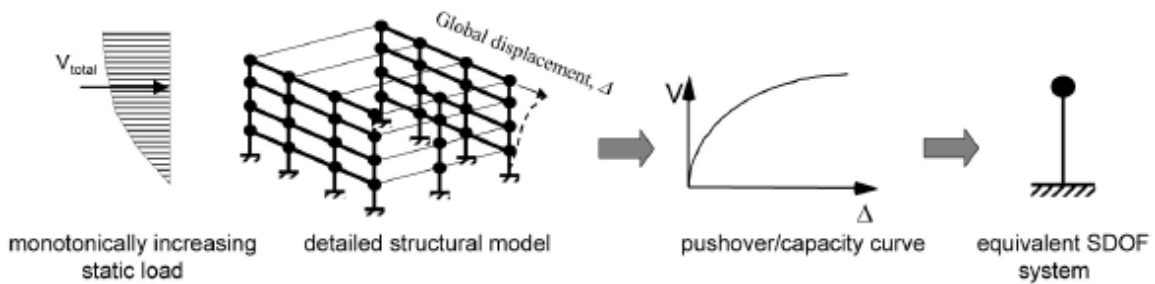


Figura 5.6. Paso 4: Sistema equivalente de 1gdl

Para construir el sistema equivalente de 1 gdl es necesario transformar la curva de capacidad obtenida en el análisis *pushover* en el llamado espectro de capacidad el cual es una representación de la curva de capacidad en formato *ADRS* (coordenadas espectrales).

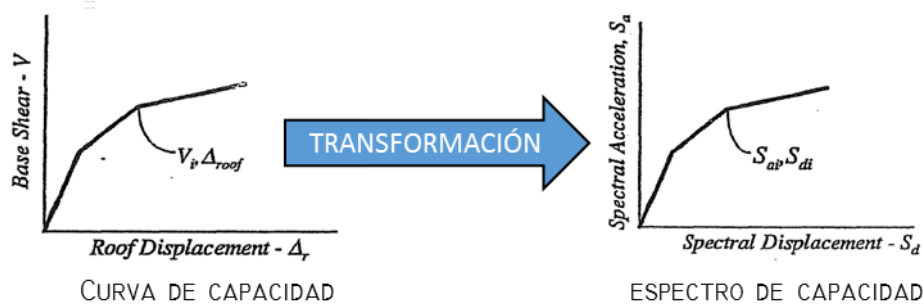


Figura 5.7. Paso 4: Transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad

Para ello es necesario hacer, punto a punto, una conversión a las coordenadas espectrales del primer modo de vibración. Las ecuaciones requeridas para hacer dicha transformación son:

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 W} \tag{5.3}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{\Gamma_1 \cdot \phi_{roof,1}} \tag{5.4}$$

Donde:

α_1 = coeficiente masa modal movilizada para el modo de vibración 1 (definido en 4.2.2).

W = Peso del edificio correspondiente a las acciones gravitatorias concomitantes con la acción sísmica.

V = Cortante basal.

Δ_{roof} = Desplazamiento del nudo de control (planta de cubierta).

Γ_1 = Coeficiente de participación modo 1 (definido en 4.2.2).

$\phi_{roof,1}$ = Componente del modo de vibración 1 en el nivel de cubierta. Normalmente el modo de vibración del primer modo se normaliza para que esta componente valga 1.

- **Paso 5:** Después de realizar los pasos anteriores, tanto la curva de demanda (espectro elástico de respuesta) como el espectro de capacidad (curva *pushover*) están expresados en el mismo formato de coordenadas espectrales (*ADRS*) y por tanto pueden representarse ambos en una misma gráfica.
- **Paso 6:** Se elige un punto inicial de comportamiento tentativo (máxima aceleración a_{pi} y desplazamiento d_{pi}). El desplazamiento espectral d_{pi} se puede obtener a partir de un desplazamiento Δ_{roof} transformándolo a coordenadas espectrales d_{pi} dividiéndolo por el Γ_1 multiplicado por $\phi_{roof,1}$, tal como indica la expresión (5.4)

Este punto inicial de un proceso iterativo se puede estimar en base al principio de igualdad de desplazamientos tal cual se ilustra en la Figura 5.8.

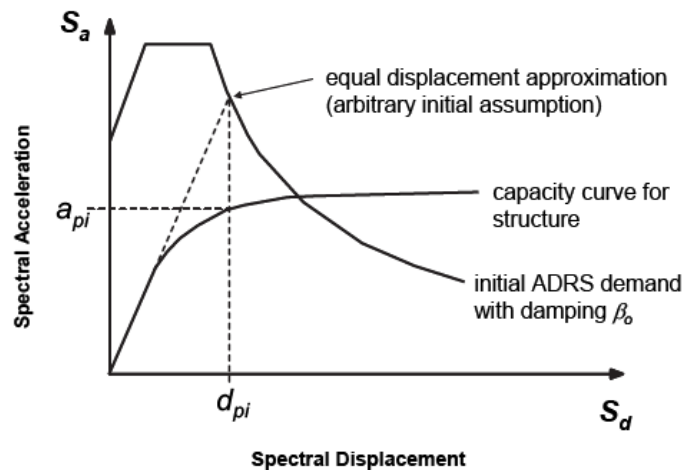


Figura 5.8. Paso 6: Punto inicial de demanda y capacidad. Inicio proceso iterativo.

- **Paso 7:** La curva de capacidad real en coordenadas espectrales entre el origen y el punto de abscisa d_{pi} se idealiza mediante dos segmentos (**representación bilineal del espectro de capacidad**). Para construir esta aproximación bilineal se traza en primer lugar una línea desde el origen con pendiente correspondiente al primer modo de vibración (K_1). A continuación, desde el punto (a_{pi}, d_{pi}) se traza una segunda línea de tal manera que las áreas A_1 y A_2 representadas en la Figura 5.9 sean iguales:

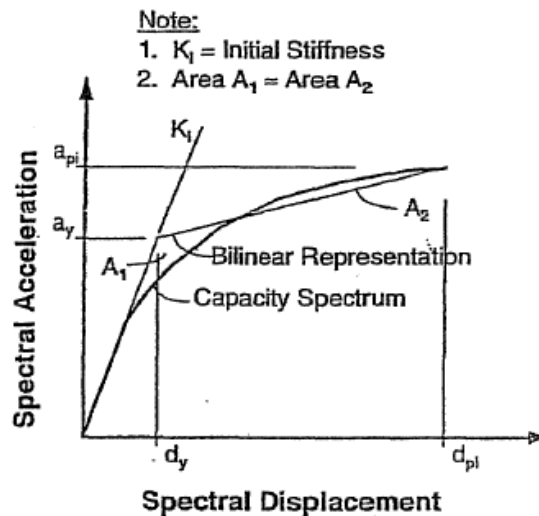


Figura 5.9. Paso 7: Representación bilineal del espectro de capacidad

Una vez construido el diagrama bilineal se puede definir el periodo inicial de la estructura T_0 , el desplazamiento de fluencia d_y y la aceleración de fluencia a_y (Figura 5.10). Destacar que estos parámetros, incluso el propio diagrama bilineal, varían para diferentes asunciones de a_{pi} y d_{pi} del proceso iterativo.

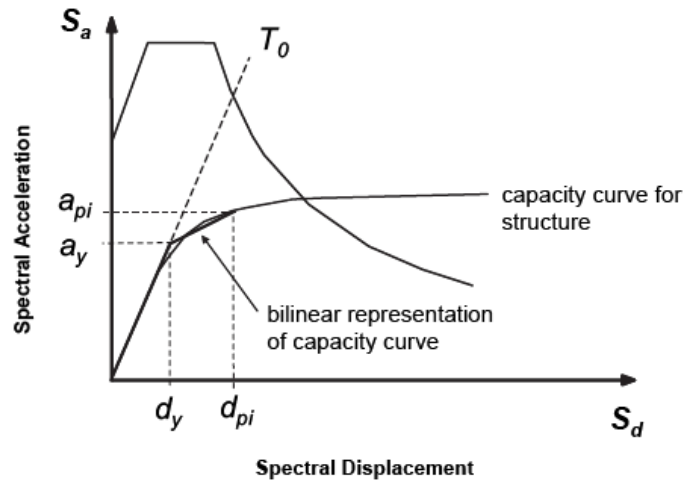


Figura 5.10. Paso 7: Representación bilineal del espectro de capacidad y de respuesta. Periodo inicial T_0

A partir de la representación bilineal se puede calcular la ductilidad μ mediante la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \tag{5.5}$$

- **Paso 8:** Se procede a la **linealización del sistema equivalente de 1gdl**; El sistema equivalente obtenido a partir de la curva de capacidad (pasos 4, 5, 6 y 7) es un sistema no lineal y ha de transformarse en un sistema lineal (linealización) para, de esta manera, poder compararlo con el espectro elástico de respuesta (curva de demanda).

En el *Capacity Spectrum Method*, dicha linealización se realiza empleando un periodo efectivo T_{eff} y un amortiguamiento efectivo β_{eff} de tipo viscoso. Ambos parámetros se corresponden con el sistema lineal equivalente y se definen como sigue:

- El amortiguamiento viscoso equivalente β_{eff} es un sobreamortiguamiento, superior al amortiguamiento inicial β_0 de la estructura, que trata de representar la disipación de energía mediante deformaciones plásticas de la estructura en los sucesivos ciclos de desplazamiento que impone el terremoto.

Las expresiones simplificadas incluidas en la FEMA 440 para obtener β_{eff} son:

For $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \tag{5.6}$$

For $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

For $\mu > 6.5$:

$$\beta_{\text{eff}} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{\text{eff}}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

- El periodo efectivo T_{eff} es el asociado al sistema lineal equivalente.

Las expresiones simplificadas incluidas en la FEMA 440 para obtener T_{eff} son las siguientes:

For $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{\text{eff}} = \left\{ 0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1 \right\} T_0$$

For $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$T_{\text{eff}} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1] T_0 \quad (5.7)$$

For $\mu > 6.5$:

$$T_{\text{eff}} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

En definitiva, el **sistema lineal equivalente de 1gdl** es un sistema lineal de 1 gdl con periodo fundamental de vibración T_{eff} y amortiguamiento β_{eff} .

Como se observa en las ecuaciones (5.6) y (5.7) los valores de β_{eff} y T_{eff} son dependientes de la ductilidad μ calculada en el paso 7 mediante la expresión (5.5).

- **Paso 9: Reducción del espectro de respuesta** (curva de demanda); Una vez calculado el amortiguamiento viscoso β_{eff} se modifica el espectro de respuesta para adaptarlo al sistema lineal equivalente. Se trata de un espectro reducido ya que se corresponde con un amortiguamiento superior al inicial β_0 .

Para obtenerlo se ajusta la aceleración del espectro elástico inicial a partir de la siguiente expresión:

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{\text{eff}})} \quad (5.8)$$

Siendo el coeficiente B :

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{\text{eff}} \text{ (in \%)}} \quad (5.9)$$

A modo de ejemplo se representa comparativamente en la figura 5.11 dos espectros de respuesta, uno correspondientes al amortiguamiento inicial β_0 y otro al efectivo β_{eff} observándose la reducción de un espectro frente al otro.

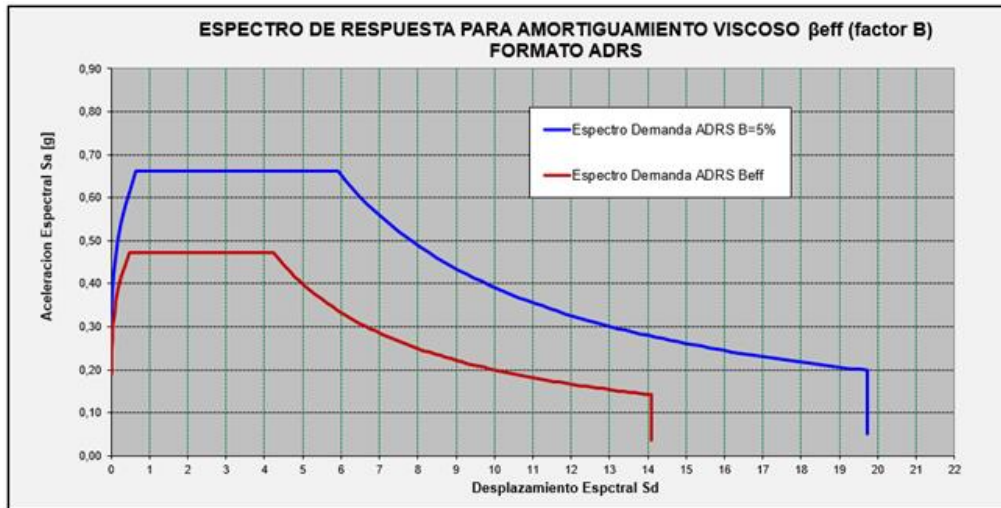


Figura 5.11. Paso 9: Reducción del espectro de respuesta $B_{eff} > B_0$

- Paso 10:** Se procede al cálculo del “Punto de desempeño” (*Performance Point*); Con el espectro de respuesta reducido en formato *ADRS* y el periodo efectivo del sistema lineal equivalente T_{eff} se obtiene, tal cual se ilustra en la Figura 5.12, el desplazamiento espectral $d_i = S_d(T_{eff})$ correspondiente al llamado “Punto de desempeño” (*Performance Point*). Este punto define el punto de “solicitud de funcionamiento estructural” requerido por el terremoto.

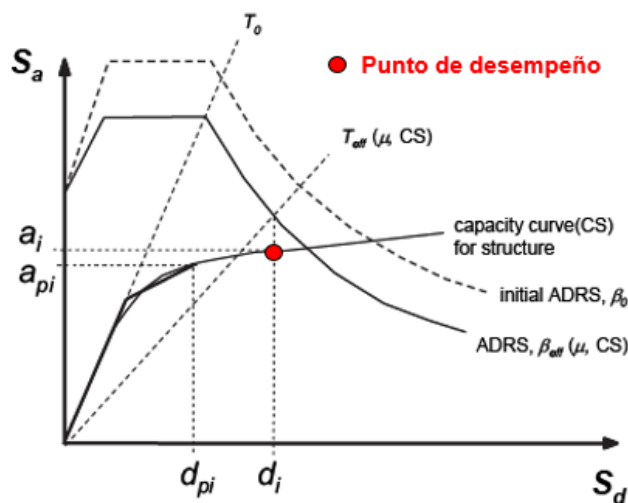


Figura 5.12. Paso 10: Determinación del desplazamiento máximo “ d_i ” como intersección de T_{eff} con el espectro reducido para B_{eff} (ADRS)

El “punto de desempeño” obtenido d_i debe compararse con el punto d_{pi} correspondiente a la asunción inicial (Paso 6 correspondiente al inicio del proceso iterativo). Si la diferencia entre ambos valores está dentro de la tolerancia admisible ($0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$) entonces el punto de desempeño obtenido es correcto y es por tanto el correspondiente a punto (a_i, d_i) , también designado como (S_a, S_d) .

Indicar que alternativamente, aunque sin un carácter gráfico, para calcular el punto de desempeño se podría entrar en el espectro de respuesta elástico de aceleraciones o de

desplazamientos correspondiente al amortiguamiento β_{eff} con el periodo T_{eff} . Se obtendría igualmente el desplazamiento espectral d_i (punto de desempeño) sin la necesidad de general el espectro en formato *ADRS*. Sin embargo, la utilización formato *ADRS*, presenta ventajas permitiendo representar en una misma gráfica el espectro de demanda y de capacidad dotando así al ingeniero de mayor capacidad para interpretación de los resultados.

- **Paso 11:** Se debe realizar una transformación nuevamente al sistema de varios gdl (*MDOF*), es decir, pasar de las coordenadas espectrales (1 gdl) a las físicas obteniéndose así el punto de desempeño final de la estructura ($\Delta_{roof}, V_{B\ DES}$).

$$\Delta_{roof} = \Gamma_1 \cdot S_d \cdot \phi_{roof,1} \tag{5.10}$$

$$V_{B\ DES} = W \cdot S_a \cdot \alpha_1 \tag{5.11}$$

El desplazamiento Δ_{roof} es el correspondiente al desplazamiento máximo de respuesta de la estructura sometida a la acción sísmica considerada. $V_{B\ DES}$ representa el cortante basal asociado a dicho desplazamiento.

- **Paso 12:** Por último, calculado el desplazamiento Δ_{roof} (punto de desempeño de la estructura) se pueden evaluar las fuerzas, desplazamientos y los daños de todos los elementos estructurales correspondientes a dicho punto. Para ello, basta con situarse en el paso de carga (*Step*) del *pushover* correspondiente al desplazamiento Δ_{roof} y consultar el estado de la estructura:

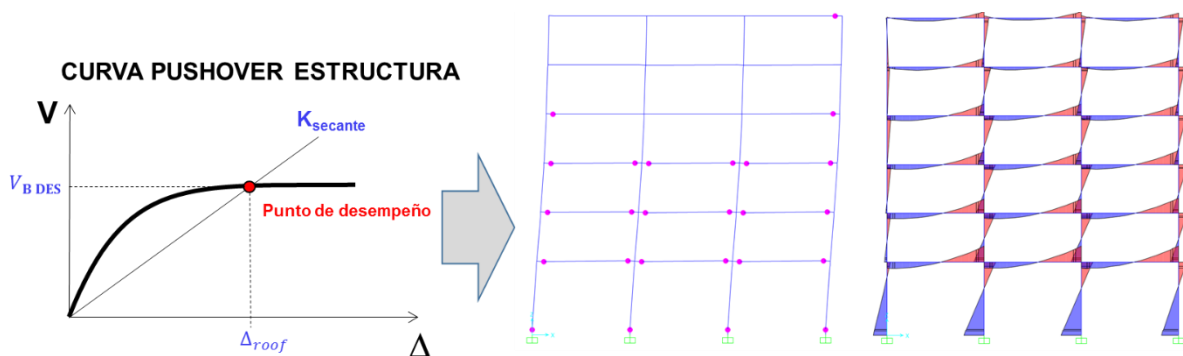


Figura 5.13. Paso 12: Esfuerzos y nivel de daños asociado

Existen variantes de este procedimiento incluidas todas ellas en la FEMA 440. Una de ellas, muy similar a la detallada anteriormente, pero con un enfoque aún más gráfico, es la utilizada por el programa de cálculo SAP 2000 y consiste en establecer que el punto de desempeño sea el correspondiente a la intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda en formato *ADRS* pero este último modificado (**MADRS**). El procedimiento, es el siguiente:

- a) El espectro de demanda *MADRS* se construye afectando el espectro *ADRS* (para β_{eff}) por el coeficiente M cuyo valor está definido por las siguientes expresiones:

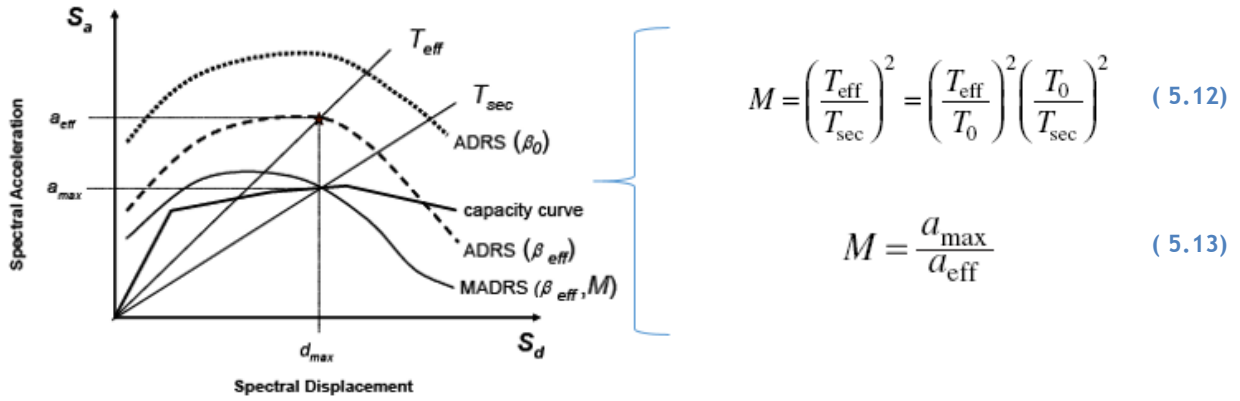


Figura 5.14. Factor M para espectro MADRS

- b) Se multiplican las aceleraciones espectrales S_a del espectro *ADRS* por el coeficiente M obteniéndose así el espectro en formato *MADRS*.
- c) Una vez obtenido el espectro de demanda *MADRS* el punto de desempeño es la intersección entre el espectro de capacidad y la curva *MADRS* (Figura 5.15). De esta manera se obtiene el mismo desplazamiento espectral d_i visto en el paso 10 de este procedimiento pero de una manera meramente gráfica:

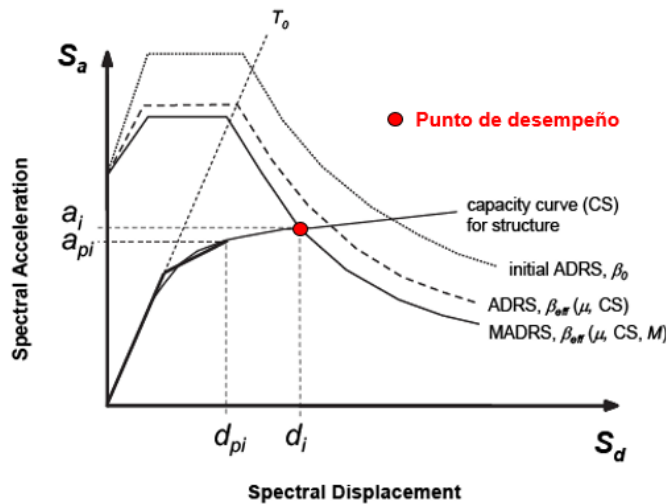
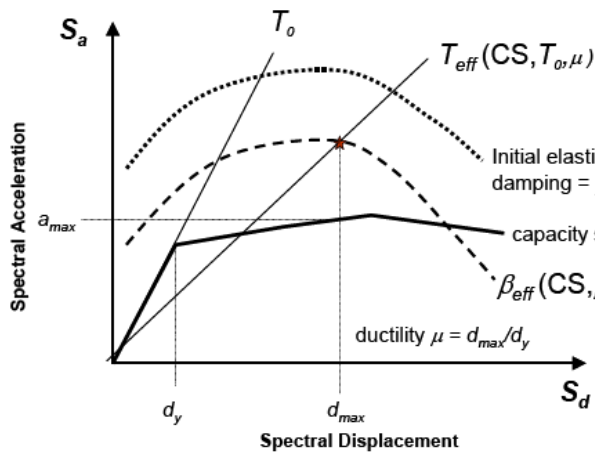


Figura 5.15. Punto de desempeño. Método grafico mediante MADRS

Los métodos de cálculo estático no lineales permiten tener en cuenta la respuesta no lineal de los materiales (rotulas plásticas) obteniendo así resultados más precisos y realistas. Permiten igualmente identificar regiones críticas de la estructura y supone un avance, respecto a los métodos clásicos, en cuanto a la identificación del nivel de daño.

Además, a través de estos métodos de cálculo, se puede obtener la ductilidad global de la estructura (ductilidad en desplazamientos) tal cual se ilustra en la Figura 5.16 y expresión (5.14):



$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \frac{d_{max}}{d_y} \quad (5.14)$$

Figura 5.16. Formato ADRS mostrando T_{eff} y B_{eff} del sistema lineal equivalente

Se incluye a continuación un esquema que ilustra todos los pasos del *Capacity Spectrum Method* enumerados anteriormente (pasos 1 a 12):

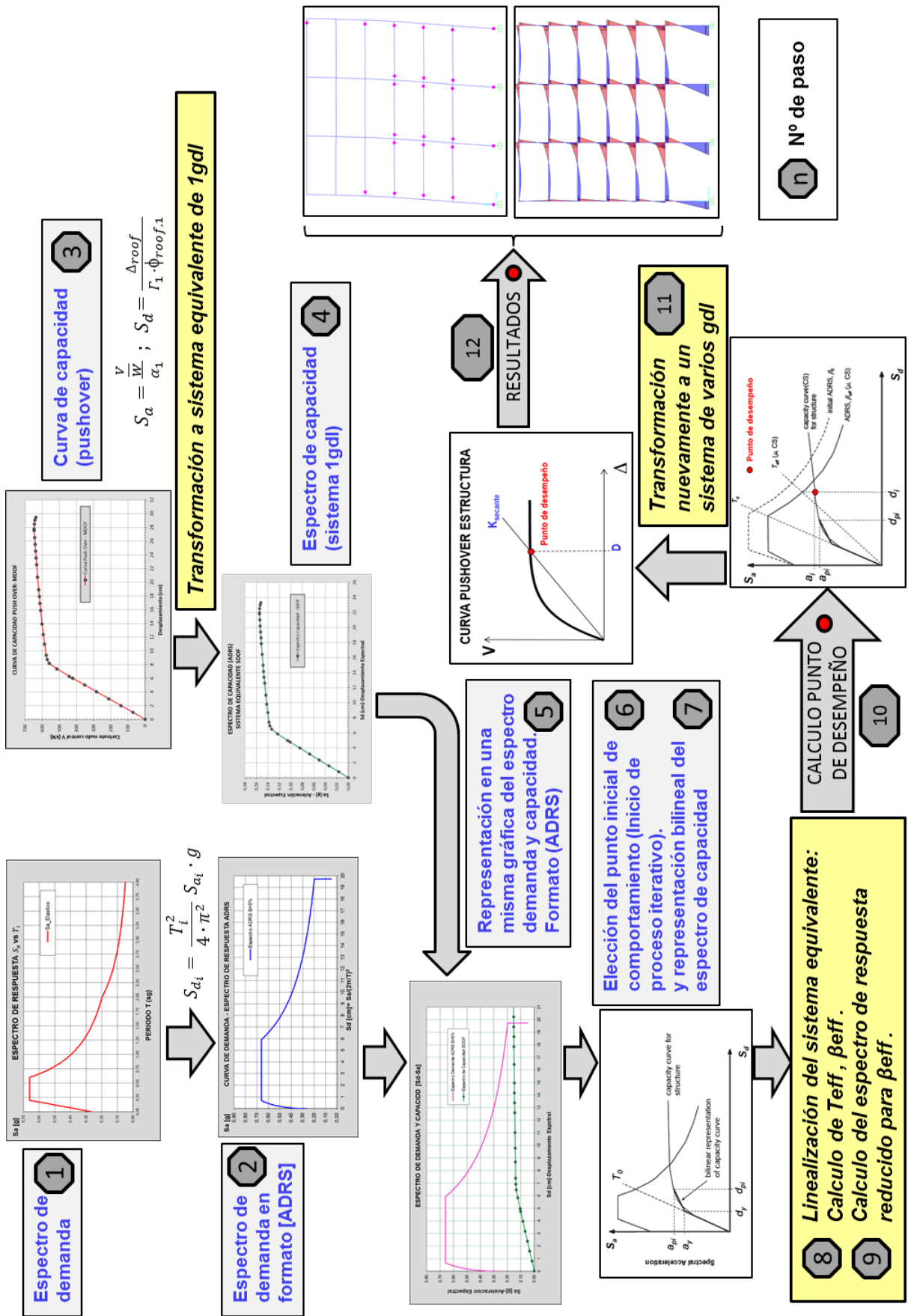


Figura 5.17. Flujo de trabajo Capacity Spectrum Method

5.1.3 Modelo numérico adoptado

La estructura se discretiza en elementos tipo barra correspondiente a las vigas y pilares del pórtico considerándose la inercia bruta de las mismas.

Para estudiar el comportamiento no lineal de los materiales se ha usado un modelo de plasticidad concentrada de tal manera que se dispone de muelles elasto-plásticos en los extremos de las barras. Es un modelo en el que el daño se concentra solo en los extremos de las barras (rotulas plásticas) quedando así definidos los mecanismos de disipación de energía.

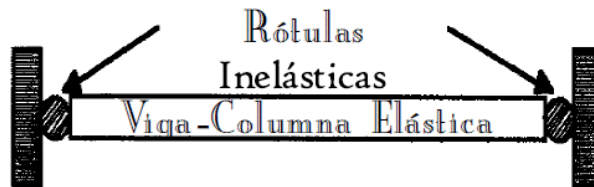


Figura 5.18. Plasticidad concentrada. Rotulas plásticas

Las bases aplicadas para la definición de las rotulas plásticas se encuentran en la FEMA 356 donde se definen los diagramas momentos-rotación para las secciones en función de si la barra se corresponde con una viga o con un pilar.

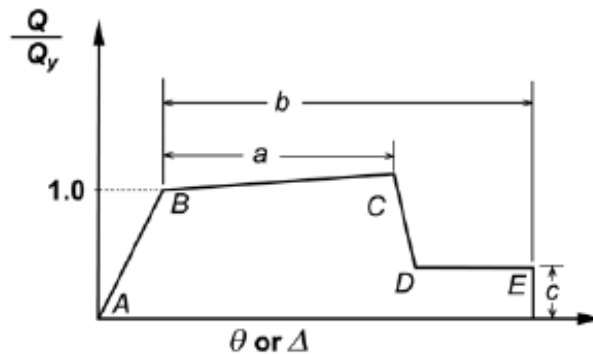


Figura 5.19. Diagrama momento-rotación

En la Tabla 5.1 y Tabla 5.2 extraídas de la FEMA 356 se incluyen los valores a , b , c que definen completamente el diagrama momento-rotación de las rotulas. Como se puede observar en las tablas, el diagrama momento rotación dependen de varios factores como la cuantía de acero, la resistencia del hormigón, el nivel de confinamiento de la sección conseguido mediante cercos, del esfuerzo cortante o axial actuante (dependiendo si es una viga o un pilar), etc.

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures— Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
				Performance Level				
	a	b	c	IO	Component Type			
					Primary		Secondary	
LS					CP	LS	CP	

i. Beams controlled by flexure¹

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01

Tabla 5.1. Definición rotulas plásticas en vigas. FEMA 356

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures— Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
				Performance Level				
	a	b	c	IO	Component Type			
					Primary		Secondary	
LS					CP	LS	CP	

i. Columns controlled by flexure¹

$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

Tabla 5.2. Definición rotulas plásticas en columnas. FEMA 356

Todas estas consideraciones han sido tenidas en cuenta en los modelos de cálculo de SAP 2000 generándose, uno a uno, todos los diagramas momento-rotación de las rotulas según las tablas anteriores.

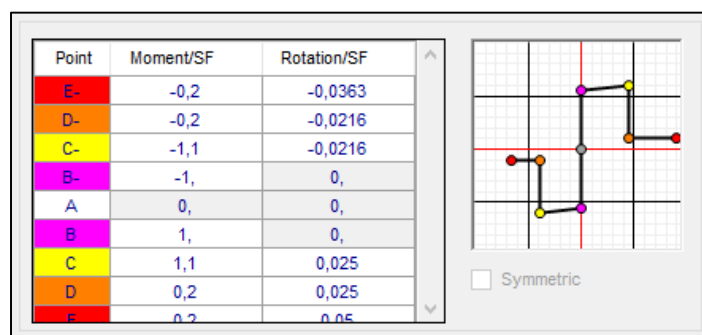


Figura 5.20. Ejemplo de generación de rotulas plásticas mediante SAP 2000

Por otro lado, y siguiendo las indicaciones del Eurocódigo 8, se ha utilizado los valores medios de las propiedades de los materiales. En este sentido la norma EN 1992-1-1-2004 establece el siguiente valor de resistencia media del hormigón:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (5.15)$$

Por tanto, la resistencia del hormigón adoptada para el cálculo estático no lineal es:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 25 + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$$

En cuanto al acero pasivo, se asimila el valor de resistencia media a la característica y por tanto se usa como valor del límite elástico el mismo que el usado en los cálculos lineales de capítulos anteriores $f_{yk}=500 \text{ N/mm}^2$.

5.1.4 Aplicación del *Capacity Spectrum Method*. Cálculo del punto de desempeño

Se realizan los cálculos estáticos no lineales a partir de los armados obtenidos mediante cálculos dinámicos lineales y presentados en el capítulo 4.2. Se desarrollan por tanto dos cálculos, uno para cada nivel de ductilidad aplicada (DCM y DCH). Indicar que para ambos casos la geometría no varía (mismas escuadrías de las secciones) y por tanto tampoco las propiedades dinámicas (periodos y modos de vibración).

Patrón de cargas:

Para ambos cálculos el patrón de carga utilizado para realizar el análisis *pushover* es dependiente de la forma del primer modo de vibración ϕ_1 y de la masa m_i de cada planta según la siguiente relación:

$$F_i = m_i \cdot \phi_1 \quad (5.16)$$

Indicar que se adopta de forma simplificada, pero con un error despreciable, un modo de vibración ϕ_1 que se correspondiese a una distribución triangular. Teniendo en cuenta las

masas m_i correspondientes a los diferentes niveles el patrón de carga utilizado es el calculado en la siguiente tabla:

Patrón de cargas Modo 1 (Modo triangular): Analisis <i>Pushover</i>					
	Altura niveles [m]	Modo ϕ_1 (triangular)	Masas m_i planta [tn]	Normalizacion masas	Patrón de cargas F_i
Nivel 6	19,5	1,0	80,68	1,00	1,00
Nivel 5	16,5	0,8	81,81	1,01	0,86
Nivel 4	13,5	0,7	81,81	1,01	0,70
Nivel 3	10,5	0,5	81,81	1,01	0,55
Nivel 2	7,5	0,4	81,81	1,01	0,39
Nivel 1	4,5	0,2	84,00	1,04	0,24
cimentación	0	0	0,00	0,00	0,00
Masa para normalizacion:			80,68		

Tabla 5.3. Calculo patrón de cargas. Análisis *pushover*

Comparando la forma triangular adoptada para el primer modo ϕ_1 y el patrón de cargas F_i finalmente obtenido se obtiene la siguiente figura:

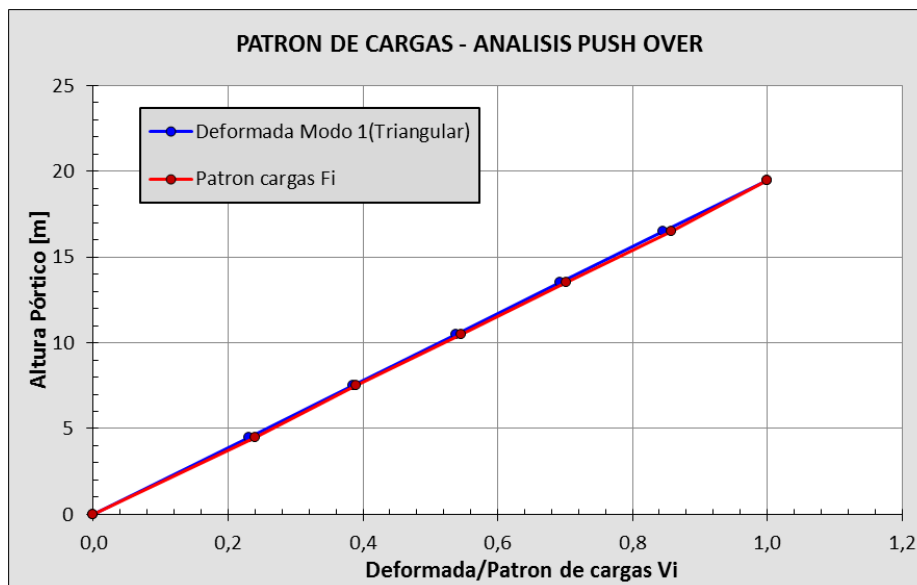


Figura 5.21. Patrón de cargas. Análisis *pushover*

Se observa que, dada la similitud de las masas de todas las plantas del pórtico, el patrón de cargas F_i es prácticamente coincidente con la deformada triangular adoptada para primer modo de vibración ϕ_1 .

Curva de demanda:

Para ambos niveles de ductilidad, la curva de demanda (espectro elástico de respuesta) es el definido en la sección 3.3.3.1 de este documento. El cálculo del espectro de respuesta elástica supone el Paso 1 del procedimiento del método desarrollado en el apartado 5.1.2.3.

Asimismo, la curva de demanda para un amortiguamiento inicial $\beta_0 = 5\%$ en formato ADRS es la siguiente (*Paso 2*):

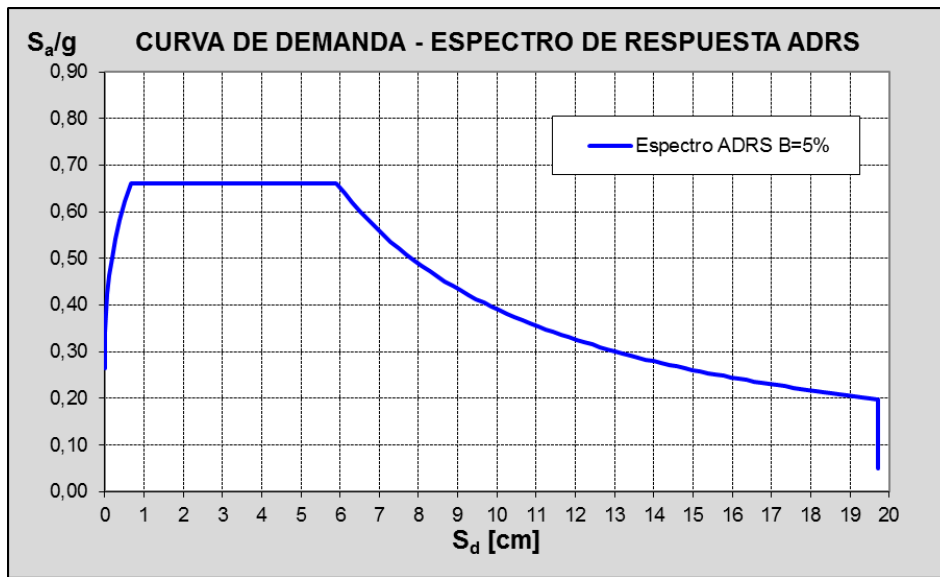


Figura 5.22. Curva/Espectro de demanda

Se desarrollan a continuación los cálculos realizados para cada uno de los dos niveles de ductilidad adoptados:

➤ Para ductilidad media (DCM), $q=3.90$:

Mediante un análisis *pushover*, realizado con SAP 2000 sobre el pórtico armado para un nivel de ductilidad media (DCM), se obtiene la siguiente **curva de capacidad** (*Paso 3*):

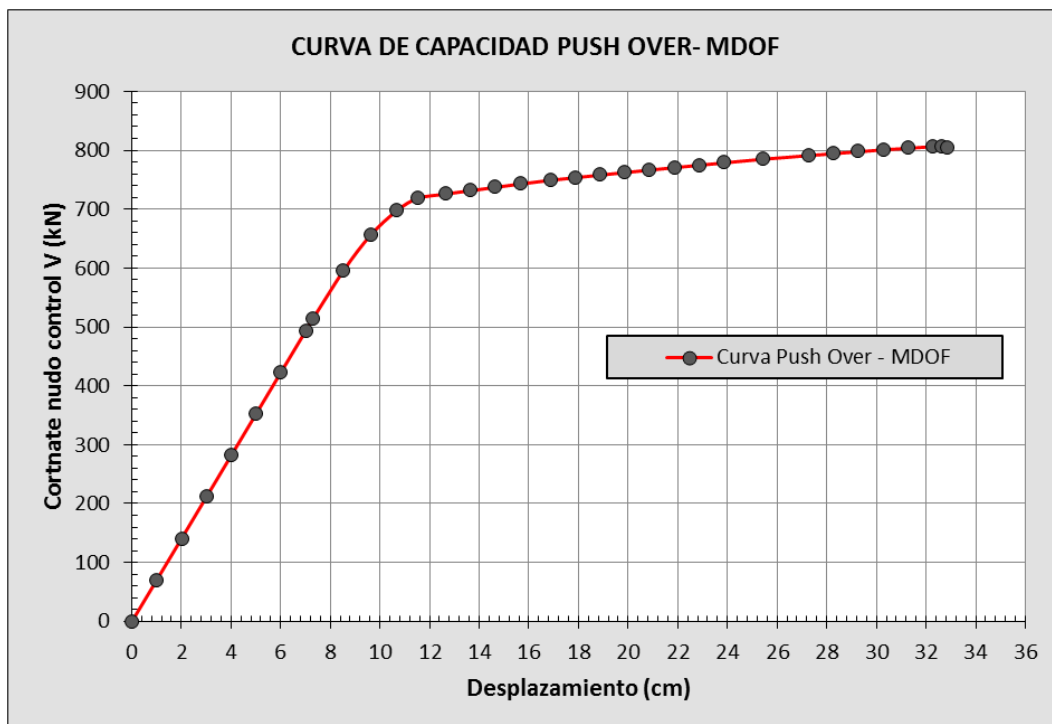


Figura 5.23. Curva de capacidad estructural. (DCM)

Datos sobre la curva de capacidad:

- ✓ Numero de “steps” en análisis *pushover*: **33 pasos**.
- ✓ Máximo desplazamiento Δ_u alcanzado: **32.85 cm**
- ✓ % de desplazamiento máximo respecto a la altura del pórtico: **1.68%**
- ✓ Desplazamiento Δ_Y correspondiente a la aparición de la primera rótula: **7.30 cm**
- ✓ % de desplazamiento correspondiente a la aparición de la primera rotula respecto a la altura del pórtico: **0.37%**
- ✓ Máximo cortante basal V_{BU} : **807.12 kN**
- ✓ Cortante basal V_{BY} correspondiente a la aparición de la primera rótula: **514.10 kN**

A continuación, se transforma el sistema estructural en un sistema equivalente de 1gdl. Para ello, a partir de la curva de capacidad, es necesario hacer, punto a punto, una conversión a las coordenadas espectrales del primer modo de vibración obteniéndose así el espectro de capacidad (*Paso 4*). Las ecuaciones requeridas para hacer dicha transformación son:

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 \bar{W}} \quad (5.17)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{\Gamma_1 \cdot \phi_{roof,1}} \quad (5.18)$$

Es necesario, en primer lugar, calcular el coeficiente de participación del primer modo Γ_1 cuya expresión es la siguiente (ver sección 4.2.2 donde se deducen algunas de las principales expresiones del análisis modal):

$$\Gamma_1 = \frac{\phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{J}}{\phi_1^T \mathbf{M} \phi_1} \quad (5.19)$$

El modo de vibración ϕ_1 se obtiene de manera precisa de realizar un análisis modal (cálculo de autovectores) sobre el pórtico con el programa SAP 2000 y es el siguiente:

$$\text{Modo } \phi_1 = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.937 \\ 0.827 \\ 0.671 \\ 0.478 \\ -0.258 \end{bmatrix}$$

La matriz de masas \mathbf{M} del pórtico es la siguiente:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 80.68 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 81.81 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 81.81 & 00.00 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 81.81 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.00 & 81.81 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.00 & 0.000 & 84.00 \end{bmatrix} \text{ [tn]}$$

Por tanto, el coeficiente de participación Γ_1 es:

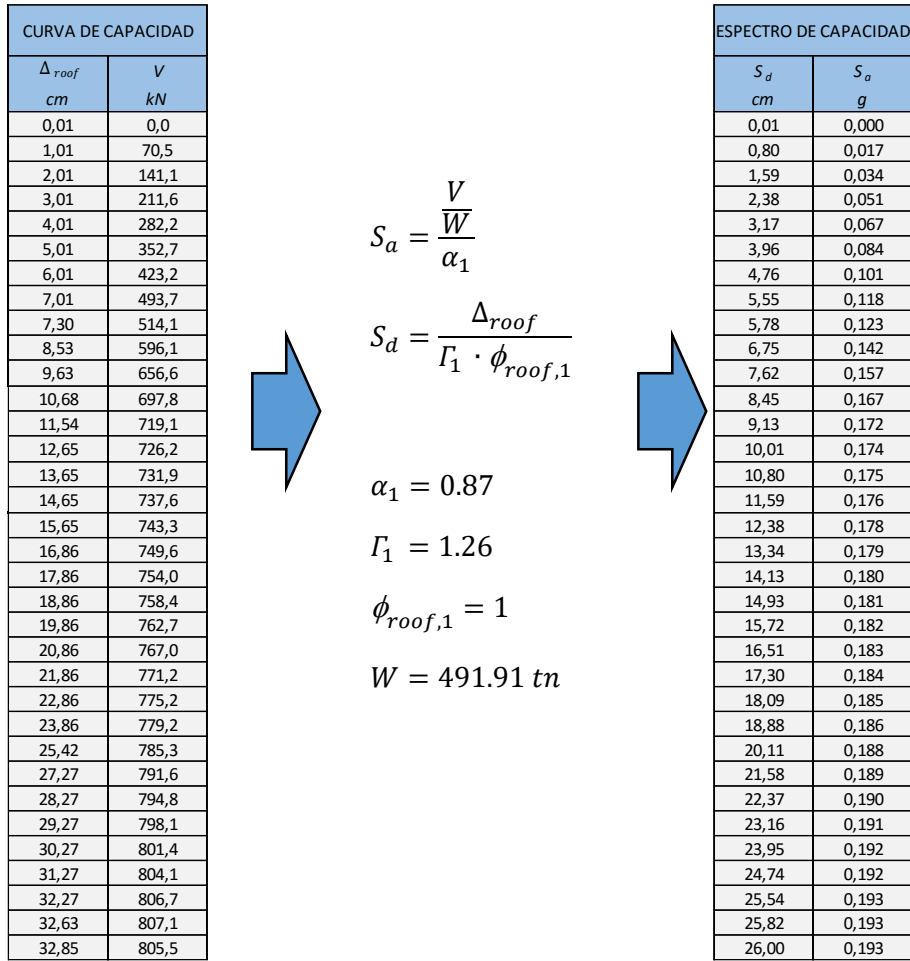
$$\Gamma_1 = \frac{\begin{bmatrix} 1.00 \\ 0.937 \\ 0.827 \\ 0.671 \\ 0.478 \\ 0.258 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 80.68 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 81.81 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 81.81 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 81.81 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.00 & 81.81 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.00 & 0.000 & 84.00 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} 1.00 & 0.937 & 0.827 & 0.671 & 0.478 & 0.258 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 80.68 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 81.81 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 81.81 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 81.81 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.00 & 81.81 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.00 & 0.000 & 84.00 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1.00 \\ 0.937 \\ 0.827 \\ 0.671 \\ 0.478 \\ 0.258 \end{bmatrix}} = 1.26$$

Por otro lado, el ratio de masa movilizada en el primer modo de vibración α_1 es el siguiente:

$$\alpha_1 = \frac{\Gamma_1^2 \cdot \phi_1^T \cdot M \cdot \phi_1}{J^T \cdot M \cdot J}$$

$$\alpha_1 = \frac{1.26^2 \begin{bmatrix} 1.00 & 0.937 & 0.827 & 0.671 & 0.478 & 0.258 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 80.68 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 81.81 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 81.81 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 81.81 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.00 & 81.81 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.00 & 0.000 & 84.00 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1.00 \\ 0.937 \\ 0.827 \\ 0.671 \\ 0.478 \\ 0.258 \end{bmatrix}}{\begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 80.68 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 81.81 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 81.81 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 81.81 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.00 & 81.81 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.00 & 0.000 & 84.00 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}} = 0.87$$

Conocidos Γ_1 y α_1 , se puede construir el espectro de capacidad:



La gráfica del espectro de capacidad obtenida es la siguiente:

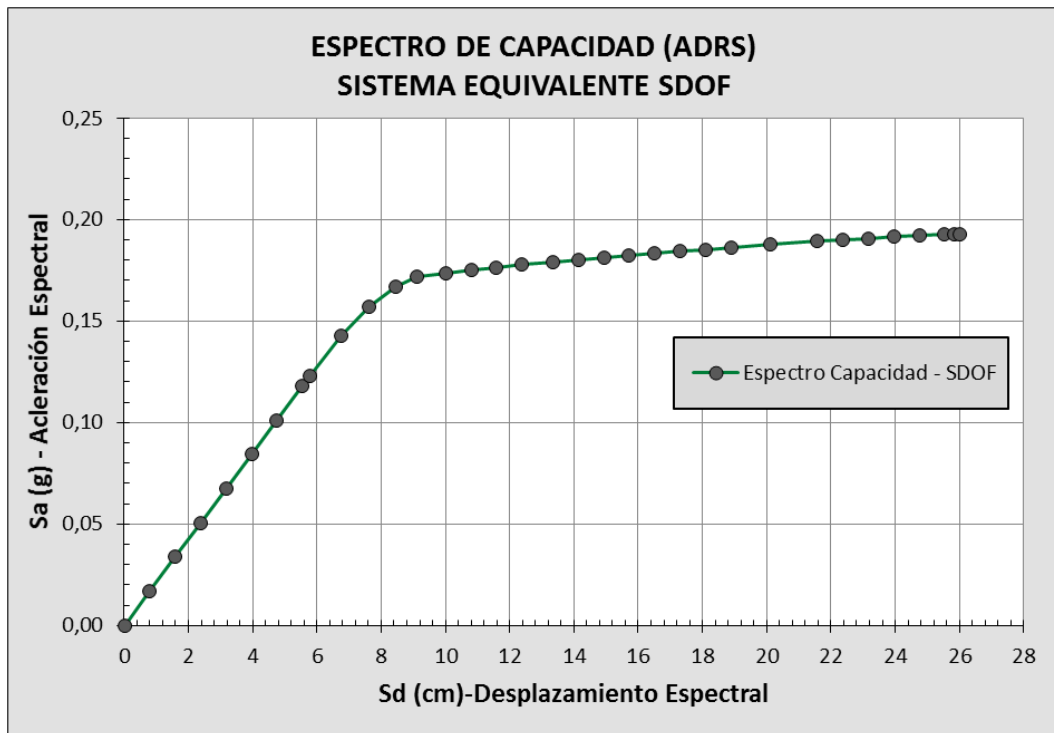


Figura 5.24. Espectro de capacidad (DCM)

El espectro de capacidad que se obtiene del programa SAP 2000 es ligeramente diferente al calculado anteriormente dado que el programa no aplica un coeficiente de participación modal Γ_1 y un ratio de masa movilizada α_1 constante para toda la conversión sino que, en cada paso de carga del análisis *pushover*, recalcula los coeficientes Γ_1 y α_1 . El programa asume como distribución del primer modo de vibración ϕ_1 los desplazamientos obtenidos para cada paso de carga y con este modo ϕ_1 recalcula Γ_1 y α_1 . Mediante esta aproximación el programa varía el valor de Γ_1 y α_1 para cada paso de carga pero sin llegar a recalcular los modos de vibración de la estructura haciendo un cálculo de autovectores con las rigideces secantes correspondientes a cada paso de carga. No obstante, indicar que las variaciones obtenidas en la curva al tener en cuenta este ajuste, el cual pretende arrojar resultados más precisos, son muy poco significativas.

A continuación, se puede representar en una misma gráfica en formato *ADRS* el espectro de demanda y el de capacidad (*Paso 5*). Se dibuja también en la gráfica el periodo T_0 inicial de la estructura (Periodo fundamental):

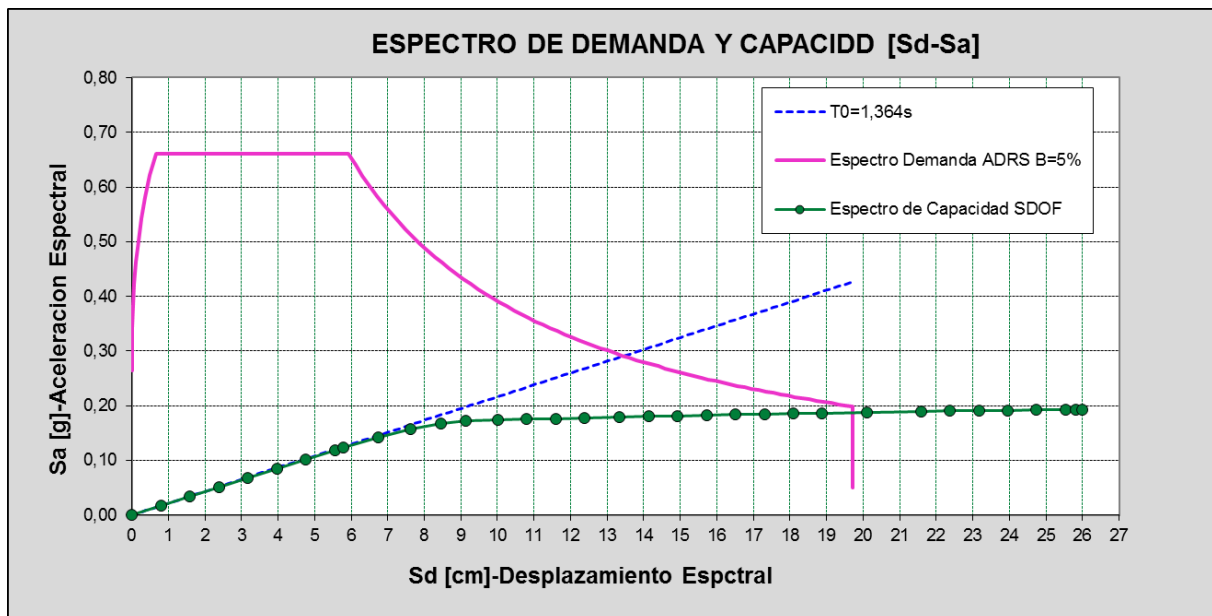


Figura 5.25. Espectro de demanda y capacidad (DCM)

Para los siguientes pasos (*Pasos 6 a 10*), en los que se inicia el proceso iterativo, se dibuja el diagrama bilineal de la curva de capacidad, se realiza la linealización del sistema equivalente y, en definitiva, se calcula el **punto de desempeño** en coordenadas espectrales, se utiliza el programa SAP 2000 el cual implementa el *Capacity Spectrum Method* de la FEMA 440 según lo detallado en la sección 5.1.2.3.

El Punto de desempeño obtenido, en coordenadas espectrales, y la ductilidad μ asociada es la siguiente:

$$S_d = 11.706 \text{ cm}$$

$$S_a = 0.171 \text{ g}$$

$$\mu = \frac{S_d}{d_y} = 1.535$$

Gráficamente el punto de desempeño (S_d, S_a) se define en la siguiente gráfica del programa SAP 2000 como intersección entre la curva de capacidad y el espectro de respuesta en formato MDARS:

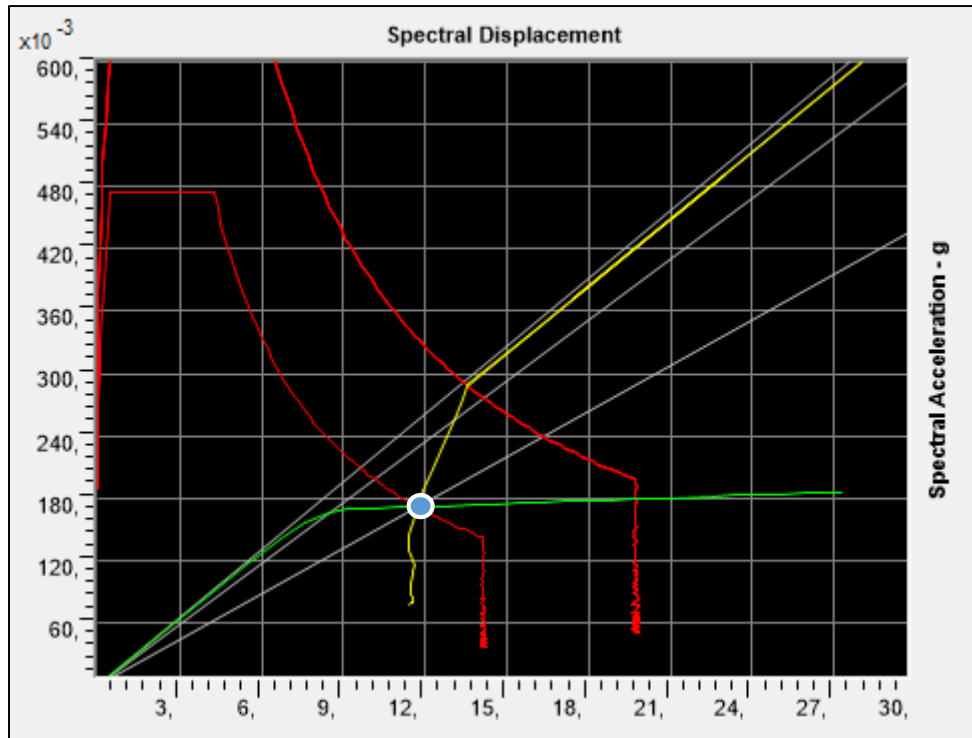
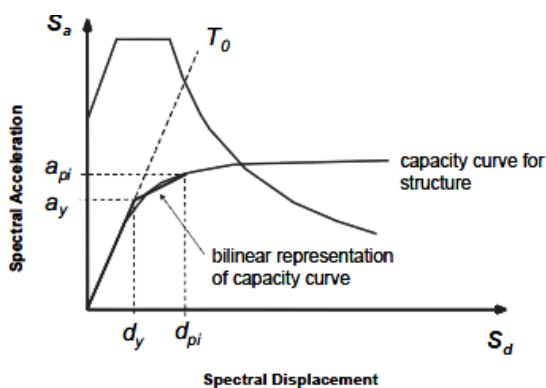


Figura 5.26. Punto de desempeño en coordenadas espectrales. *Capacity Spectrum Method (CDM)*

Conocido S_d y μ se deduce que el desplazamiento de fluencia espectral d_y , correspondiente al inicio de la plastificación en la representación bilineal, es el siguiente:



$$d_y = \frac{S_d}{\mu} = \frac{11.706}{1.535} = 7.63 \text{ cm}$$

Conocido el valor de μ se puede calcular el periodo efectivo T_{eff} del sistema equivalente así como el amortiguamiento efectivo β_{eff} :

➤ Cálculo de T_{eff} :

$$\begin{aligned} \text{Para } 1 < \mu < 4: \quad T_{eff} &= (0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1)T_0 \\ &= (0.20(1.535 - 1)^2 - 0.038(1.535 - 1)^3 + 1)1.36 = \mathbf{1.434 \text{ s}} \end{aligned}$$

➤ Cálculo de β_{eff} :

$$\begin{aligned} \text{Para } 1 < \mu < 4: \quad \beta_{eff} &= 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \\ &= 4.9(1.535 - 1)^2 - 1.1(1.535 - 1)^3 + 5 = \mathbf{6.2 \%} \end{aligned}$$

En la Figura 5.26 se observan dos espectros de respuesta (curvas de demanda), la primera de ellas se corresponde con el amortiguamiento inicial de la estructura $\beta_0 = 5\%$. El segundo se corresponde al amortiguamiento efectivo $\beta_{eff} = 6.23\%$ modificado por el coeficiente M para obtener el espectro de respuesta en el formato MADRS. De esta manera, el punto de desempeño queda definido gráficamente como la intersección de la curva de demanda (MADRS) y la curva de capacidad.

Los coeficientes B y M obtenidos para llegar al espectro reducido (MADRS) son:

$$B = 1.061$$

$$M = 0.758$$

Finalmente (*Paso 11*), a partir del punto de desempeño en coordenadas espectrales (S_d, S_a), volviendo a transformar el sistema a un sistema de varios gdl, se obtiene el punto de desempeño en coordenadas físicas (Δ_{roof}, V_{BDES}) referido a la curva de capacidad (*pushover*) del pórtico:

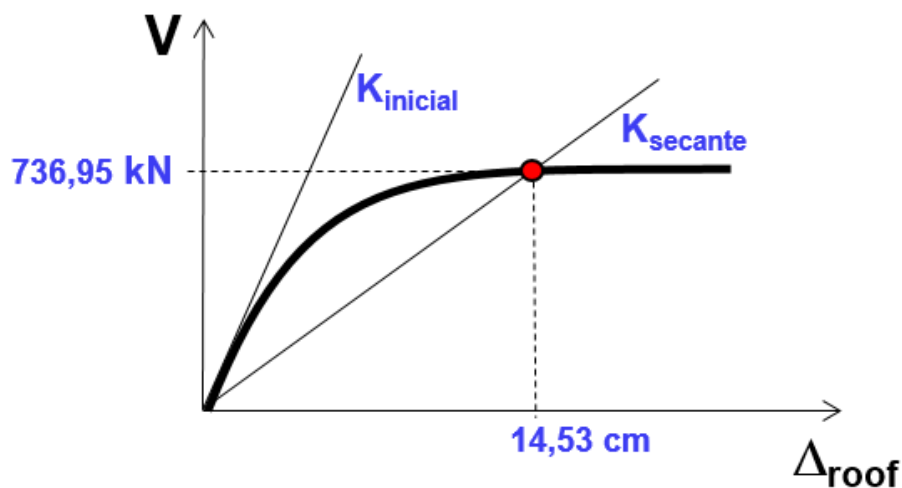
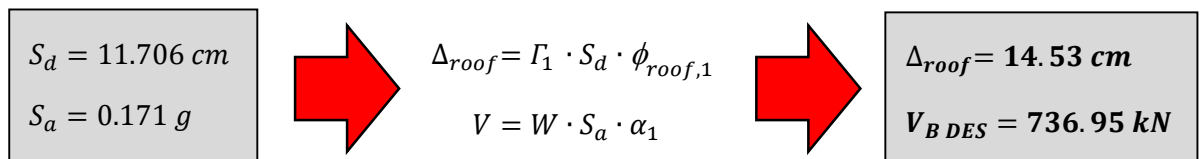


Figura 5.27. Punto de desempeño en coordenadas físicas. *Capacity Spectrum Method (DCM)*

➤ Para ductilidad alta (DCH), $q=5.85$:

Mediante un análisis *pushover*, realizado sobre el pórtico armado para un nivel de ductilidad media (DCH), se obtiene la siguiente **curva de capacidad** (Paso 3):

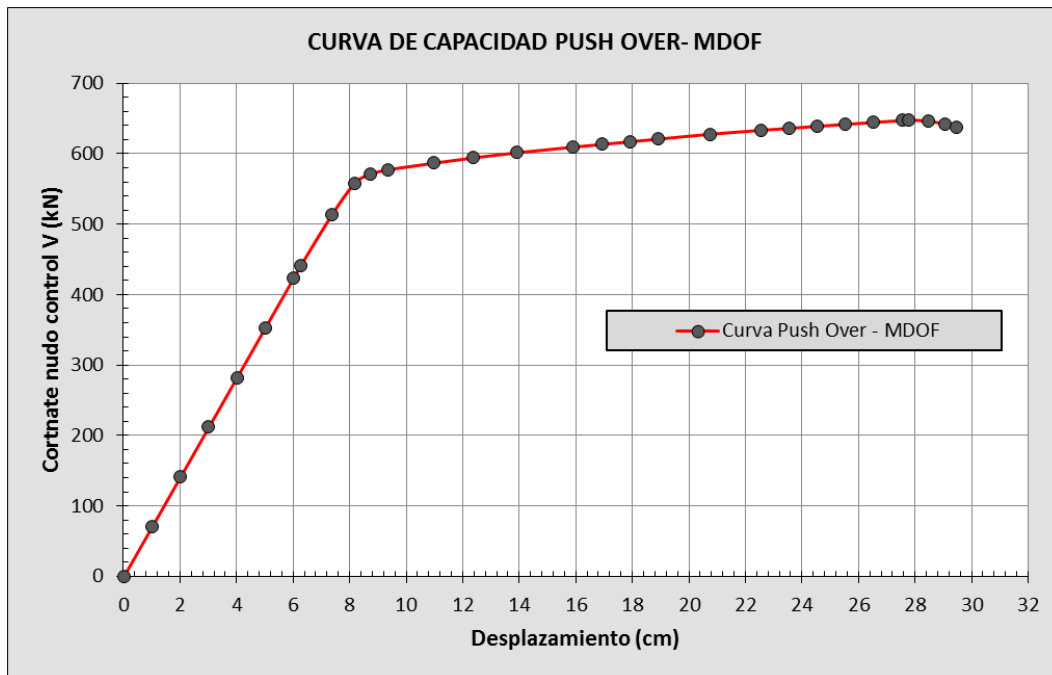


Figura 5.28. Curva de capacidad estructural. (DCH)

Datos sobre la curva de capacidad:

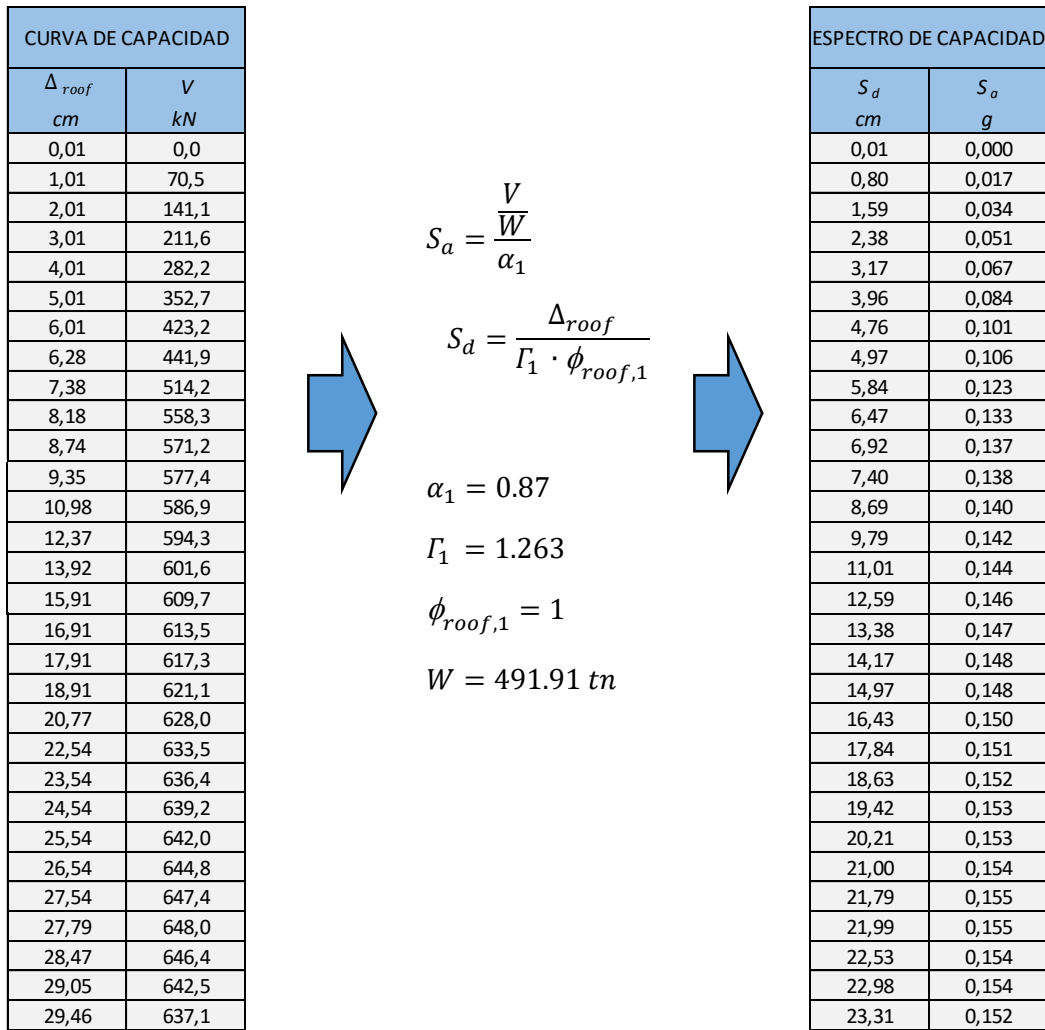
- ✓ Numero de "steps" en análisis *pushover*: **29 pasos**.
- ✓ Máximo desplazamiento Δ_u alcanzado: **29.46 cm**
- ✓ % de desplazamiento máximo respecto a la altura del pórtico: **1.51%**
- ✓ Desplazamiento Δ_Y correspondiente a la aparición de la primera rótula: **6.28 cm**
- ✓ % de desplazamiento correspondiente a la aparición de la primera rótula respecto a la altura del pórtico: **0.32%**
- ✓ Máximo cortante basal V_{BU} : **648.02 kN**
- ✓ Cortante basal V_{BY} correspondiente a la aparición de la primera rótula: **441.94 kN**

A continuación, se transforma el sistema estructural en un sistema equivalente de 1gd. Para ello, al igual que en el apartado anterior, se calcula el coeficiente de participación del modo 1 Γ_1 y el ratio de masa movilizada en el primer modo de vibración α_1 . Los resultados son los mismos que en el caso anterior:

$$\Gamma_1 = 1.26$$

$$\alpha_1 = 0.87$$

A partir de la curva de capacidad se realiza, punto a punto, una conversión a las coordenadas espectrales del primer modo de vibración obteniéndose así el espectro de capacidad (Paso 4).



La gráfica del espectro de capacidad obtenida es la siguiente:

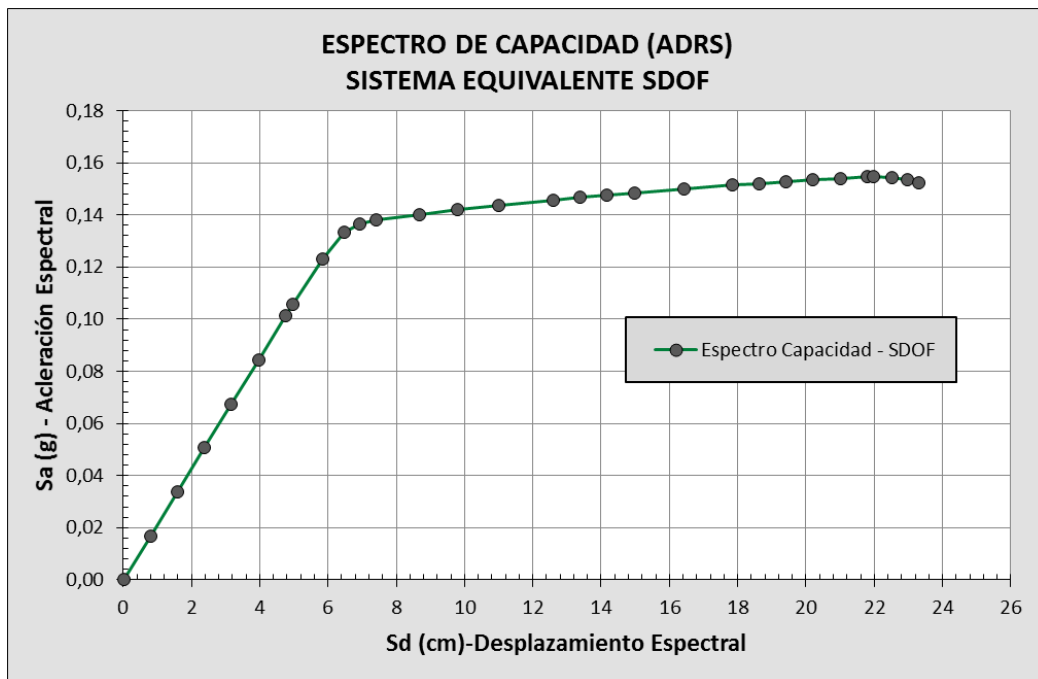


Figura 5.29. Espectro de capacidad (DCM)

Ya es posible representar en una misma gráfica el espectro de demanda y el de capacidad (*Paso 5*). Se señala también en la gráfica el periodo T_0 inicial (Periodo fundamental) de la estructura:

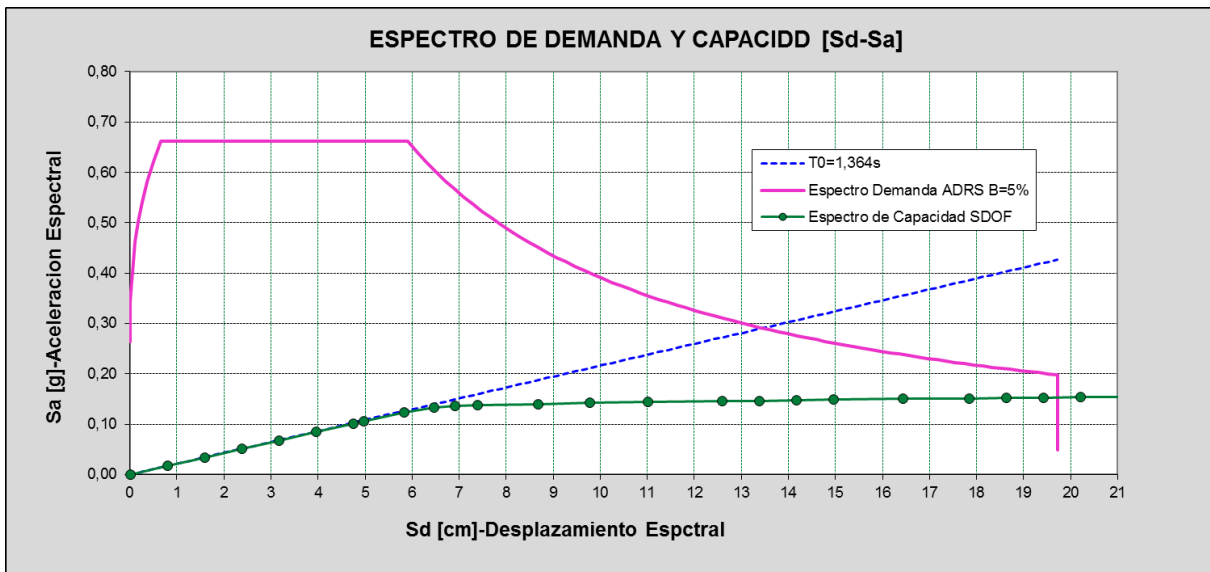


Figura 5.30. Espectro de demanda y capacidad (DCM)

El **punto de desempeño** en coordenadas espectrales (*Pasos 6 a 10*), y la ductilidad μ asociada, se obtiene mediante el programa SAP 2000:

$$S_d = 11.324 \text{ cm}$$

$$S_a = 0.137 \text{ g}$$

$$\mu = \frac{S_d}{d_y} = 1.83$$

Gráficamente el punto de desempeño (S_d, S_a) se define en la siguiente gráfica del programa SAP 2000:

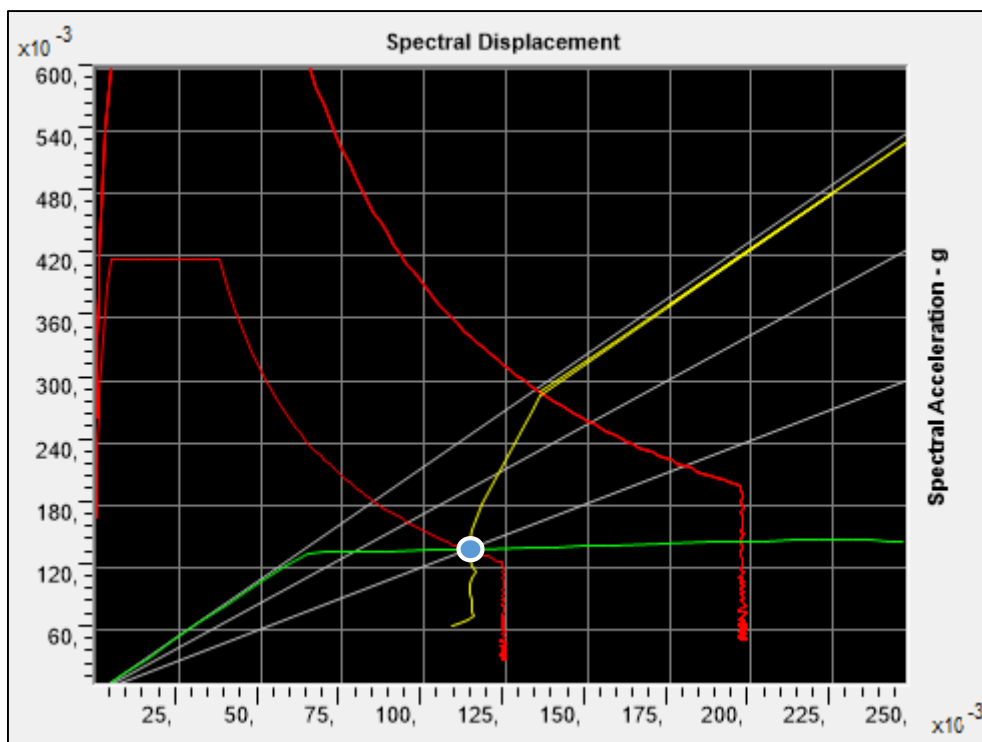
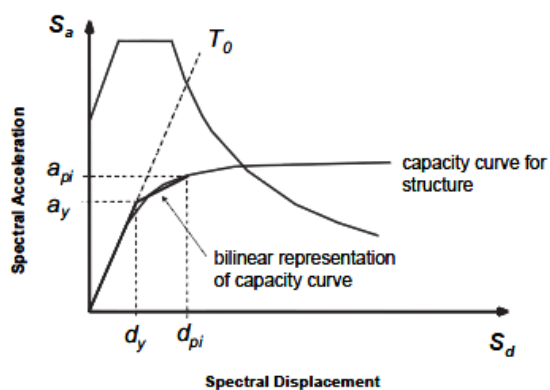


Figura 5.31. Punto de desempeño. Capacity Spectrum Method (CDH)

Conocido S_d y μ se deduce que el desplazamiento espectral d_y , correspondiente al inicio de la plastificación, es el siguiente:



$$d_y = \frac{S_d}{\mu} = \frac{11.324}{1.83} = 6.19 \text{ cm}$$

Calculo del periodo efectivo T_{eff} del sistema equivalente y del amortiguamiento efectivo β_{eff} :

➤ Calculo de T_{eff} :

$$\begin{aligned} \text{Para } 1 < \mu < 4: \quad T_{eff} &= (0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1)T_0 \\ &= (0.20(1.83 - 1)^2 - 0.038(1.83 - 1)^3 + 1)1.36 = \mathbf{1.522 \text{ s}} \end{aligned}$$

Calculo de β_{eff} :

$$\begin{aligned} \text{Para } 1 < \mu < 4: \quad \beta_{eff} &= 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \\ &= 4.9(1.83 - 1)^2 - 1.1(1.83 - 1)^3 + 5 = \mathbf{7.8 \%} \end{aligned}$$

Los coeficientes B y M obtenidos para llegar al espectro reducido (MADRS) son:

$$B = 1.126$$

$$M = 0.707$$

Finalmente (*Paso 11*), a partir de punto de desempeño en coordenadas espectrales (S_d, S_a), volviendo a transformar el sistema a un sistema de varios gdl, se obtiene el punto de desempeño en coordenadas físicas (Δ_{roof}, V_{BDES}) referido a la curva de capacidad (*pushover*) del pórtico:

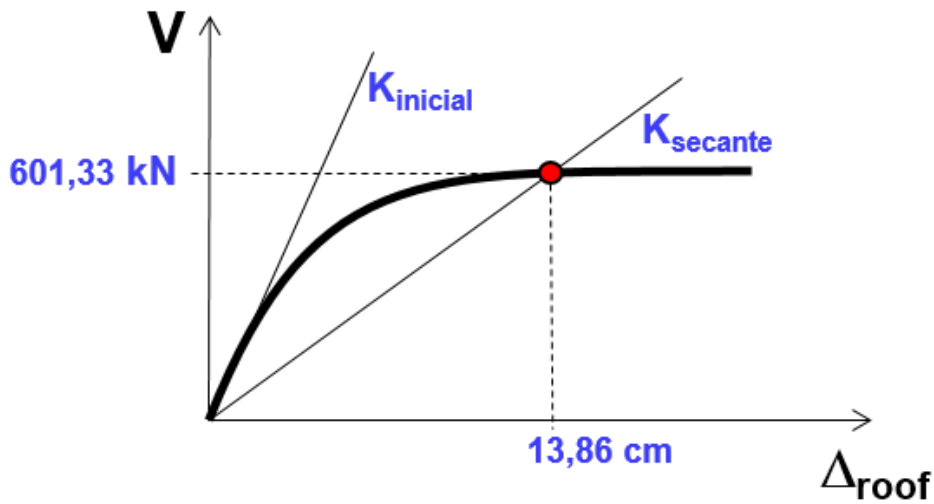
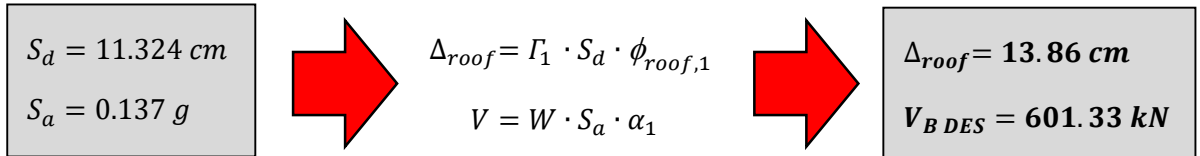


Figura 5.32. Punto de desempeño final. *Capacity Spectrum Method (DCH)*

5.1.5 Resultados (DCM y DCH)

5.1.5.1 Nivel de daños

➤ Para ductilidad media (DCM), $q=3.9$:

En lo referente a la respuesta de la estructura para la demanda sísmica impuesta (Punto de desempeño), y el nivel de daños asociado a dicha respuesta, se observa que se forman rótulas plásticas en los extremos de numerosas vigas, principalmente de la planta 1 a la 3:

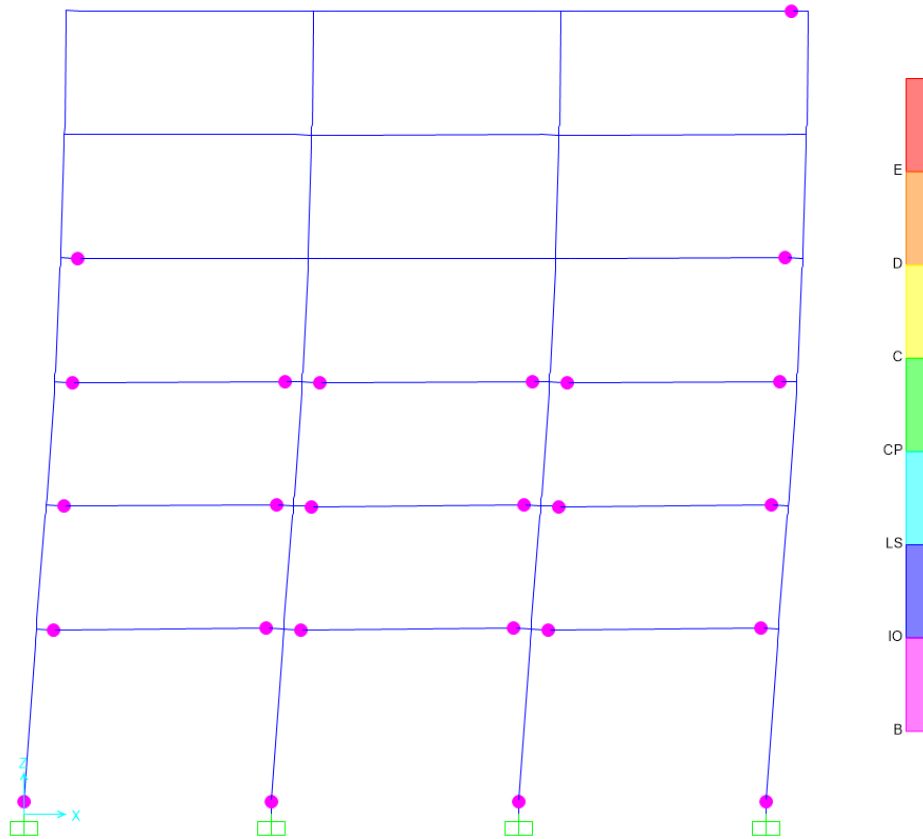


Figura 5.33. Nivel daño en punto de desempeño. Cálculo estático no lineal (DCM)

El nivel de daños en todas las rotulas es leve estando en todos los casos la demanda de giro por debajo del nivel de “Inmediatamente operacional” (IO) según la Figura 5.34 correspondiente a la clasificación propuesta por el comité VISIÓN 2000 y detallada en mayor profundidad en el apartado 2.2 de este informe.

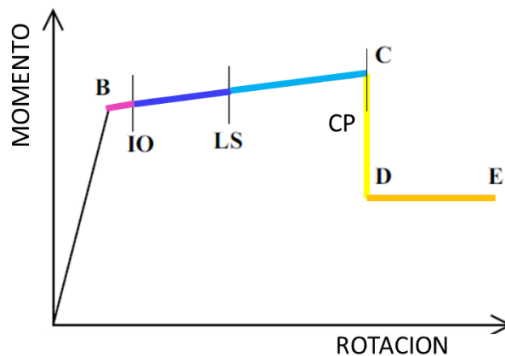


Figura 5.34. Clasificación del nivel de daño en rotulas plásticas

La estructura porticada, para el nivel de demanda sísmica impuesta, responde según el criterio de “viga débil- columna fuerte” ya que no aparece ninguna rotula en los pilares a excepción de las correspondientes al arranque de los mismos.

Para la situación de colapso del pórtico, es decir en el punto de máximo desplazamiento horizontal en el análisis *pushover*, el nivel de daño es el que se ilustra en la Figura 5.35. Se observa un mayor número de rótulas y con mayor demanda de giro en ellas. Igualmente se observa que el mecanismo asociado al colapso ya no se corresponde con el de “viga débil- columna fuerte” formándose rotulas también en la cabeza de diversos pilares:

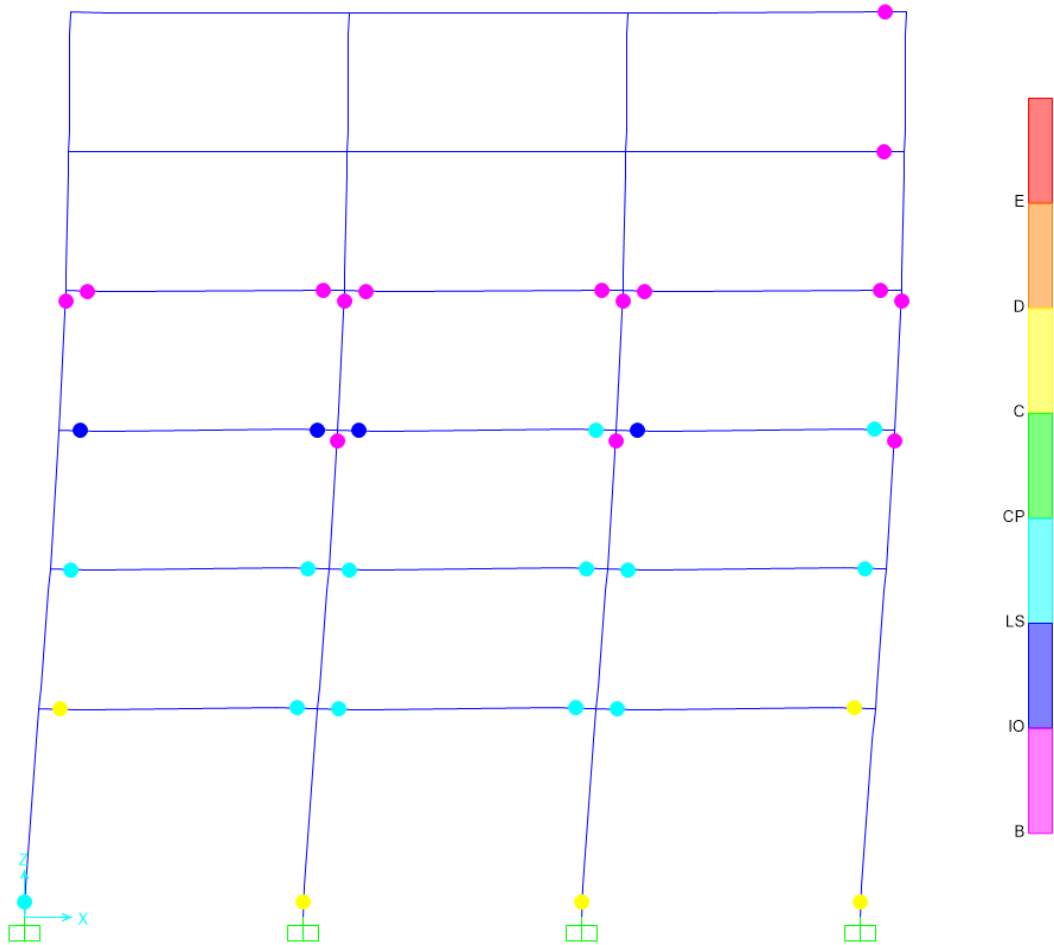


Figura 5.35. Nivel daño en colapso. Calculo estático no lineal (DCM)

➤ Para ductilidad alta (DCH), $q=5.85$:

En este caso, para la demanda sísmica impuesta, se incrementa el número de rótulas plásticas respecto al nivel de ductilidad DCM formándose rotulas principalmente de la planta 1 a la 4. Además, en varios casos están sometidas a mayores demandas de rotación.

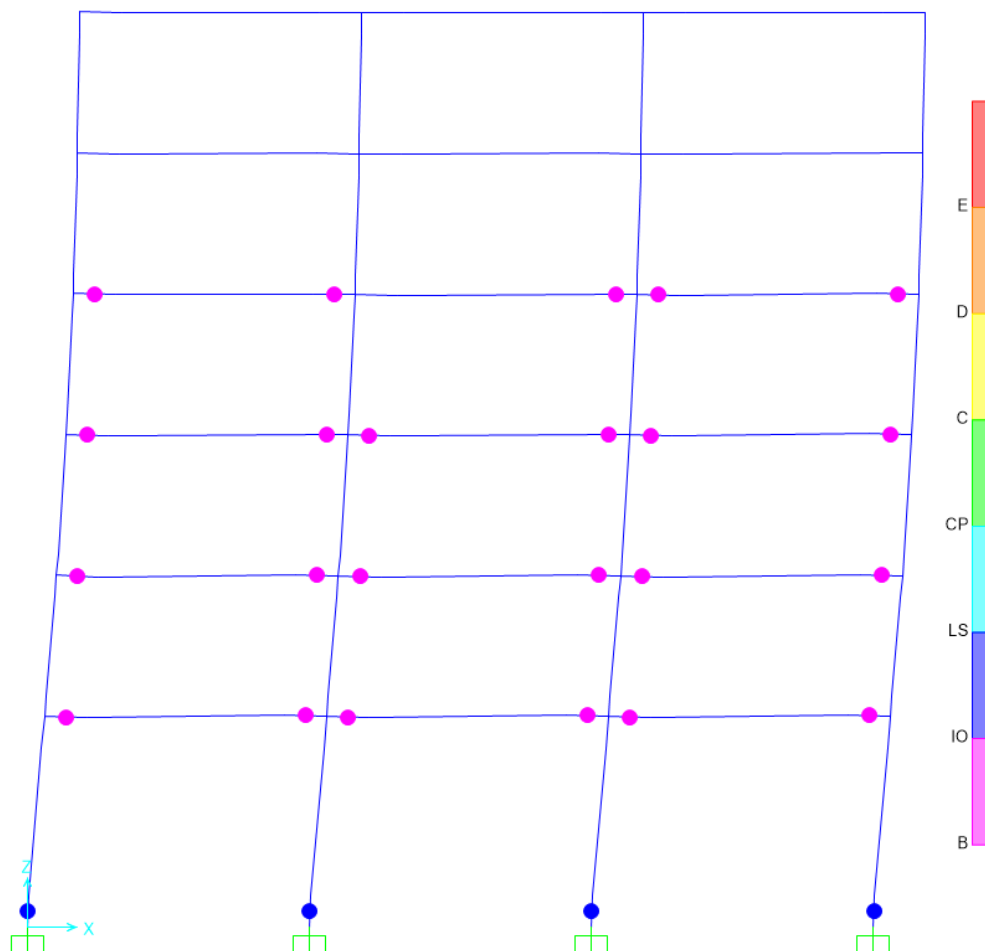


Figura 5.36. Nivel de daño en punto de desempeño. Cálculo estático no lineal (DCM)

Aunque la mayoría de las rótulas se corresponden con el nivel de “*ocupación inmediata*” (IO) existen varias rótulas, principalmente en el arranque de los pilares, cuyo nivel de daño se corresponde con “*Seguridad de vida*” (LS). Por tanto, el nivel de daño es mayor.

La estructura, para el nivel de demanda impuesto, sigue respondiendo con el criterio de “*viga débil- columna fuerte*”.

Para la situación de colapso el nivel de daño es el de la Figura 5.37 y se observa que es notablemente más elevado que en el caso del pórtico armado con criterios de ductilidad media (DCM):

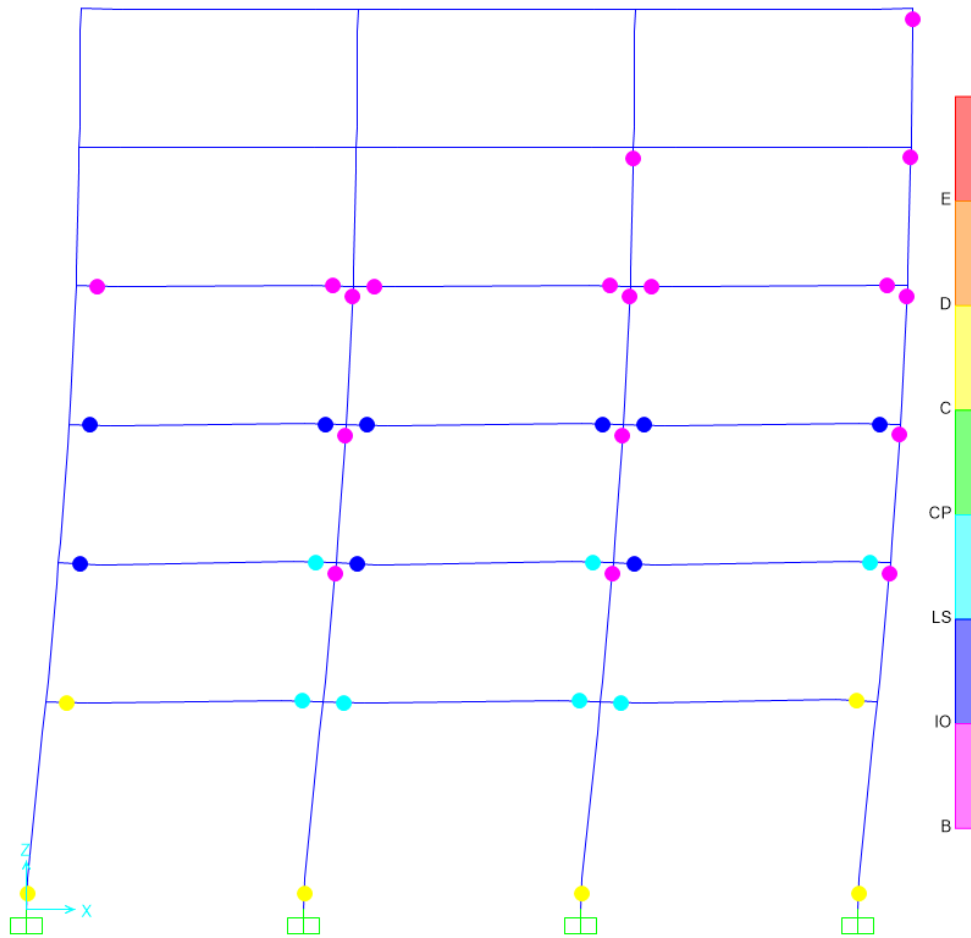


Figura 5.37. Nivel daño en colapso. Cálculo estático no lineal (DCH)

Otra comprobación realizada para confirmar que el nivel de daño es superior en el pórtico armado con el nivel de ductilidad alto (DCH) es evaluar la degradación de rigidez asociada a la curva *pushover*. Para ambos niveles de ductilidad, dado que las esquadras de las secciones son las mismas, se obtiene una misma rigidez inicial $K_{inicial}$ siendo esta la pendiente en el origen de la curva de capacidad:

$$Rigidez\ inicial\ (DCM) = K_{inicial\ DCM} = \frac{V_{step\ previo\ 1^{\circ}\ plastificacion}}{\Delta_{roof\ step\ previo\ 1^{\circ}\ plastificacion}} = \frac{493.74}{0.0701} = 7043\ kN/m$$

$$Rigidez\ inicial\ (DCH) = K_{inicial\ DCH} = \frac{V_{step\ previo\ 1^{\circ}\ plastificacion}}{\Delta_{roof\ step\ previo\ 1^{\circ}\ plastificacion}} = \frac{423.21}{0.0601} = 7043\ kN/m$$

Sin embargo, la rigidez secante $K_{secante}$ se calcula como la pendiente correspondiente a la recta que une el origen de coordenadas y el punto de desempeño para ambos casos:

$$Rigidez\ secante\ (DCM) = K_{secante\ DCM} = \frac{V_{B\ DES}}{\Delta_{roof}} = \frac{736.95}{0.1453} = 5072\ kN/m$$

$$Rigidez\ secante\ (DCH) = K_{secante\ DCH} = \frac{V_{B\ DES}}{\Delta_{roof}} = \frac{601.33}{0.1385} = 4342\ kN/m$$

En la Tabla 5.4 se cuantifica la pérdida de rigidez (degradación asociada a fisuración en las secciones de hormigón) que se produce para ambos niveles de ductilidad. Se comprueba que la degradación es mayor para el caso de ductilidad alta (DCH):

	$K_{inicial}$ [kN/m]	$K_{secante}$ [kN/m]	Perdida de Rigidez [%]
DCM	7043	5072	28,0%
DCH	7043	4342	38,4%

Tabla 5.4. Pérdida de rigidez. DCM vs DCH

Por tanto, para una misma rigidez inicial asociada a la pendiente inicial de la curva de capacidad, en el caso del pórtico calculado para un nivel de ductilidad alto (DCH) se produce una mayor pérdida de rigidez que en el caso del pórtico armado con el nivel de ductilidad medio (DCM). Se cuantifica en un 14.4% la diferencia las rigideces secantes de ambas estructuras. Mediante la Figura 5.38 se ilustra la degradación de rigidez producida para ambos casos:

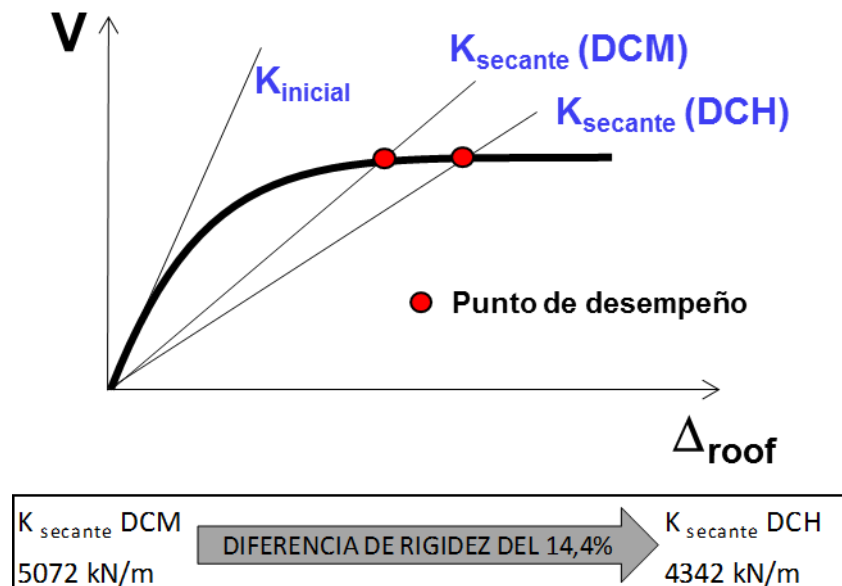


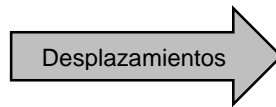
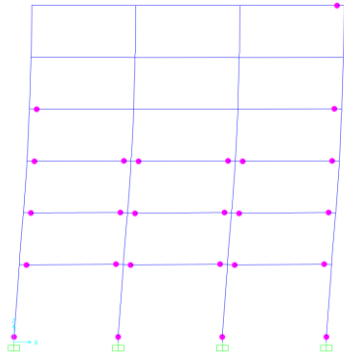
Figura 5.38. Rigideces secantes ($K_{secante}$). Pérdida de rigidez después del terremoto. DCM vs DCH

5.1.5.2 *Resultados numéricos*

✓ **Desplazamientos horizontales por niveles.**

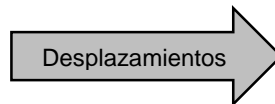
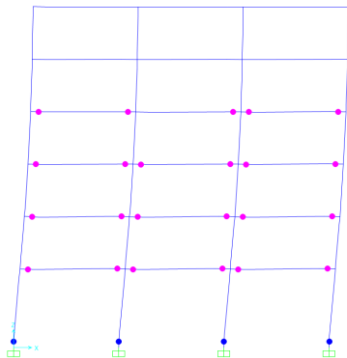
Los desplazamientos en cada nivel son los correspondientes al “step” del análisis *pushover* para el cual se obtiene el desplazamientos en la cubierta Δ_{roof} correspondiente al punto de desempeño. Se obtienen los siguientes desplazamientos:

➤ Para ductilidad media (DCM), $q=3.9$:



Nivel 6 ---	14,53	cm
Nivel 5 ---	13,78	cm
Nivel 4 ---	12,48	cm
Nivel 3 ---	10,42	cm
Nivel 2 ---	7,54	cm
Nivel 1 ---	4,16	cm

➤ Para ductilidad alta (DCH), $q=5.85$:

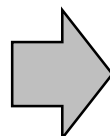
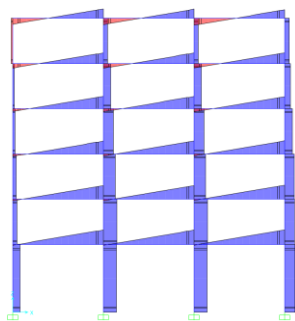


Nivel 6 ---	13,86	cm
Nivel 5 ---	13,26	cm
Nivel 4 ---	12,17	cm
Nivel 3 ---	10,35	cm
Nivel 2 ---	7,77	cm
Nivel 1 ---	4,54	cm

✓ **Cortante basal.**

Al igual que los desplazamientos, el cortante basal es el correspondientes al “step” del análisis *pushover* correspondiente al punto de desempeño. Se obtienen los siguientes cortantes basales:

➤ Para ductilidad media (DCM), $q=3.9$:



$V_{total} = 736.95 \text{ kN}$

Se ilustran a continuación mediante la Figura 5.39 una representación esquemática de la curva de capacidad obtenida indicando sobre ella los principales valores de cortantes basales y desplazamientos incluyendo, además, diversas relaciones entre fuerzas y desplazamientos para una mejor interpretación de los resultados:

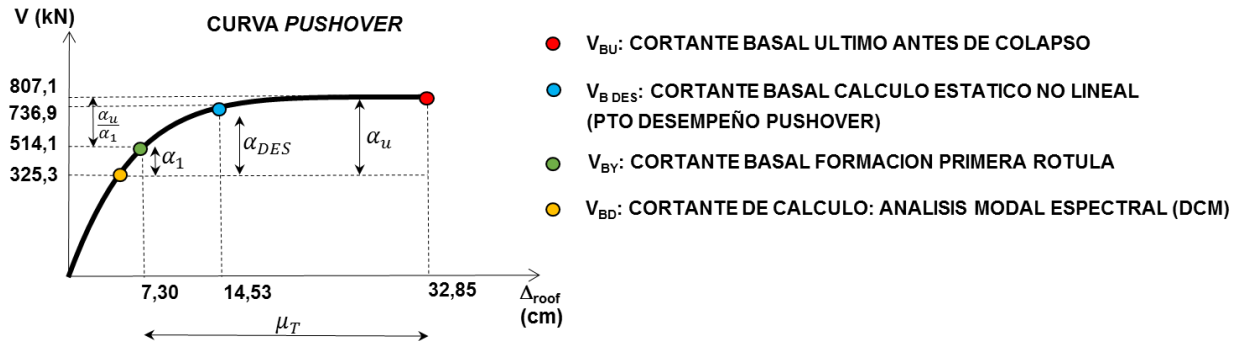


Figura 5.39. Curva de capacidad põrtico (DCM). Relaciones en fuerzas y desplazamientos

Relaciones en fuerzas:

$$\alpha_1 = \frac{V_{BY}}{V_{BD}} = \frac{514.1}{325.3} = 1.58$$

$$\alpha_{DES} = \frac{V_{B DES}}{V_{BD}} = \frac{736.9}{325.3} = 2.27$$

$$\alpha_u = \frac{V_{BU}}{V_{BD}} = \frac{807.1}{325.3} = 2.48$$

$$\text{Sobrerresistencia } \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = \frac{V_{BU}/V_{BD}}{V_{BY}/V_{BD}} = \frac{V_{BU}}{V_{BY}} = \frac{807.1}{514.1} = 1.57$$

Donde:

- α_u/α_1 es la sobrerresistencia obtenida del análisis *pushover* definida como el cociente entre el cortante V_{BU} correspondiente al mecanismo de colapso y el cortante de formaci3n de la primera r3tula V_{BY} .
- El coeficiente α_u representa el cociente entre el cortante basal V_{BU} obtenido de un an3lisis *pushover* y el cortante de diseño de la estructura V_{BD} .
- El coeficiente α_1 representa el cociente entre el cortante que origina la primera r3tula pl3stica en la estructura V_{BY} y el cortante de diseño de la estructura V_{BD} . Es por tanto una medida de sobrerresistencia. Alguno de los factores que justifican la existencia de esta sobrerresistencia son:
 - En el dimensionamiento de las armaduras de las secciones se utilizan coeficientes de minoraci3n de resistencia de los materiales.
 - En el armado de las secciones se tiene en cuenta criterios para cumplir el "proyecto por capacidad" que implica, en muchos elementos, armados superiores a los estrictamente obtenidos por c3lculo.

- Para la obtención de la curva de capacidad se utilizan resistencias medias de los materiales.
- El coeficiente α_{DES} relaciona el cortante basal correspondiente al punto de desempeño de la estructura V_{BDES} con el cortante de diseño V_{BD} .

Relaciones en desplazamientos:

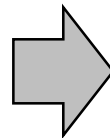
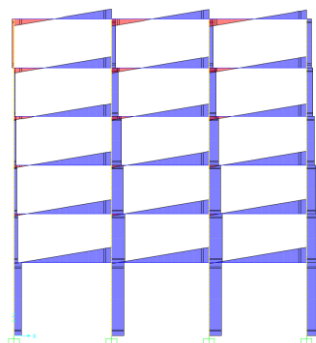
$$\mu_T = \text{Ductilidad total en desplazamientos} = \frac{\Delta_U}{\Delta_y} = \frac{32.85}{7.30} = 4.50$$

Donde:

- μ_T es la ductilidad total en desplazamientos de la estructura. Se define como el cociente entre el desplazamientos último Δ_U en un análisis *pushover* y el desplazamiento elástico Δ_y correspondiente a la aparición de la primera rotula.

NOTA: Indicar que existen varias formas de definir el coeficiente de ductilidad μ_T . En algunas normas el desplazamiento correspondiente al inicio de la fluencia d_y se obtiene a partir de una idealización de la curva pushover mediante un diagrama bilineal. En este trabajo se ha optado por un criterio seguido en varias normas americanas (ASCE 41/13 [14], FEMA 750 [15]) en las que el punto de fluencia d_y es el correspondiente a la aparición de la primera rótula plástica.

➤ Para ductilidad media (DCH), $q=5.85$:



$$V_{total} = 601.33 \text{ kN}$$

La curva de capacidad con los principales valores de cortantes basales y desplazamientos es la siguiente:

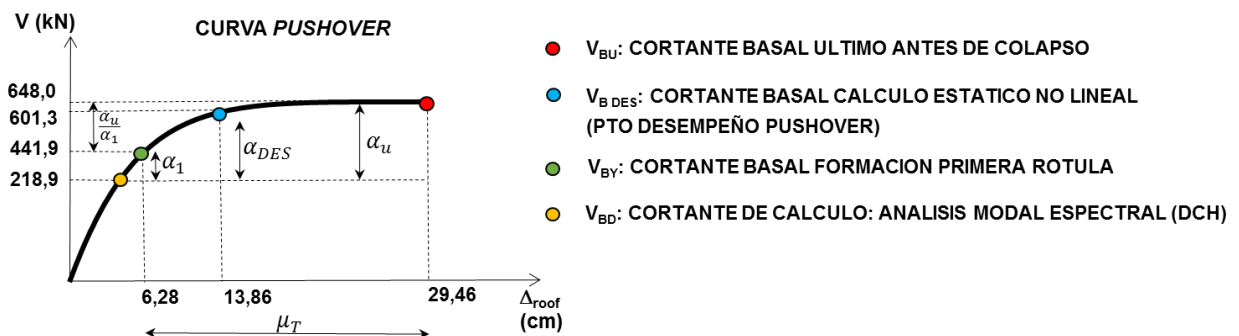


Figura 5.40. Curva de capacidad pórtico (DCH). Relaciones en fuerzas y desplazamientos

Relaciones en fuerzas:

$$\alpha_1 = \frac{V_{BY}}{V_{BD}} = \frac{441.9}{218.9} = 2.02$$

$$\alpha_{DES} = \frac{V_{BDES}}{V_{BD}} = \frac{601.3}{218.9} = 2.75$$

$$\alpha_u = \frac{V_{BU}}{V_{BD}} = \frac{648.0}{218.9} = 2.96$$

$$\text{Sobrerresistencia } \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = \frac{V_{BU}/V_{BD}}{V_{BY}/V_{BD}} = \frac{V_{BU}}{V_{BY}} = \frac{648.0}{441.9} = 1.47$$

Relaciones en desplazamientos:

$$\mu_T = \text{Ductilidad total en desplazamientos} = \frac{\Delta_U}{\Delta_y} = \frac{29.46}{6.28} = 4.69$$

✓ **Aceleraciones absolutas por niveles.**

Para el cálculo de las aceleraciones absolutas en cada nivel se ha seguido el siguiente procedimiento:

1. Una vez calculado el Δ_{roof} correspondiente al punto de desempeño, se obtienen del análisis *pushover* los esfuerzos cortantes de cada planta V_{planta} correspondiente al "step" para el cual se obtiene Δ_{roof} .
2. A continuación, a partir de los esfuerzos cortantes en cada planta, se obtienen las fuerzas estáticas equivalentes (como diferencia de los cortantes en la planta superior e inferior del nivel considerado).
3. Finalmente, se dividen las fuerzas equivalentes obtenidas F_{equiv} , por la masa de cada nivel m_i obteniéndose así una estimación de la aceleración absoluta del nivel.

Los resultados obtenidos para cada nivel de ductilidad son los siguientes:

➤ Para ductilidad media (DCM), $q=3.9$:

ACELERACIONES ABSOLUTAS POR NIVEL				
Nivel	Masa planta m_i [Tn]	V_{planta} (kN)	F_{Equiv} [kn]	Acel abs [m/s ²]
Nivel 6	80,68	196,82	196,82	2,44
Nivel 5	81,81	365,69	168,86	2,06
Nivel 4	81,81	503,87	138,18	1,69
Nivel 3	81,81	611,36	107,50	1,31
Nivel 2	81,81	688,07	76,71	0,94
Nivel 1	84,00	736,95	48,88	0,58

Tabla 5.5. Aceleraciones absolutas por niveles. *Capacity Spectrum Method*. (DCM)

➤ Para ductilidad media (DCH), $q=5.85$:

ACELERACIONES ABSOLUTAS POR NIVEL				
Nivel	Masa planta m_i [Tn]	V_{planta} (kN)	F_{Equiv} [kn]	Acel abs [m/s ²]
Nivel 6	80,68	160,76	160,76	1,99
Nivel 5	81,81	298,69	137,92	1,69
Nivel 4	81,81	411,55	112,86	1,38
Nivel 3	81,81	499,35	87,80	1,07
Nivel 2	81,81	562,01	62,66	0,77
Nivel 1	84,00	601,33	39,33	0,47

Tabla 5.6. Aceleraciones absolutas por niveles. *Capacity Spectrum Method*. (DCH)

5.1.5.3 Comparativa entre DCM y DCH

Se incluye a continuación la comparativa de los resultados numéricos obtenidos para ambos niveles de ductilidad

✓ **Desplazamientos horizontales.**

Se observa que la diferencia de desplazamientos para ambos niveles de ductilidad es en general poco significativa según se muestra en la siguiente tabla.

	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS POR NIVELES [Cm]		
	DCM	DCH	% Diferencia
Nivel 6	14,53	13,86	4,6%
Nivel 5	13,78	13,26	3,8%
Nivel 4	12,48	12,17	2,5%
Nivel 3	10,42	10,35	0,6%
Nivel 2	7,54	7,77	-3,0%
Nivel 1	4,16	4,54	-9,0%

Tabla 5.7. Comparativa DCM vs DCH. Desplazamientos máximos. Cálculos estáticos no lineales

✓ **Cortante basal.**

Comparando los cortantes basales correspondientes al punto de desempeño V_{BDES} para ambos niveles de ductilidad existe una reducción en el cortante basal (aproximadamente del 18.4%) en el pórtico armado con el nivel de ductilidad alto (DCH) frente al medio (DCM).

Al tratarse de un cálculo no lineal, la reducción existente no es coincidente con la diferencia en porcentaje entre los factores de comportamiento aplicados para cada nivel de ductilidad ($q = 3.9$ y $q = 5.85$) que se cifra en un 34%.

	Cortante Basal [kN]
DCM	736,9
DCM	601,3
% Diferencia	18,40%

Tabla 5.8. Comparativa DCM vs DCH. Cortantes basales. Cálculos estáticos no lineales

✓ **Aceleraciones absolutas por nivel.**

	ACELERACIONES ABSOLUTAS POR NIVELES [m/s ²]		
	DCM	DCH	% Diferencia
Nivel 6	2,44	1,99	18,3%
Nivel 5	2,06	1,69	18,3%
Nivel 4	1,69	1,38	18,3%
Nivel 3	1,31	1,07	18,3%
Nivel 2	0,94	0,77	18,3%
Nivel 1	0,58	0,47	19,5%

Tabla 5.9. Comparativa DCM vs DCH. Aceleraciones absolutas. Cálculos estáticos no lineales

Al igual que el cortante basal existe una reducción en las aceleraciones absolutas para el pórtico armado con el nivel de ductilidad alta (DCH) frente al medio (DCM), que es aproximadamente del 18%.

5.1.6 Consideración de los modos de vibración altos (*Higher mode effects*)

Mediante los cálculos estáticos no lineales (*Capacity Spectrum Method*) se obtuvo la respuesta de la estructura considerando únicamente la contribución del primer modo de vibración ya que habitualmente es el que gobierna la respuesta de la estructura. No obstante, con el fin de obtener resultados más precisos, se incluye a continuación una estimación de la contribución a la respuesta total de la estructura de los modos altos de vibración y para ello se inicia el procedimiento aproximado que, paso a paso, se detalla a continuación:

1. Se obtiene la respuesta del primer modo de vibración mediante un cálculo estático no lineal obteniendo el desplazamiento Δ_{roof} del último nivel del edificio (punto de desempeño).
2. Una vez obtenido Δ_{roof} , se consulta en el análisis *pushover* el "step" asociado a dicho desplazamiento y se identifican todas las barras en las que se han formado rotulas plásticas.
3. Para cada rotula plástica se calcula la rigidez secante K_{sec} correspondiente a la demanda de rotación en la rótula. Por tanto, para calcular K_{sec} , es necesario obtener el giro postelástico θ y el momento M correspondiente al diagrama Momento-rotación en cada rótula.

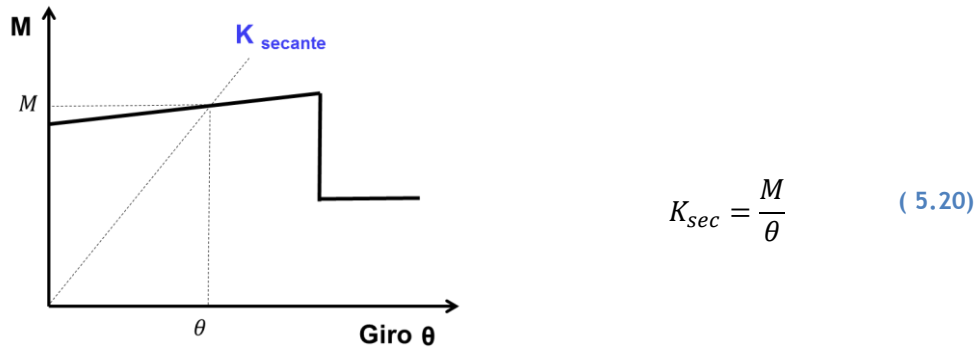


Figura 5.41. Rigidez Secante en rótulas plásticas. Efecto de modos altos

Esta información se consulta en los diagramas Momento-rotación que el programa SAP 2000 genera para cada rótula. A modo de ejemplo se muestra el diagrama generado por el programa para una rótula cualquiera:

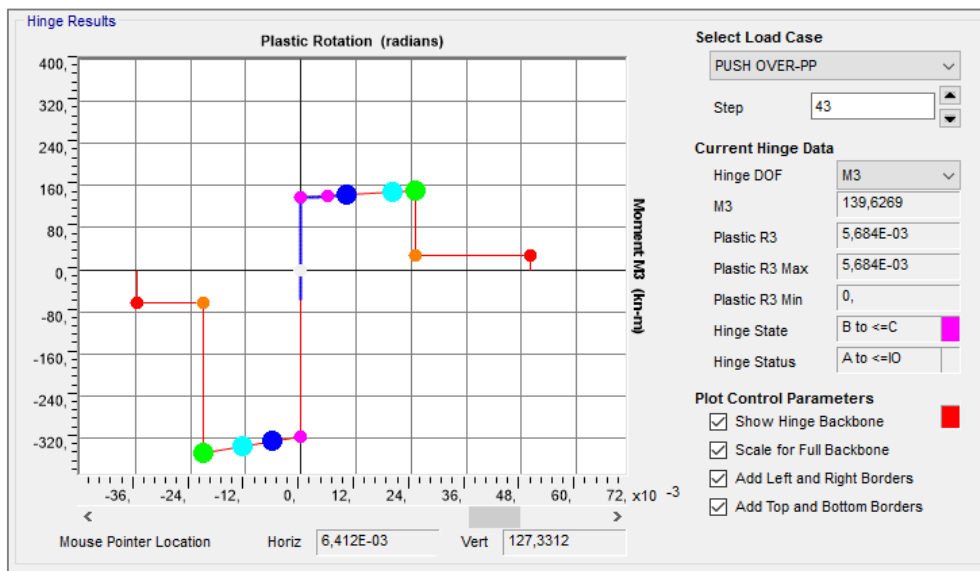


Figura 5.42. Diagrama Momento-Rotación rótula plástica (SAP 2000). Cálculo de Rigidez Secante

4. A continuación se calcula el coeficiente χ que representa el coeficiente reductor por el que hay que multiplicar la inercia bruta de una barra con muelles rígido-plásticos para que su rigidez a flexión se asimile a la rigidez a flexión de una barra con muelles elastoplásticos en los extremos, cuyas rigideces fuesen las rigideces secantes K_{sec} calculadas en el paso anterior. El coeficiente χ se obtiene mediante la expresión (5.21):

$$\chi = \frac{L}{\frac{6EI}{K_{SEC,ave}} + L} \quad (5.21)$$

Donde:

- L es la longitud de la barra.
- E es el módulo de elasticidad del hormigón.
- I es la inercia bruta de la sección de la barra.

- $K_{SEC,ave}$ es la rigidez secante promedio de las dos rotulas que se forman en los extremos de la barra. Es decir, $K_{sec,ave} = \frac{(K_{sec,derecha} + K_{sec,izquierda})}{2}$.

La expresión (5.21) es una aproximación y tiene su origen en el siguiente desarrollo.

Se parte de una barra con muelles rígido-plásticos que son las barras que se definen en un modelo de barras en el programa SAP 2000. En este tipo de barras los extremos de las mismas son infinitamente rígidas y la parte central es elástica cuya rigidez es EI^* .

Suponiendo de forma simplificada que los momentos M en ambos extremos de la barra sean los mismos la barra sufrirá unos giros θ como se ilustran en la Figura 5.43.

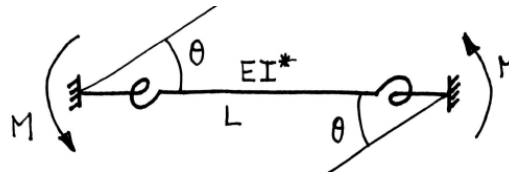


Figura 5.43. Barra con muelles rígido-plásticos en los extremos

Bajo estas condiciones, y en base a la teoría de resistencia de materiales, se puede definir la rigidez a flexión de la viga como:

$$\text{Rigidez viga con muelles rígido plásticos} \Rightarrow K = \frac{M}{\theta} = \frac{6EI^*}{L} \quad (5.22)$$

Se define a continuación una barra con muelles elastoplásticos en los extremos (rotulas plásticas) y con una parte central elástica cuya rigidez a flexión es EI . La rigidez de los muelles en los dos extremos de la barra no es necesariamente la misma pues dependerá de la armadura de la viga pero se toma como aproximación un valor único $K_{sec,ave}$ para ambos extremos. Este valor es el correspondiente al valor promedio de las rigideces secantes en ambos muelles:

$$K_{sec,ave} = \frac{(K_{sec,derecha} + K_{sec,izquierda})}{2} \quad (5.23)$$

Al aplicar momentos M en los extremos de la barra aparecen las rotaciones θ_{Tot} según la Figura 5.44:

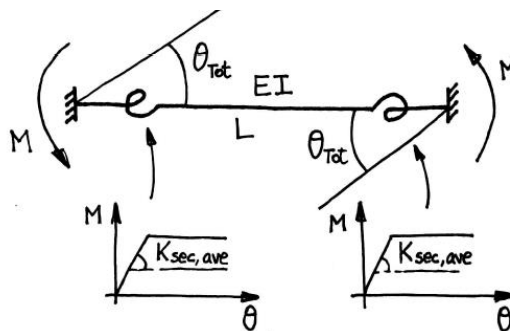


Figura 5.44. Barra con muelles elastoplásticos en los extremos

Bajo el patrón de momentos y deformaciones anterior, al igual que con la barra rígido-plástica, se define a continuación la rigidez a flexión de la barra. La rotación total θ_{Tot} al aplicar un momento M en el extremo será, según la expresión (5.24), la suma de la rotación producida en los muelles más la rotación por flexión de la parte central de la viga:

$$Rotación\ total = \theta_{Tot} = \frac{M}{K_{sec,ave}} + \frac{M}{\frac{6EI}{L}} = M \left(\frac{1}{K_{sec,ave}} + \frac{L}{6EI} \right) \quad (5.24)$$

Una vez obtenida la rotación total θ_{Tot} mediante la expresión (5.24) se calcula la rigidez de la barra con muelles elastoplásticos según la expresión (5.25):

$$Rigidez\ viga\ con\ muelles\ elastoplásticos \Rightarrow K_{Tot} = \frac{M}{\theta_{Tot}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{sec,ave}} + \frac{L}{6EI}} \quad (5.25)$$

A continuación, se sustituyen las barras con muelles elastoplásticos por barras ficticias que tenga muelles rígido-plásticos pero con la misma rigidez global a flexión. Por tanto, se iguala la rigidez de la expresión (5.22) con la de la (5.25) y despejando EI^* (expresión (5.26)) se obtiene la rigidez correspondiente a la parte central de la barra para que globalmente, la barra con dos muelles rígido-plásticos, tenga la misma rigidez a flexión que la barras con muelles elastoplásticos cuyas rigideces sean $K_{sec,ave}$.

$$K = K_{Tot} \Rightarrow \frac{6EI^*}{L} = \frac{1}{\frac{1}{K_{sec,ave}} + \frac{L}{6EI}} \Rightarrow EI^* = \frac{L}{\frac{6}{K_{sec,ave}} + \frac{L}{EI}} \quad (5.26)$$

Finalmente el coeficiente reductor χ definido inicialmente a través de la expresión (5.21) se obtiene igualando la rigidez de la parte central de la barra con muelles elastoplásticos (expresión 5.26) con la rigidez de la parte central de una barra con muelles rigidoplásticos:

$$EI^* = \frac{L}{\frac{6}{K_{sec,ave}} + \frac{L}{EI}} = \chi EI \Rightarrow \chi = \frac{L}{\frac{6EI}{K_{SEC,ave}} + L} \quad (5.27)$$

- Una vez calculados los coeficientes reductores χ , se construye un nuevo modelo elástico y lineal en el cual, a las barras donde se habían formado rotulas plásticas se le asigna una inercia ficticia I^* cuyo valor es el siguiente:

$$I^* = \chi \cdot I \quad (5.28)$$

- Sobre el nuevo modelo se realiza un cálculo dinámico lineal (análisis modal espectral) obteniéndose las respuestas máximas en cada modo (desplazamientos, cortantes o aceleraciones).

Se excluye la respuesta en el modo 1 ya que esta ya se obtuvo previamente mediante el cálculo estático no lineal.

- Finalmente se combinan los resultados obtenidos para los modos altos (modo 2 en adelante) con los resultados que ya se habían obtenido previamente para el modo 1 mediante los cálculos estáticos no lineales. Se utiliza como regla de combinación la regla SRSS.

Los resultados de añadir la contribución de los modos altos según el procedimiento anterior son los siguientes:

➤ Para ductilidad media (DCM), $q=3.9$:

Después de obtener todos los giros en las rotulas y los momentos asociados, los coeficientes reductores de inercia χ para realizar el análisis lineal se detallan en las siguientes tablas:

BARRAS CON ROTULAS EN AMBOS EXTREMOS											
Designación Rotula	Ancho [m]	Canto [m]	L [m]	I bruta [m ⁴]	EI [kn m ²]	Giro θ [rad] (Punto desempeño)	M [kN m] (Punto desempeño)	$K_{sec} = M/\theta$ [kn m]	$K_{sec, ave} = (K_{sec2} + K_{sec1})/2$ [kn m]	Modificador de inercia χ	
Vigas	16H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,007611	189,35	24878	75247	0,53
	16H2						0,003096	388,91	125616		
	18H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,005541	188,20	33965	83475	0,56
	18H2						0,002942	391,24	132984		
	20H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,005633	189,24	33594	71708	0,52
	20H2						0,003614	396,89	109821		
	29H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,006696	164,39	24551	62008	0,48
	29H2						0,003462	344,35	99464		
	26H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,005055	165,30	32701	63352	0,49
	26H2						0,003644	342,55	94003		
	22H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,005543	163,92	29572	72254	0,52
	22H2						0,003238	372,17	114937		
	28H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,004526	138,72	30650	102640	0,61
	28H2						0,001765	308,22	174630		
	27H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,00258	152,67	59173	99555	0,60
	27H2						0,00221	309,26	139938		
24H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,003683	136,60	37089	132261	0,67	
24H2						0,001487	338,19	227433			

BARRAS CON ROTULAS EN UN SOLO EXTREMO											
Designación Rotula	Ancho [m]	Canto [m]	L [m]	I bruta [m ⁴]	EI [kn m ²]	Giro θ [rad] (ultimo Step)	M [kN m] (Ultimo Step)	$K_{sec} = M/\theta$ [kn m]	$K_{sec, ave} \approx 2K_{sec2}$ [kn m]	Modificador de inercia χ	
vigas	49H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,000641	135,92	212045	424090	0,87
	Sin rotula						Sin rotula	Sin rotula			
	47H2	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,001018	264,08	259410	518820	0,89
	Sin rotula						Sin rotula	Sin rotula			
61H2	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,001085	93,14	85847	171693	0,72	
Sin rotula						Sin rotula	Sin rotula				
Pilares	10H1	0,5	0,5	4,5	0,005208	161458	0,004214	387,24	91893	183786	0,46
	Sin rotula						Sin rotula	Sin rotula			
	11H1	0,5	0,5	4,5	0,005208	161458	0,002845	563,30	197997	395995	0,65
	Sin rotula						Sin rotula	Sin rotula			
	12H1	0,5	0,5	4,5	0,005208	161458	0,002935	559,24	190540	381080	0,64
	Sin rotula						Sin rotula	Sin rotula			
13H1	0,5	0,5	4,5	0,005208	161458	0,003833	468,43	122209	244417	0,53	
Sin rotula						Sin rotula	Sin rotula				

Tabla 5.10. Coeficientes χ reductores de inercia. Consideración modos altos. DCM

✓ **Influencia sobre desplazamientos horizontales y cortantes basales**

En el caso de los desplazamientos la aportación de los modos altos se considera depreciable siendo casi nula para los niveles altos y algo mayor para los niveles inferiores, pero en todo caso, no relevante por lo que se considera despreciable.

En lo referente a los cortantes basales, los modos altos también tienen una contribución despreciable en la respuesta total de la estructura.

✓ **Influencia sobre aceleraciones**

En este caso la contribución de los modos altos si es más relevante. Las aceleraciones absolutas obtenidas para los modos altos (modos 2 a 4), y las totales obtenidas después de combinarlas con las del modo 1 obtenida mediante el cálculo estático no lineal, son las siguientes:

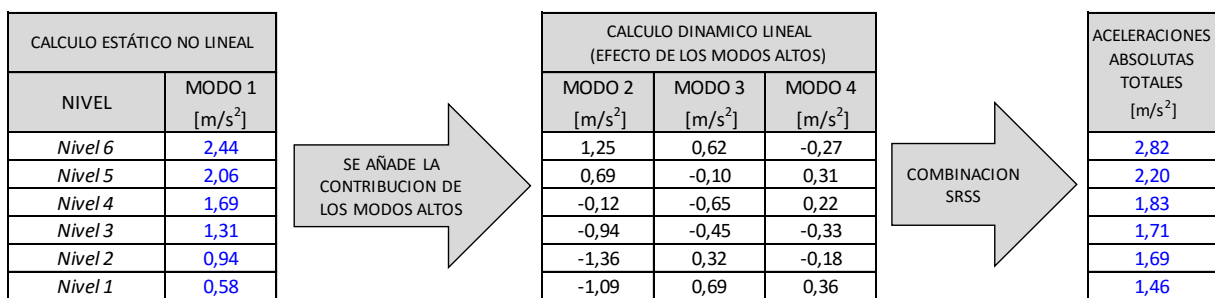


Tabla 5.11. Aceleraciones absolutas. Consideración modos altos. DCM

➤ Para ductilidad media (DCH), q=5.85:

Los coeficientes reductores de inercia χ son los siguientes:

BARRAS CON ROTULAS EN AMBOS EXTREMOS											
Designación Rotula	Ancho [m]	Canto [m]	L [m]	I bruta [m ⁴]	EI [kn m ²]	Giro θ [rad] (Punto desempeño)	M [kn m] (Punto desempeño)	K _{sec} = M/ θ [kn m]	K _{sec, ave} = (K _{secd} +K _{secl})/2 [kn m]	Modificador de inercia χ	
Vigas	16H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,008843	141,35	15985	36757	0,36
	16H2						0,005529	318,08	57530		
	18H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,006459	154,38	23902	39578	0,37
	18H2						0,005761	318,32	55254		
	20H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,007174	141,36	19705	36960	0,36
	20H2						0,006003	325,46	54216		
	29H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,005169	158,16	30598	48550	0,42
	29H2						0,004369	290,55	66503		
	26H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,004028	153,53	38115	53013	0,44
	26H2						0,004307	292,49	67911		
	22H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,004198	156,62	37309	53695	0,45
	22H2						0,004438	311,02	70080		
	28H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,004387	101,49	23135	61323	0,48
	28H2						0,002587	257,44	99512		
	27H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,003223	102,27	31733	61172	0,48
	27H2						0,002843	257,61	90611		
	24H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,003728	100,42	26936	78276	0,54
	24H2						0,002184	283,08	129617		
	49H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,000781	99,38	127241	625402	0,90
	49H2						0,000205	230,33	1123563		
47H1	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,000047	100,44	2137072	1276342	0,95	
47H2						0,000585	243,13	415611			

BARRAS CON ROTULAS EN UN SOLO EXTREMO											
	Designación Rotula	Ancho [m]	Canto [m]	L [m]	I bruta [m ⁴]	EI [kn m ²]	Giro θ [rad] (ultimo Step)	M [kn m] (Ultimo Step)	$K_{sec} = M/\theta$ [kn m]	$K_{sec, ave} \approx 2K_{sec}$ [kn m]	Modificador de inercia χ
vigas	48H2	0,4	0,4	6	0,002133	66133	0,000406	230,01	566530	1133060	0,94
	Sin rotula						Sin rotula	Sin rotula			
Pilares	10H1	0,5	0,5	4,5	0,005208	161458	0,006471	302,28	46712	93425	0,30
	Sin rotula						Sin rotula	Sin rotula			
	11H1	0,5	0,5	4,5	0,005208	161458	0,00591	417,58	70656	141312	0,40
	Sin rotula						Sin rotula	Sin rotula			
	12H1	0,5	0,5	4,5	0,005208	161458	0,005887	416,36	70726	141451	0,40
	Sin rotula						Sin rotula	Sin rotula			
	13H1	0,5	0,5	4,5	0,005208	161458	0,0061	384,89	63097	126194	0,37
	Sin rotula						Sin rotula	Sin rotula			

Tabla 5.12. Coeficientes χ reductores de inercia. Consideración modos altos. DCH

Las reducciones de rigidez obtenidas para la ductilidad DCH son más altas que las calculadas para el nivel de ductilidad DCM lo cual es consecuente con un mayor nivel de daño.

✓ **Influencia sobre desplazamientos horizontales y cortantes basales**

Se obtiene como resultado que los modos altos tienen una influencia despreciable en la respuesta de la estructura en lo referente a desplazamientos y cortantes basales.

✓ **Influencia sobre aceleraciones**

Las aceleraciones absolutas obtenidas después de tener en cuenta la contribución de los modos altos son las siguientes:

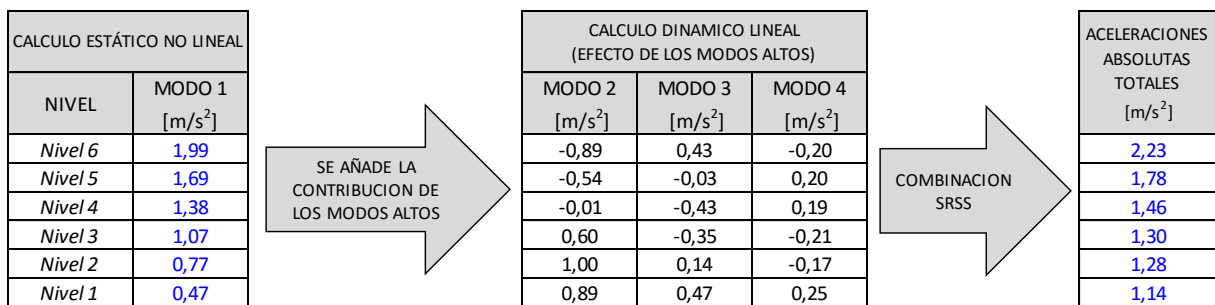


Tabla 5.13. Aceleraciones absolutas. Consideración modos altos. DCH

5.1.7 Comparativa entre cálculos estáticos lineales y cálculos dinámicos lineales. Conclusiones.

5.1.7.1 Diferencia en desplazamientos y cuantías de acero cuando se emplean cálculos estáticos no lineales frente a dinámicos lineales

De la comparación entre los desplazamientos máximos obtenidos mediante cálculos dinámicos lineales (análisis modal espectral) y mediante cálculos estáticos no lineales (*Capacity Spectrum Method*) se concluye que, para los dos niveles de ductilidad empleados, se produce una disminución en el desplazamiento máximo resultante (desplazamientos en cubierta) al aplicar el método de cálculo estático no lineal. Dicha diferencia se cuantifica en la Tabla 5.14:

	Desplazamientos máximos (cm)	
	DCM	DCH
<i>Calculos dinamicos lineales (Análisis Modal Espectral)</i>	17,12	17,29
<i>Calculos estáticos no lineales (Capacity Spectrum Method)</i>	14,53	13,86
Diferencia:	15,1%	19,9%

Tabla 5.14. Desplazamientos en cubierta. Cálculos dinámicos lineales vs Cálculos estáticos no lineales

A continuación, se pretende cuantificar la repercusión, en cuanto a kilos de acero estructural, que conlleva el uso de un método frente a otro. Es decir, se persigue obtener los kilos de acero de ahorro que existirían al aplicar los métodos de cálculo estático no lineales frente a los cálculos clásicos (dinámicos lineales) y, por tanto, estimar en cierto modo la repercusión en el apartado económico.

Para ello se ha realizado un nuevo cálculo dinámico lineal (análisis modal espectral) con los siguientes criterios:

1. En el nuevo cálculo se mantienen las mismas escuadrías de las secciones (en vigas y pilares) que en el cálculo dinámico lineal anterior. Dado que las propiedades dinámicas de la estructura (modos de vibración y periodos propios) dependen de las inercias brutas de las secciones, las propiedades dinámicas de la estructura no se ven modificadas. Por lo tanto, al tener las mismas propiedades dinámicas, la distribución de fuerzas no variará respecto al cálculo dinámico lineal anterior.
2. A continuación se reducen todas las cargas sísmicas (todas por igual) de tal manera que el desplazamiento máximo resultante del cálculo aplicando el análisis modal espectral (desplazamiento en cubierta) sea el mismo que el obtenido mediante los cálculos estáticos no lineales (Δ_{roof} correspondiente al punto de desempeño). Para ello se inicia un proceso iterativo en el que se va reduciendo sucesivamente el valor de la PGA (*Peak Ground Acceleration*) del espectro de respuesta hasta conseguir que el desplazamiento máximo sea el Δ_{roof} obtenido con el método de cálculo estático no lineal. Este proceso es, en definitiva, equivalente a aplicar un coeficiente reductor al espectro de respuesta.

En la siguiente gráfica se observa, a modo de ejemplo, la reducción del espectro a través de una reducción cualquiera del valor del PGA. Se observa que dicha reducción afectará a todos los periodos.

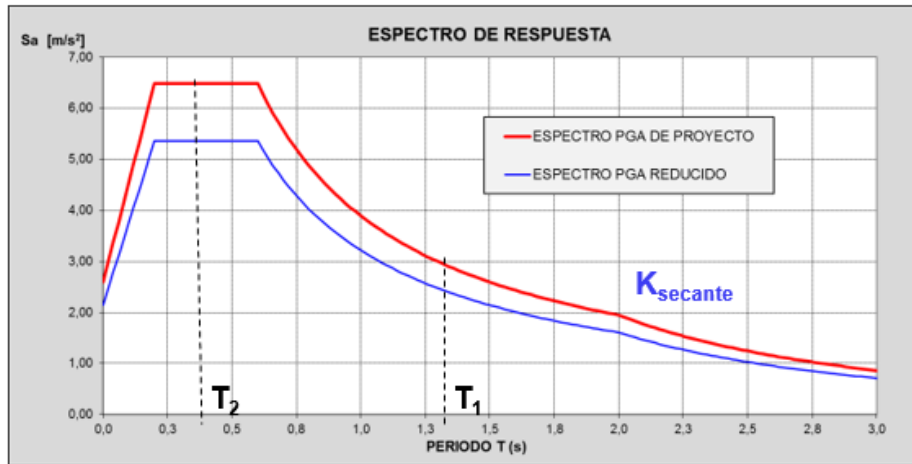


Figura 5.45. Espectro de cálculo reducido modificando PGA

3. Finalmente, una vez reducido el espectro de respuesta, se vuelven a calcular las armaduras de las secciones de la estructura para la nueva carga sísmica y se miden los kilos de acero resultantes. La cuantía de acero obtenida se compara con los kilos obtenidos aplicando el análisis modal espectral con el espectro de respuesta sin reducir obteniéndose así la estimación de kilos de acero ahorrados al aplicar los métodos de cálculo estáticos no lineales.

A través de la Figura 5.46 se justifica el procedimiento empleado. Se observa que, para el prototipo estructural utilizado se obtiene, mediante un análisis dinámico lineal (Análisis modal espectral), un desplazamiento ($D_{AME\ original}$) al cual le corresponde una resistencia de la estructura V_1 . Este desplazamiento se produce después de una deformación plástica que está asociada a una ductilidad μ_1 . Para cuantificar el ahorro en kilos de acero pasivo producido al usar los métodos estáticos no lineales, se realiza un nuevo cálculo dinámico lineal de tal manera que se impone que el desplazamiento final resultante ($D_{AME\ modificado}$) sea igual al obtenido en los cálculos mediante el *Capacity Spectrum Method* (Δ_{roof}) y que la ductilidad μ_2 sea la misma que en la estructura original dimensionada con el método del análisis modal espectral, es decir, que $\mu_1 = \mu_2$. Esto tiene como consecuencia que la resistencia V_2 ha de ser menor a la resistencia V_1 . Esta menor resistencia se traduce en una disminución del acero estructural que es exactamente lo que se pretende cuantificar.

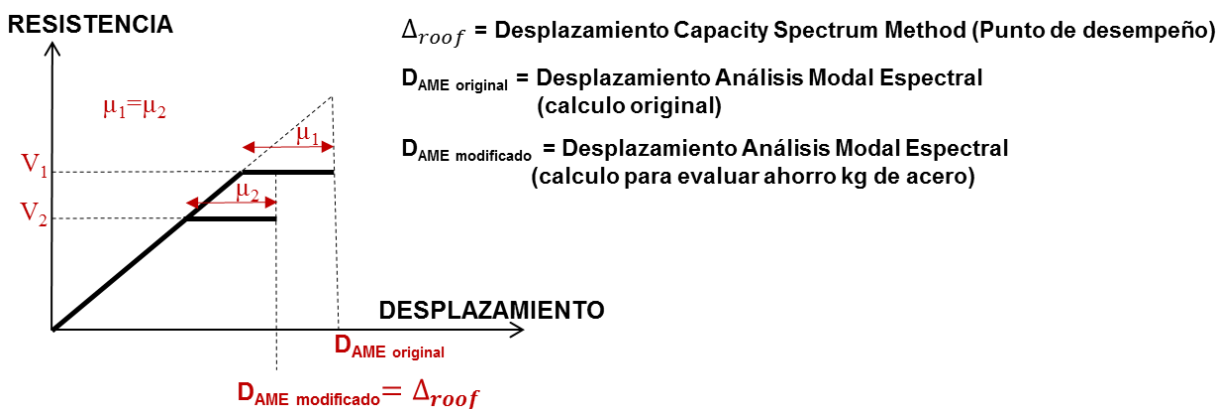


Figura 5.46. Regla igualdad de desplazamientos. Justificación disminución de cuantías de acero

Una vez implementado el procedimiento anterior se obtiene que la acción sísmica (espectro de respuesta) debe reducirse con los siguientes coeficientes reductores:

	DCM	DCH
	PGA (g)	PGA (g)
<i>Calculos dinamico lineal original (Análisis Modal Espectral)</i>	0,230	0,230
<i>Análisis Modal Espectral con mismo desplazamiento max que Capacity Spectrum Method</i>	0,194	0,185
% Disminución valor PGA	15,7%	19,6%
Coefficiente reductor sobre espectro	0,84	0,80

Tabla 5.15. Factores de reducción del espectro de respuesta

Finalmente, después de rearmar todas las secciones para las nuevas cargas sísmicas, se producen los siguientes ahorros en cuanto a kilos de acero:

➤ Para ductilidad media (DCM), $q=3.9$:

	DCM	
	m ³ Hormigón	Barras (Kg)
<i>Análisis Modal Espectral original, DCM, $q=3,9$</i>	28,8	6.232
<i>Análisis Modal Espectral con mismo desplazamiento max que Capacity Spectrum Method</i>	28,8	5.438
% ahorro Capacity Spectrum Method	0,0%	12,7%

Tabla 5.16. Ahorro kilos Capacity Spectrum Method (DCM)

➤ Para ductilidad alta (DCH), $q=5.85$:

	DCH	
	m ³ Hormigón	Barras (Kg)
<i>Análisis Modal Espectral original, DCH, $q=5,85$</i>	28,8	5.961
<i>Análisis Modal Espectral con mismo desplazamiento max que Capacity Spectrum Method</i>	28,8	5.728
% ahorro Capacity Spectrum Method	0,0%	3,9%

Tabla 5.17. Ahorro kilos Capacity Spectrum Method (DCH)

En el cálculo correspondiente al nivel de ductilidad alto (DCH) el ahorro es más pequeño debido a que, en este caso, el armado de la mayoría de los pilares no admite apenas reducción debido a que estaban próximos a cuantías mínimas. Por tanto, todo el ahorro para DCH se concentra principalmente en el armado en vigas por el motivo indicado.

Por tanto que para llegar, por ambos métodos de cálculo, a los mismos desplazamientos máximos y manteniendo el mismo nivel de ductilidad, se debe reducir la resistencia de los

elementos calculados mediante cálculos dinámicos lineales (Figura 5.46). Esa disminución de resistencia se traduce en una reducción de las armaduras dispuestas, la cual, se ha cuantificado entre el 4% y 13% de ahorro en kilos de acero aproximadamente en función del nivel de ductilidad.

5.1.7.2 Comparativa de resultados numéricos

✓ **Desplazamientos horizontales.**

Una de las conclusiones obtenidas es que, para una misma demanda sísmica, mediante cálculos estáticos no lineales se obtienen desplazamientos menores a los obtenidos mediante cálculos dinámicos lineales. Se incluye a continuación de forma comparativa los desplazamientos para ambos métodos y para todas las plantas:

	DESPLAZAMIENTOS POR PLANTAS - DCM [cm]				DESPLAZAMIENTOS POR PLANTAS - DCH [cm]		
	Calculos dinamicos lineales	Calculos estaticos no lineales	% Diferencia		Calculos dinamicos lineales	Calculos estaticos no lineales	% Diferencia
Nivel 6	17,12	14,53	15,1%	Nivel 6	17,29	13,86	19,9%
Nivel 5	16,03	13,78	14,0%	Nivel 5	16,18	13,26	18,0%
Nivel 4	14,12	12,48	11,6%	Nivel 4	14,26	12,17	14,6%
Nivel 3	11,51	10,42	9,5%	Nivel 3	11,61	10,35	10,8%
Nivel 2	8,23	7,54	8,4%	Nivel 2	8,19	7,77	5,1%
Nivel 1	4,49	4,16	7,2%	Nivel 1	4,53	4,54	-0,1%

Tabla 5.18. Desplazamientos por niveles (DCM y DCH). Cálculos dinámicos lineales vs estáticos no lineales

✓ **Aceleraciones absolutas por nivel.**

En la Tabla 5.19 se muestran los resultados comparativos de aceleraciones absolutas obtenidos por ambos métodos. Indicar los cálculos estáticos no lineales incluyen la contribución de los modos altos.

	ACELERACIONES ABSOLUTAS POR PLANTA [m/s ²]-DCM				ACELERACIONES ABSOLUTAS POR PLANTA [m/s ²]-DCH		
	Calculos dinamicos lineales	Calculos estaticos no lineales	% Diferencia		Calculos dinamicos lineales	Calculos estaticos no lineales	% Diferencia
Nivel 6	2,62	2,82	-7,7%	Nivel 6	2,12	2,23	-5,2%
Nivel 5	2,14	2,20	-2,8%	Nivel 5	1,75	1,78	-1,9%
Nivel 4	1,94	1,83	5,7%	Nivel 4	1,58	1,46	7,6%
Nivel 3	1,92	1,71	11,0%	Nivel 3	1,56	1,30	16,9%
Nivel 2	1,87	1,69	9,8%	Nivel 2	1,52	1,28	16,1%
Nivel 1	1,48	1,46	1,8%	Nivel 1	1,22	1,14	6,7%

Tabla 5.19. Aceleraciones por niveles (DCM y DCH). Cálculos dinámicos lineales vs estáticos no lineales

Se observa que, en general, existe una buena correspondencia entre las aceleraciones que se predicen por ambos métodos de cálculo obteniéndose aceleraciones similares en todos los niveles.

5.2 CÁLCULOS DINÁMICOS DIRECTOS NO LINEALES

5.2.1 Objetivos

Esta metodología de cálculo, aunque caracterizada por su complejidad, es una técnica muy completa mediante la cual se pueden obtener resultados muy precisos.

Se realizan cálculos dinámicos directos no lineales sobre el prototipo estructural con el fin de comparar los resultados con los obtenidos de aplicar otros métodos de cálculo, principalmente los cálculos estáticos no lineales y poder obtener así mejores conclusiones.

Para aplicar este método de cálculo, al igual que ocurre con los métodos de cálculo estático no lineales, es preciso conocer de antemano el refuerzo de cada sección y por lo tanto, se utilizan las armaduras obtenidas en el análisis modal espectral visto en el capítulo 4.2 para los niveles de ductilidad media (DCM) y alta (DCH).

5.2.2 Marco teórico

Mediante cálculos dinámicos directos no lineales se puede obtener la respuesta de la estructura en régimen no lineal siendo recomendables para estructuras complejas en las que no es adecuado combinar las respuestas de los diferentes modos de vibración (cálculo lineal).

El procedimiento a seguir para realizar cálculos dinámicos directos es el siguiente [1]:

1. Se deben seleccionar varios acelerogramas (siete por lo menos según el EN 1998-1). A continuación, los acelerogramas seleccionados se escalan a un determinado nivel siguiendo lo establecido por la norma sísmica de aplicación. De esta manera los acelerogramas se ajustan a la acción sísmica esperable en la ubicación de la estructural.
2. Se construye un modélico numérico de la estructura en la que se debe definir entre otras cuestiones el modelo de plasticidad utilizado (concentrado, distribuido, modelos de histéresis, etc.), tipo de amortiguamiento, método de integración a utilizar, etc.
3. Cálculo de la respuesta para cada acelerograma mediante métodos de integración numérica de las ecuaciones diferenciales de movimiento.
4. Finalmente se obtienen las solicitaciones en la estructura para cada acelerograma y se promedian (recomendable incluir una desviación típica) para obtener las solicitaciones de cálculo finales. Con dichas solicitaciones se comparan con las resistencias últimas de cada elemento estructural para realizar la comprobación estructural.

Para calcular la respuesta en cada acelerograma es necesario resolver la ecuación de equilibrio dinámico de la estructura:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{t}) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(\mathbf{t}) + \mathbf{R} = \mathbf{F}(\mathbf{t}) \quad (5.29)$$

Donde \mathbf{R} es la fuerza recuperadora que ofrece la estructura que depende del desplazamiento (relación no lineal) y varía en cada instante.

Para ello, se utilizan los métodos de integración numérica, también conocidos como métodos de integración paso a paso, que consisten en dividir la carga dinámica en una serie de pasos y calcular la respuesta en cada paso a partir de las condiciones iniciales al inicio del mismo. Se va obteniendo por tanto la respuesta en cada uno de los pasos de forma sucesiva.

Los cálculos dinámicos directos no lineales requieren un procedimiento laborioso de cálculo en los que se tienen en cuenta los ciclos de carga y descarga que introduce el terremoto y suelen estar justificados en edificios de alta importancia (hospitales, centrales nucleares, etc.).

5.2.3 Modelo numérico adoptado

5.2.3.1 General

La estructura porticada se discretiza en elementos tipo barra considerándose la rigidez bruta de las mismas.

Al igual que en los cálculos estáticos no lineales se ha usado un modelo de plasticidad concentrada (rotulas plásticas) y los diagramas momento rotación de dichas rótulas son también los definidos en la FEMA 356.

Dado que las cargas no son monótonas, sino que son dinámicas con ciclos de carga y descarga, se han definido los modelos de histéresis para las rótulas plásticas (detallado en apartado 5.2.3.2).

Así mismo se define un amortiguamiento proporcional o de Rayleigh para construir la matriz de amortiguamiento de la estructura (detallado en apartado 5.2.3.3).

El método de integración numérica adoptado ha sido el método de Newmark-Beta de la aceleración media constante (detallado en apartado 5.2.3.4).

Finalmente, indicar que se han utilizado los valores medios para la resistencia del hormigón:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 25 + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$$

5.2.3.2 Modelos de histéresis adoptados

Histéresis es el proceso de disipación de energía a través de la deformación plástica dependiente del desplazamiento o giro, y está en oposición con la viscosidad la cual es el proceso de disipación de energía dependiente de la velocidad de deformación [13].

Existen diversos modelos de histéresis para describir el comportamiento de los diferentes tipos de materiales.

Los elementos y las uniones de hormigón armado, cuando están sujetos a ciclos de carga y descarga, presentan un fenómeno llamado pinzamiento (*pinching*) y también sufren en general una degradación en la rigidez y en la resistencia.

- En elementos de hormigón armado el comportamiento de pinzamiento es característico por una gran reducción de rigidez durante la recarga hasta que se cierran fisuras previamente abiertas, momento en el cual se produce una recuperación de la rigidez.
- La degradación de rigidez está asociada al aumento progresivo de la fisuración que se produce según avanzan los ciclos de carga y descarga y se define en el modelo histerético a partir de la pérdida de pendiente en los ciclos de descarga.

En el modelo numérico realizado se ha utilizado un modelo de histéresis diferente según se trate de una viga o de un pilar:

➤ *Modelo de Histéresis del Pivote:*

Es el modelo usado para las vigas. Fue sugerido por “Dowell et al” (1998) y resulta muy adecuado para elementos de hormigón armado teniendo similitudes al llamado modelo de “Takeda et al” (1970).

El comportamiento de este modelo de histéresis se ilustra en la Figura 5.47 [13]:

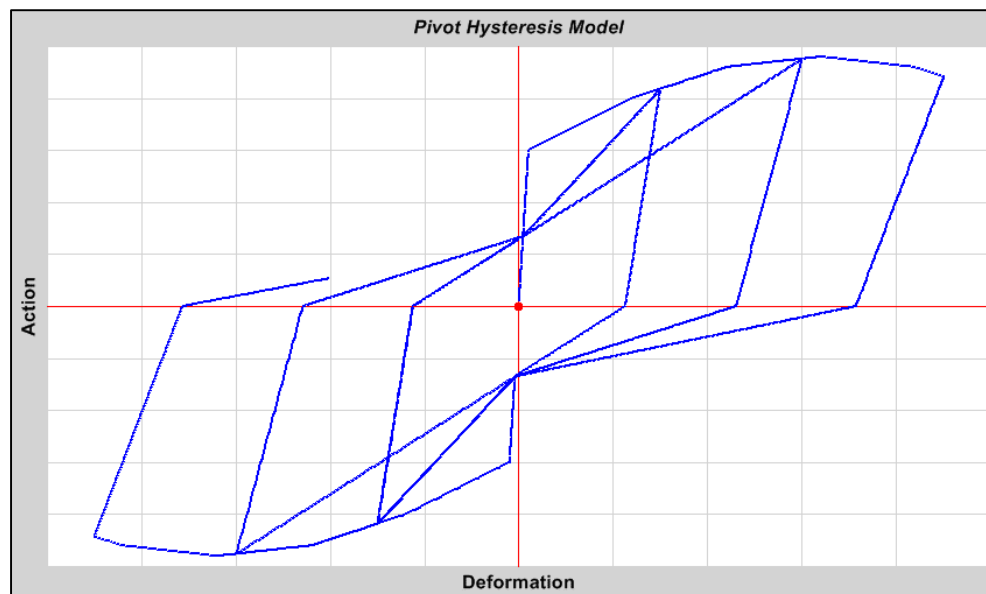


Figura 5.47. Modelo histerético del pivote bajo cargas cíclicas

Resultados experimentales sugirieron dos conclusiones sobre el modelo histerético del pivote:

- a) Las descargas, regreso a fuerza cero desde cualquier nivel de giro, están normalmente guiadas por un punto llamado “punto primario de pivote” (*Primary pivot point*). Dicho punto se ilustra en la Figura 5.48 [13].
- b) El camino que sigue el modelo en las relaciones Fuerza-desplazamiento tienden a cruzar la línea de carga elástica aproximadamente en un mismo punto llamado “punto de pinzamiento de pivote” (*pinching pivot point*) también ilustrado en la Figura 5.48 [13].

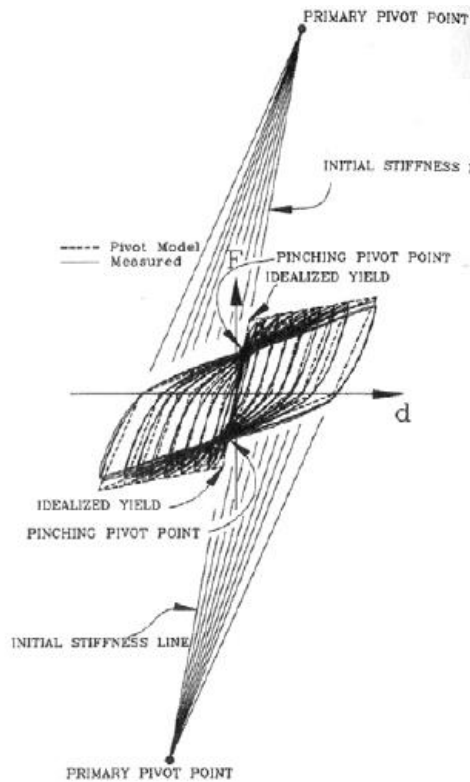


Figura 5.48. Modelo histerético del pivote

En el modelo del pivote, los fenómenos de degradación de rigidez y de pinzamiento se tienen en cuenta a través de los parámetros $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$ (Figura 5.49).

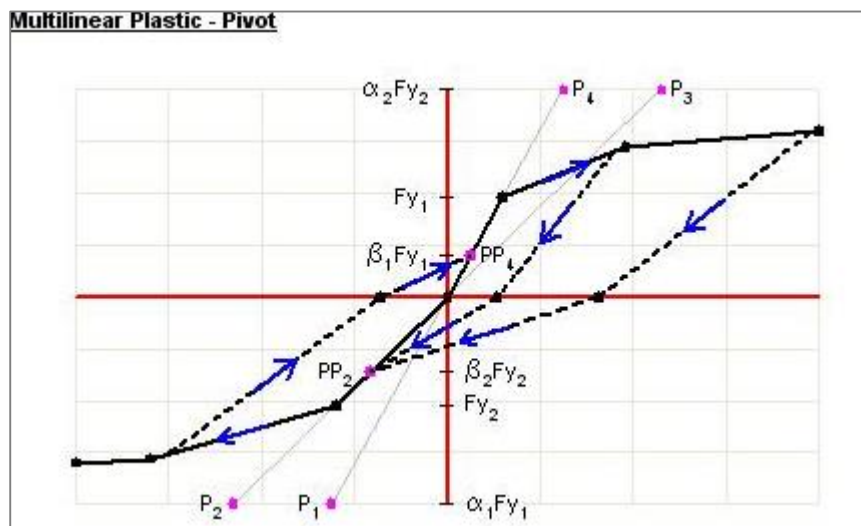


Figura 5.49. Parámetros básicos $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$ para el modelo histerético del pivote

- α_1, α_2 controlan la degradación de rigidez a través del *Primary pivot point* (αFy).
- β_1, β_2 controlan el pinzamiento a través del *Pinching pivot point* (βFy).

En el trabajo realizado se han adoptado los siguientes valores de $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$ correspondientes con una degradación y un pinzamiento moderados:

Hysteresis Type	Pivot
α_1	10,
α_2	10,
β_1	0,7
β_2	0,7

Figura 5.50. Parámetros adoptados para modelo histerético del pivote. SAP 2000

➤ *Modelo isotrópico:*

Es el modelo utilizado para los pilares quedando su utilización condicionada ya que es el único modelo histerético disponible para pilares al utilizar el Software SAP 2000.

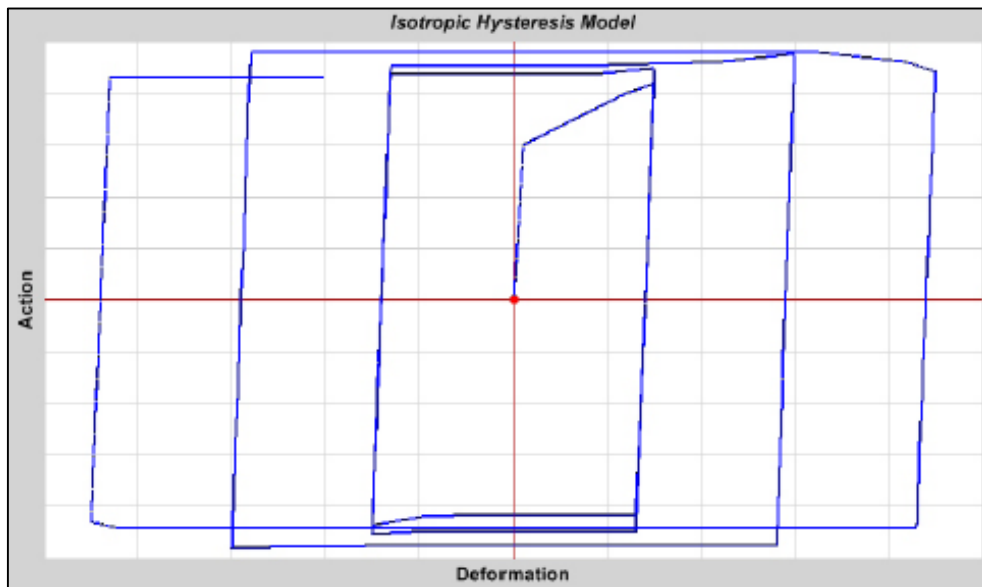


Figura 5.51. Modelo histerético isotrópico bajo cargas cíclicas

Es un modelo menos adecuado al no tener en cuenta los fenómenos de degradación ni de pinzamiento.

5.2.3.3 *Amortiguamiento proporcional de Rayleigh*

Al realizar cálculos dinámicos no lineales, en los que el método de superposición modal no es aplicable, no es posible asignar una fracción de amortiguamiento ζ a cada modo de vibración ya que en los cálculos no lineales los modos de vibración se modifican cada vez que cambia la rigidez de la estructura. En estos casos es necesario construir la llamada matriz de amortiguamiento proporcional C (también denominada matriz de Rayleigh) que se suele mantener constante en todo el cálculo. Dicha matriz se construye combinando adecuadamente la matriz de rigidez K y de masas M iniciales mediante los coeficientes a_0 y a_1 [1]:

$$[C] = a_0[M] + a_1[K] \tag{5.30}$$

Para obtener los coeficientes a_0 y a_1 se fijan los valores de las fracciones de amortiguamiento ζ en dos modos de vibración (Modo i y j) elegidos por el proyectista. Conocidas las fracciones de amortiguamiento en dos modos de vibración es posible conocer el coeficiente de amortiguamiento C en cada uno de esos modos a partir de la siguiente expresión general:

$$\zeta = \frac{C}{2mW} \tag{5.31}$$

Por tanto, a partir de las fracciones de amortiguamiento impuestas en los modos i y j , se obtienen para ambos modos los siguientes coeficientes C_i y C_j :

$$\text{Modo } i: \zeta_i \Rightarrow C_i = \zeta_i 2M_i W_i \tag{5.32}$$

$$\text{Modo } j: \zeta_j \Rightarrow C_j = \zeta_j 2M_j W_j$$

A partir de las expresiones (5.32) se pueden plantear dos ecuaciones, a partir de las cuales, obtener los coeficientes a_0 y a_1 [1]:

$$\text{Para modo } i: \quad \zeta_i 2M_i W_i = a_0 M_i + a_1 K_i \tag{5.33}$$

$$\text{Para modo } j: \quad \zeta_j 2M_j W_j = a_0 M_j + a_1 K_j$$

Una vez conocidos los coeficientes a_0 y a_1 , y a partir de las ecuaciones (5.33), se puede deducir la expresión que relaciona la fracción de amortiguamiento de cualquier modo ζ_n con el periodo o con la frecuencia propia W_n :

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2W_n} + \frac{a_1 W_n}{2} \tag{5.34}$$

La representación gráfica de la expresión (5.34) se ilustra en la siguiente figura:

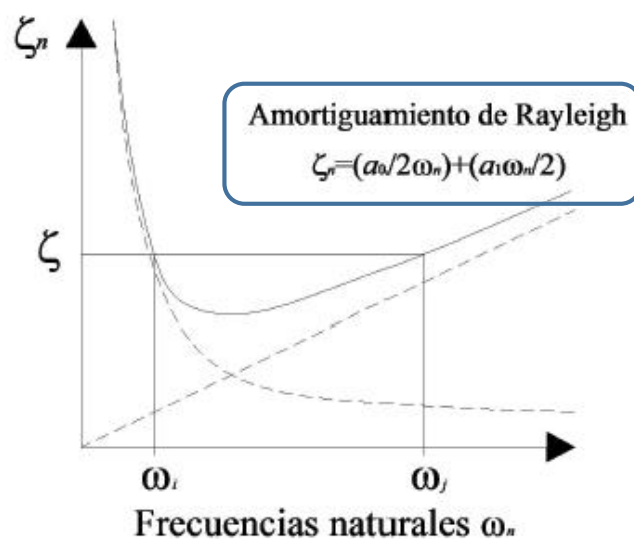


Figura 5.52. Amortiguamiento proporcional de Rayleigh

Por tanto, a los modos de vibración i y j se le asocia las fracciones de amortiguamiento ζ_i y ζ_j fijadas por el proyectista previamente. Sin embargo, la fracción de amortiguamiento ζ_n para el resto de modos será la obtenida de la ecuación (5.34) y de la Figura 5.52 disminuyendo el control del proyectista sobre ellas. Observando la gráfica se aprecia que la fracción de amortiguamiento ζ_n asignada a los modos de vibración comprendidos entre W_i y W_j será siempre menor que ζ_i y ζ_j y, por tanto, en esos modos se estaría asignando unos amortiguamientos conservadores.

En la práctica, un procedimiento adecuado consiste en determinar el rango de frecuencias en la cual la estructura va a contribuir más a la respuesta total y a partir de ellas fijar las dos frecuencias W_i y W_j que determinen los coeficientes a_0 y a_1 .

En el presente trabajo, y teniendo en cuenta que la estructura calculada se corresponde con un pórtico de hormigón armado cuya respuesta está gobernada fundamentalmente por el primer modo de vibración, se han fijado las fracciones de amortiguamiento ζ_i y ζ_j para los modos 1 y 2. Las fracciones de amortiguamiento asignadas a dichos modos son las siguientes:

$$\text{Modo 1} \Rightarrow T_1 = 1.36s \Rightarrow \zeta_1 = 0.05 = 5\%$$

$$\text{Modo 2} \Rightarrow T_2 = 0.43s \Rightarrow \zeta_2 = 0.05 = 5\%$$

Los coeficientes a_0 y a_1 son calculados automáticamente por el programa SAP 2000 obteniéndose los siguientes resultados:

$$a_0 = 0.351$$

$$a_1 = 0.0052$$

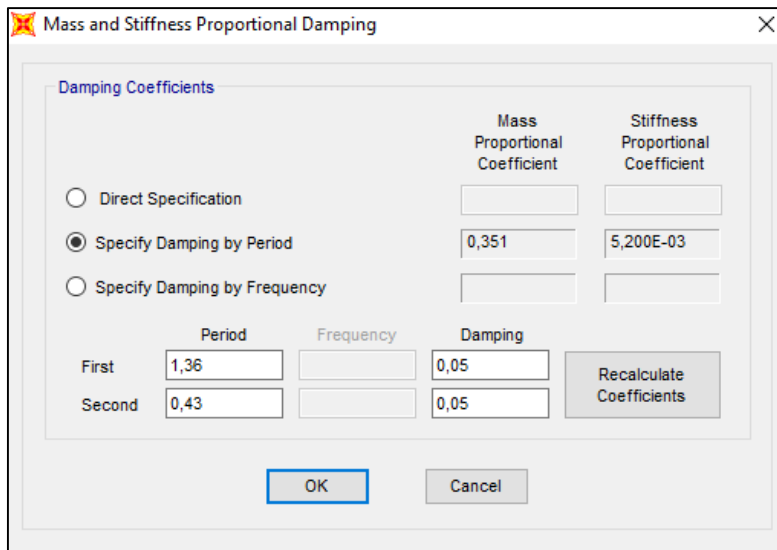


Figura 5.53. Coeficientes a_0 y a_1 . Amortiguamiento proporcional en SAP 2000

5.2.3.4 Método de Newmark-Beta

Como método de integración numérica, para obtener la respuesta de la estructura para cada acelerograma, se aplica el método de Newmark-Beta.

Newmark, en 1959 desarrolló una familia de métodos paso a paso en el tiempo basándose en las siguientes ecuaciones [8]:

$$\text{Ecuación de equilibrio instate } k + 1: \quad m\ddot{u}_{k+1} + c\dot{u}_{k+1} + ku_{k+1} = p_{k+1} \quad (5.35)$$

$$\text{Velocidad en } k + 1: \quad \dot{u}_{k+1} = \dot{u}_k + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_k + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{k+1} \quad (5.36)$$

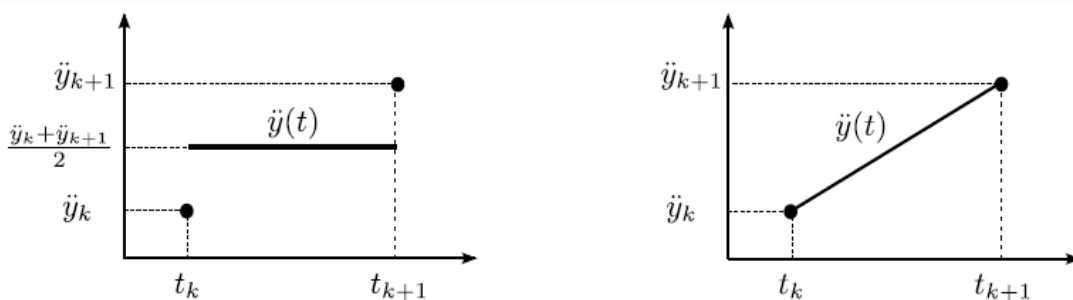
$$\text{Desplazamiento en } k + 1: \quad u_{k+1} = u_k + \Delta t\dot{u}_k + [(0.5 - \beta)\Delta t^2]\ddot{u}_k + [\beta\Delta t^2]\ddot{u}_{k+1} \quad (5.37)$$

Las tres ecuaciones anteriores proporcionan la base para calcular la respuesta del sistema en el instante de tiempo $k+1$ (\ddot{u}_{k+1} , \dot{u}_{k+1} , u_{k+1}) a partir de conocida la respuesta en el instante de tiempo k (\ddot{u}_k , \dot{u}_k , u_k). En el método es necesario realizar iteraciones debido a que la aceleración \ddot{u}_{k+1} es desconocida.

Para implementar estos cálculos es necesario realizar aproximaciones debido a que, al tratarse de una señal discreta, no se dispone información entre los instantes t_k y t_{k+1} .

Las dos aproximaciones numéricas posibles en lo que respecta al valor de la aceleración $\ddot{u}(t)$ son las siguientes:

- Considerar una variación lineal de la aceleración $\ddot{u}(t)$ entre los instantes de tiempo t_k y t_{k+1} (Figura 5.54). Esto se traduce en considerar los coeficientes $\gamma = 1/2$ y $\beta = 1/4$ en las ecuaciones (5.36) y (5.37).
- Considerar un valor medio constante de la aceleración $\ddot{u}(t)$ entre los instantes de tiempo t_k y t_{k+1} (Figura 5.54). Esto se traduce en considerar los coeficientes $\gamma = 1/2$ y $\beta = 1/6$ en las ecuaciones (5.36) y (5.37).



1. Aceleracion constante media

2. Aceleracion lineal

Figura 5.54. Método de la aceleración constante media vs lineal

Por tanto, γ y β definen la variación de la aceleración durante un paso del tiempo Δt , pero además, determinan las características de estabilidad y precisión del método. El método que considera la aceleración media constante ($\gamma = 1/2$, $\beta = 1/4$) tiene la ventaja de que es incondicionalmente estable mientras que el método de la aceleración lineal ($\gamma = 1/2$, $\beta = 1/6$)

es más inestable precisando pasos del tiempo más pequeños aunque suele dar resultados más precisos [1].

En el trabajo realizado se ha utilizado el método de la aceleración constante media implementado en SAP 2000 a través de los parámetros $\gamma = 1/2$, $\beta = 1/4$:

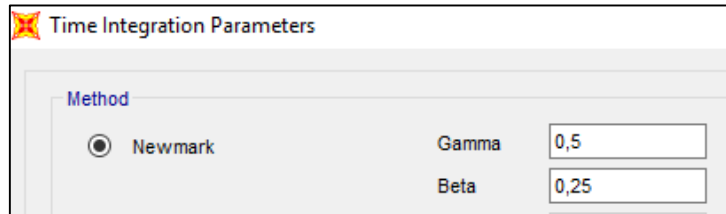


Figura 5.55. Implementación del método de aceleración constante media en SAP 2000

Indicar que también se realizaron cálculos mediante el método de la aceleración lineal, pero en alguna ocasión, los cálculos resultaron inestables por el cual se optó finalmente por implementar el método de la aceleración media constante.

El paso del tiempo utilizado ha sido $\Delta t = 0.01 \text{ s}$ aunque se realizaron simulaciones con otros paso del tiempo para analizar la sensibilidad de los resultados. Se realizaron cálculos de validación analizando la sensibilidad con los siguientes pasos de tiempo:

- $\Delta t_1 = 0.005 \text{ s} (\frac{1}{2} \Delta t)$
- $\Delta t_3 = 0.003 \text{ s} (\approx \frac{1}{4} \Delta t)$
- $\Delta t_2 = 0.02 \text{ s} (2\Delta t)$

Los resultados obtenidos fueron los mismos en todos los casos confirmando así la estabilidad de los cálculos. A modo de ejemplo de la verificación realizada, se representan las historias temporales de aceleración y desplazamientos (Figura 5.56 y Figura 5.57) para un nudo correspondiente al nivel de cubierta. Las historias temporales mostradas se corresponden al acelerograma 3 y se comprueba que en todos los casos los resultados obtenidos para cada paso del tiempo Δt_i son prácticamente idénticos habiendo una superposición casi perfecta de unas gráficas con otras:

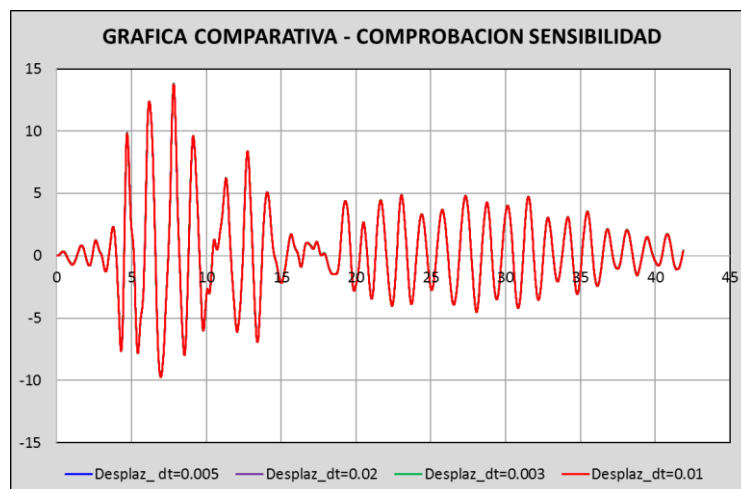


Figura 5.56. Estudio de sensibilidad. Desplazamientos con diferentes pasos de tiempo Δt

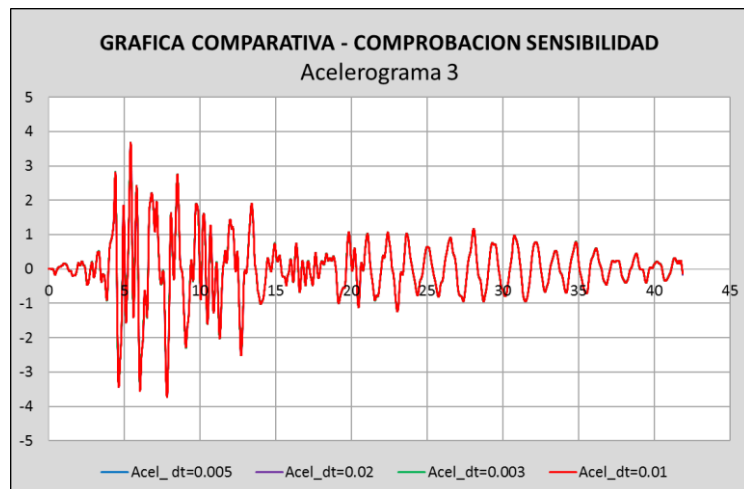


Figura 5.57. Estudio de sensibilidad. Aceleraciones con diferentes pasos de tiempo Δt

5.2.4 Acelerogramas

Para la realización de los cálculos dinámicos directos se construye una serie de acelerogramas artificiales a partir de terremotos reales siguiendo lo especificado en el EN1998-1.

Los acelerogramas deben generarse de forma que su espectro de respuesta se asimile con el espectro de respuesta elástico de proyecto calculado para un 5% de amortiguamiento de amortiguamiento viscoso.

El conjunto de acelerogramas utilizado debe cumplir las siguientes reglas [11]:

- Debe utilizarse un número mínimo de 3 acelerogramas. Sin embargo, cuando se realizan cálculos dinámicos directos no lineales, si la respuesta se obtiene a partir de, al menos, 7 acelerogramas el promedio de los valores de las respuestas obtenidas para todos ellos puede utilizarse como el valor de cálculo del efecto de la acción sísmica para realizar las comprobaciones correspondientes a los estados límites últimos. Por tanto, en el presente trabajo se utilizan 7 acelerogramas.
- La media de los valores de la respuesta espectral de la aceleración para el periodo $T=0$ (calculada a partir de los acelerogramas individuales) no debe ser menor del valor de $a_g \cdot S$ para el desplazamiento en cuestión.

Siendo:

$$a_g = \gamma \cdot a_{gr}$$

γ = Coeficiente de importancia.

a_{gr} = Aceleración de referencia máxima del suleo en un terreno tipo A (PGA).

S = Coeficiente de suelo.

- En el rango de periodos entre $0.2T_1$ y $2T_1$, donde T_1 es el periodo fundamental de la estructura en la dirección donde se aplica el acelerograma, ningún valor del espectro de respuesta promedio para el 5% de amortiguamiento, calculado a partir de todos los

acelerogramas, debe ser menor del 90% del valor correspondiente del espectro elástico de respuesta para el 5% de amortiguamiento.

Para el presente trabajo se han utilizado 7 acelerogramas reales y escalados según las reglas anteriores. Se adjuntan a continuación, uno a uno, los datos de los 7 acelerogramas utilizados, así como el espectro de respuesta calculado para cada uno de ellos:

❖ Acelerograma 1:

Ubicación del terremoto:	<i>Kalamata. Grecia</i>
Año del terremoto:	<i>1986</i>
PGA (<i>Peak Ground Aceleration</i>):	<i>0.24g</i>
dt (Paso del tiempo):	<i>0.01s</i>
Número de pasos:	<i>2034</i>
Duración del terremoto:	<i>20.34s</i>

Tabla 5.20. Datos acelerograma 1

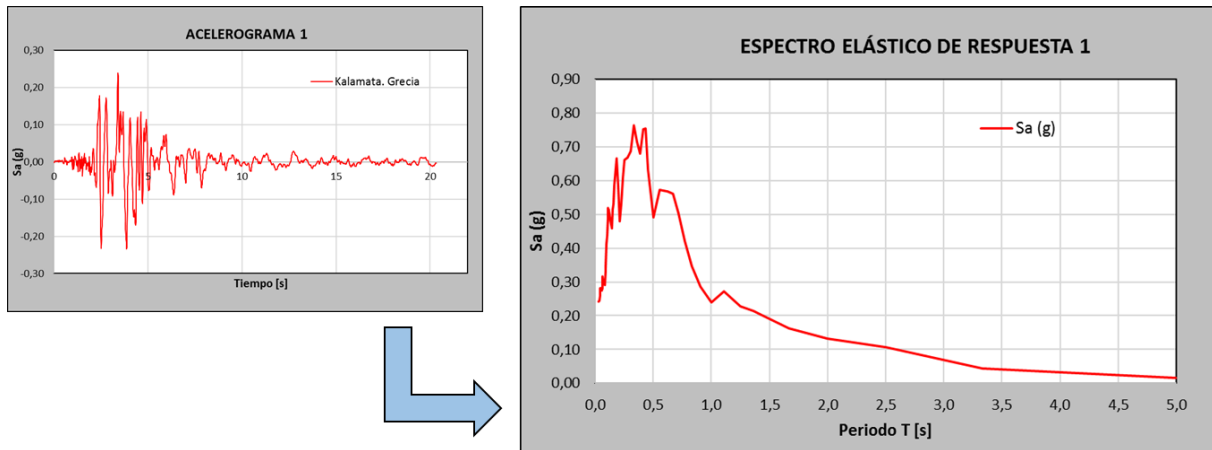


Figura 5.58. Acelerograma 1 y espectro de respuesta

❖ Acelerograma 2:

Ubicación del terremoto:	<i>Montenegro</i>
Año del terremoto:	<i>1979</i>
PGA (<i>Peak Ground Aceleration</i>):	<i>0.29g</i>
dt (<i>Paso del tiempo</i>):	<i>0.01s</i>
Número de pasos:	<i>4822</i>
Duración del terremoto:	<i>48.22s</i>

Tabla 5.21. Datos acelerograma 2

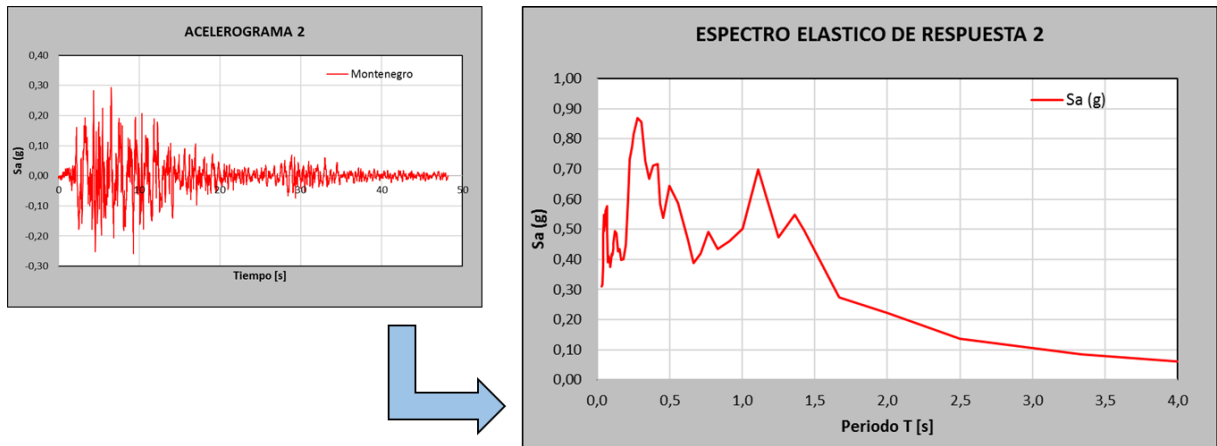


Figura 5.59. Acelerograma 2 y espectro de respuesta

❖ Acelerograma 3:

Ubicación del terremoto:	<i>Alikon. Grecia</i>
Año del terremoto:	<i>1981</i>
PGA (<i>Peak Ground Aceleration</i>):	<i>0.23g</i>
dt (<i>Paso del tiempo</i>):	<i>0.01s</i>
Número de pasos:	<i>4187</i>
Duración del terremoto:	<i>41.87s</i>

Tabla 5.22. Datos acelerograma 3

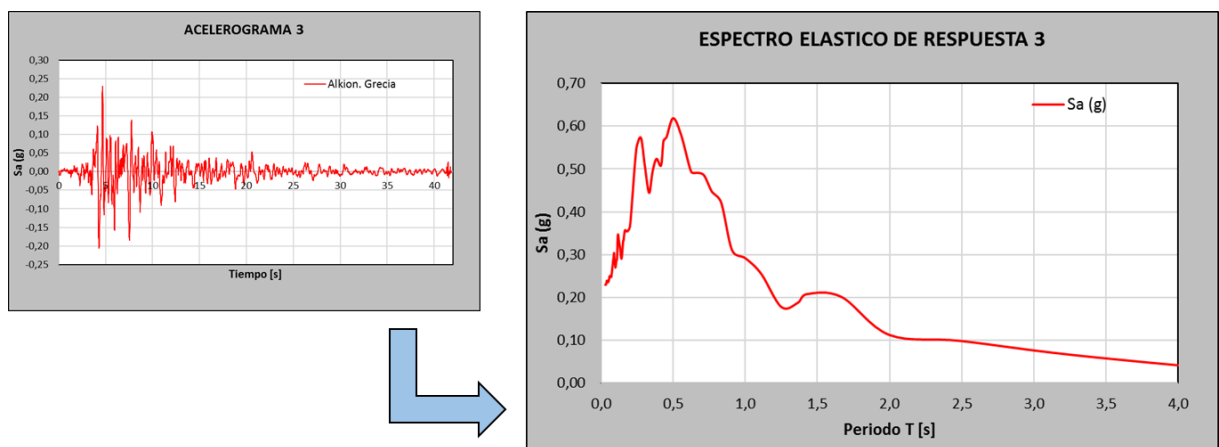


Figura 5.60. Acelerograma 3 y espectro de respuesta

❖ Acelerograma 4:

Ubicación del terremoto:	<i>Izmit I. Turquía</i>
Año del terremoto:	1999
PGA (<i>Peak Ground Aceleration</i>):	0.26g
dt (<i>Paso del tiempo</i>):	0.01s
Número de pasos:	15039
Duración del terremoto:	150.39s

Tabla 5.23. Datos acelerograma 4

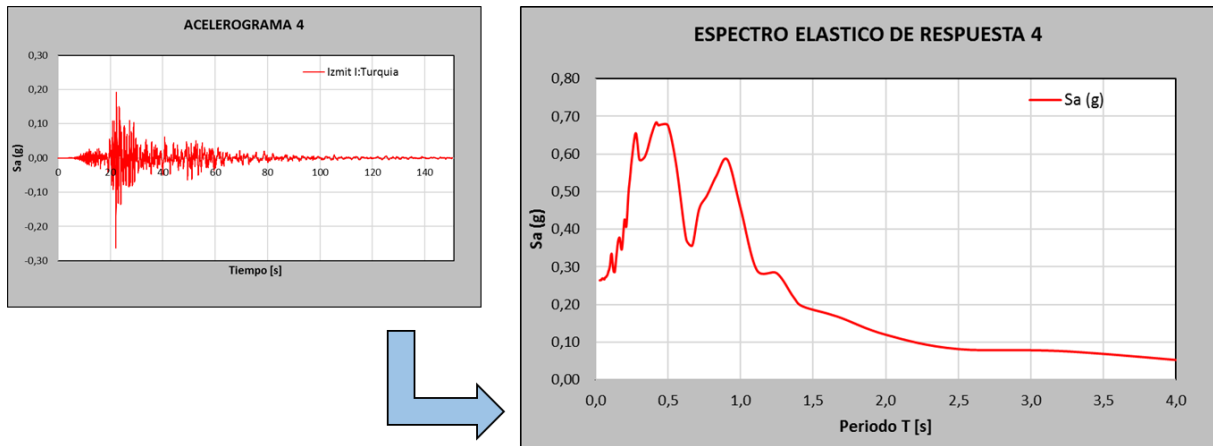


Figura 5.61. Acelerograma 4 y espectro de respuesta

❖ Acelerograma 5:

Ubicación del terremoto:	<i>Pyrgos. Grecia</i>
Año del terremoto:	1993
PGA (<i>Peak Ground Aceleration</i>):	0.15g
dt (<i>Paso del tiempo</i>):	0.01s
Número de pasos:	2564
Duración del terremoto:	25.64s

Tabla 5.24. Datos acelerograma 5

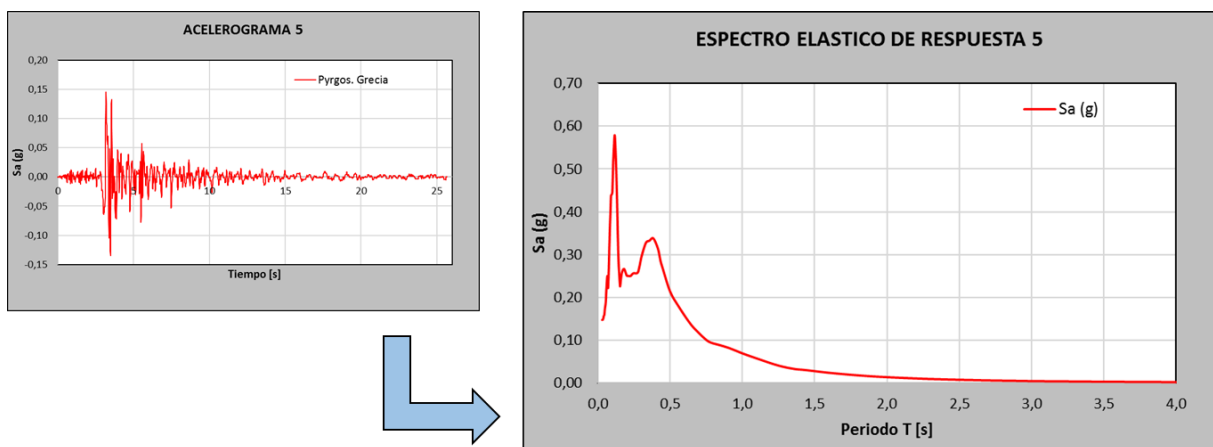


Figura 5.62. Acelerograma 5 y espectro de respuesta

❖ Acelerograma 6:

Ubicación del terremoto:	<i>Izmit II. Turquía</i>
Año del terremoto:	1999
PGA (<i>Peak Ground Aceleration</i>):	0.30g
dt (<i>Paso del tiempo</i>):	0.01s
Número de pasos:	13579
Duración del terremoto:	135.79s

Tabla 5.25. Datos acelerograma 6

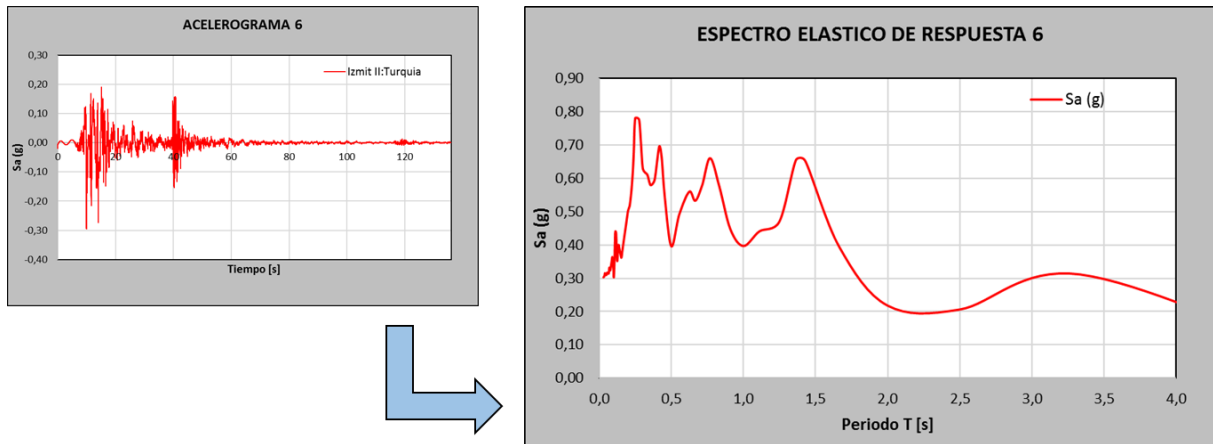


Figura 5.63. Acelerograma 6 y espectro de respuesta

❖ Acelerograma 7:

Ubicación del terremoto:	<i>Duzce. Turquía</i>
Año del terremoto:	1999
PGA (<i>Peak Ground Aceleration</i>):	0.38g
dt (<i>Paso del tiempo</i>):	0.01s
Número de pasos:	2589
Duración del terremoto:	25.89s

Tabla 5.26. Datos acelerograma 7

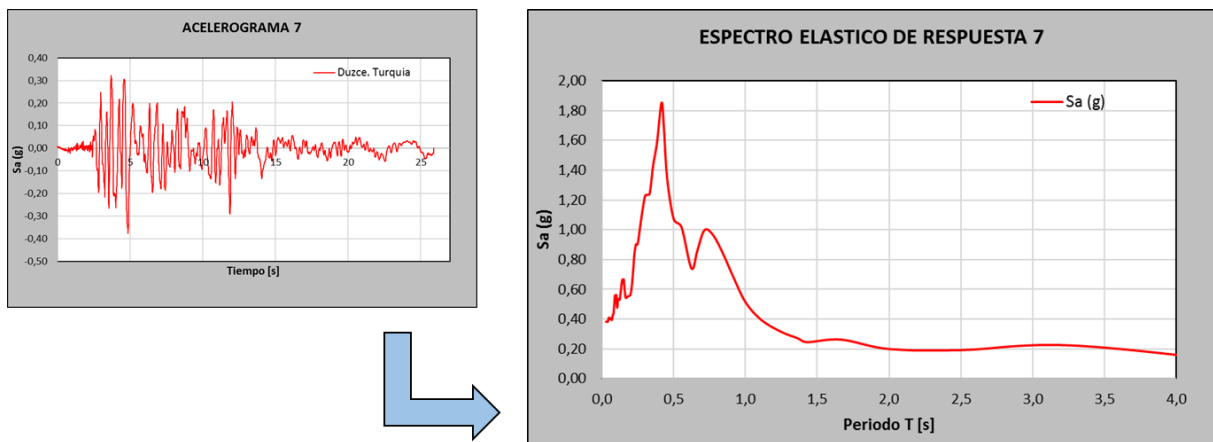


Figura 5.64. Acelerograma 7 y espectro de respuesta

Una vez calculados los espectros de respuesta correspondientes a los 7 acelerogramas se procede a realizar el promedio, punto a punto, de todos los espectros escalando previamente cada uno de ellos para cumplir las reglas indicadas anteriormente.

Los factores de escala aplicados a cada acelerograma son los siguientes:

	Ubicación	F.Escala
Acelerograma 1	Kalamata. Grecia	2,00
Acelerograma 2	Montenegro	1,00
Acelerograma 3	Alkion. Grecia	1,25
Acelerograma 4	Izmit I:Turquia	1,30
Acelerograma 5	Pyrgos. Grecia	3,00
Acelerograma 6	Izmit II:Turquia	1,05
Acelerograma 7	Duzce. Turquia	0,90

Tabla 5.27. Factores de escala aplicados a los acelerogramas

En la figura 5.65 se ilustran, en una misma gráfica, los 7 espectros de respuesta correspondiente a cada acelerograma corregido por el correspondiente factor de escala. También se representan el espectro elástico de proyecto (línea continua roja) y el espectro de respuesta promedio de los 7 terremotos (línea discontinua azul).

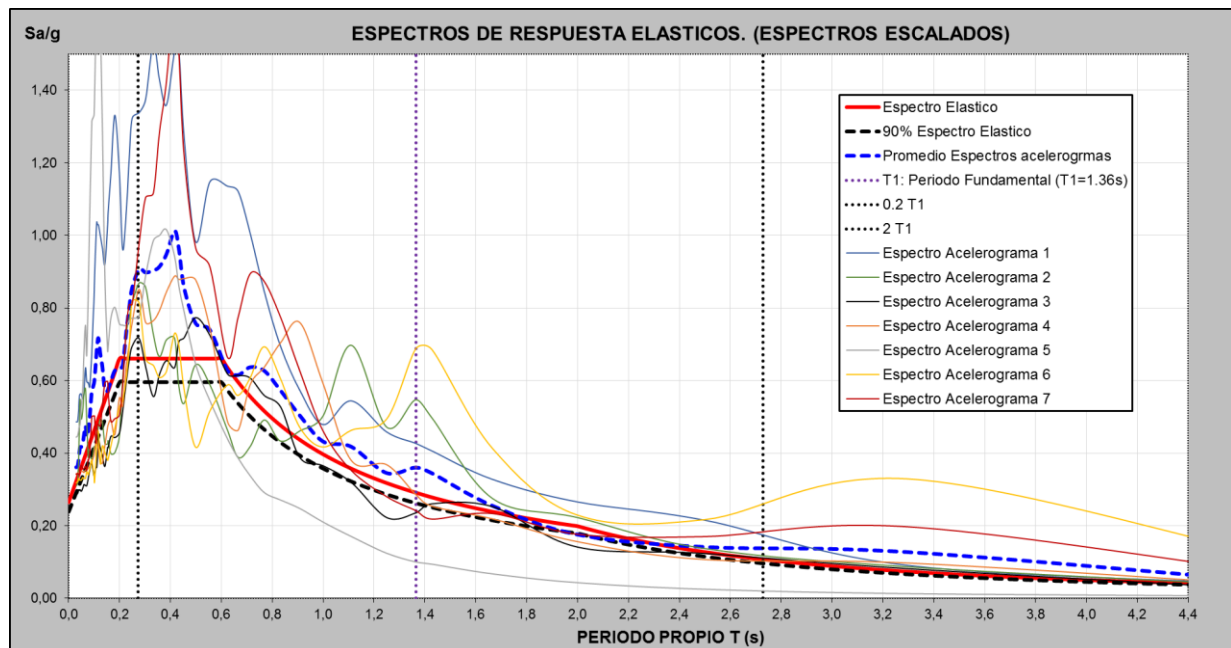


Figura 5.65. Espectros de respuesta de acelerogramas. Promedio

En línea negra discontinua se representa el espectro correspondiente al 90% del espectro elástico de proyecto. Se puede observar que el espectro de respuesta promedio, en el intervalo comprendido entre $0.2T_1$ y $2T_1$, está siempre por encima del 90% del espectro elástico de proyecto.

Por tanto, mediante los factores de escala utilizados se cumple todas las reglas establecidas en el EN 1998-1.

Se introducen en el programa SAP 2000 los acelerogramas escalados y se realizan los cálculos dinámicos directos.

5.2.5 Resultados (DCM y DCH)

5.2.5.1 Resultados numéricos

Se desglosan a continuación los resultados numéricos obtenidos para el prototipo estructural armado para los dos niveles de ductilidad (DCM y DCH).

En primer lugar, es importante destacar que se observa una elevada dispersión en los resultados obtenidos según el acelerograma utilizado. Esto es motivado porque, si bien el espectro de respuesta promedio de todo los acelerogramas cumple las reglas del EN 1998-1, los espectros de respuesta de cada acelerograma son significativamente diferentes entre sí. Alguno de ellos, como por ejemplo el acelerograma 6, tiene una aceleración espectral muy alta en el periodo fundamental T_1 de la estructura (Figura 5.65) motivando que sea el acelerograma que impone mayores desplazamientos a la estructura (elevada respuesta en el modo 1). Otros, sin embargo, como el acelerograma 1 o 7, tienen altas aceleraciones espectrales en periodos cortos implicando que la contribución de los modos altos para dichos acelerogramas sea mayor y en consecuencia sea los acelerogramas que imponen mayores aceleraciones absolutas en los niveles.

El acelerograma 3 es el que tiene, de entre todos los utilizados, un espectro de respuesta más equiparable al espectro de proyecto y, por tanto, será el más adecuado para comparar resultados numéricos con los obtenidos mediante otros métodos de cálculo (cálculos dinámicos lineales y cálculos estáticos no lineales). Dichas comparaciones se realizarán en próximos apartados de este informe (Apartado 6.1).

✓ **Desplazamientos horizontales.**

➤ Para ductilidad alta (DCM), $q=3.90$:

Se han obtenido los desplazamientos horizontales máximos en todos los niveles y para todos los acelerogramas y posteriormente, se ha calculado el desplazamiento promedio de todos ellos.

En la Tabla 5.28 y Figura 5.66 se ilustran los desplazamientos máximos obtenidos. Destacar que son los desplazamientos máximos por nivel no siendo necesariamente concomitantes en un mismo instante de tiempo.

	DESPLAZAMIENTOS POR PLANTA Y ACELEROGRAMA[cm] - MÁXIMOS EN INSTANTES DIFERENTES									
	h [m]	Acelerograma 1	Acelerograma 2	Acelerograma 3	Acelerograma 4	Acelerograma 5	Acelerograma 6	Acelerograma 7	Promedio [cm]	Desviacion típica
Nivel 6	19,5	18,64	20,56	13,74	13,61	6,27	23,00	13,10	15,56	5,20
Nivel 5	16,5	17,83	19,92	12,75	13,00	5,20	22,19	12,07	14,71	5,31
Nivel 4	13,5	16,33	18,53	11,02	11,68	5,22	20,37	10,34	13,36	4,90
Nivel 3	10,5	13,77	15,94	8,65	9,51	5,00	17,70	7,90	11,21	4,31
Nivel 2	7,5	10,38	11,98	6,00	6,58	4,07	13,77	6,16	8,42	3,35
Nivel 1	4,5	6,20	6,99	3,33	3,41	2,37	8,24	3,72	4,89	2,06
Cimentacion	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 5.28. Desplazamientos máximos horizontales. Cálculos dinámicos directos. (DCM)

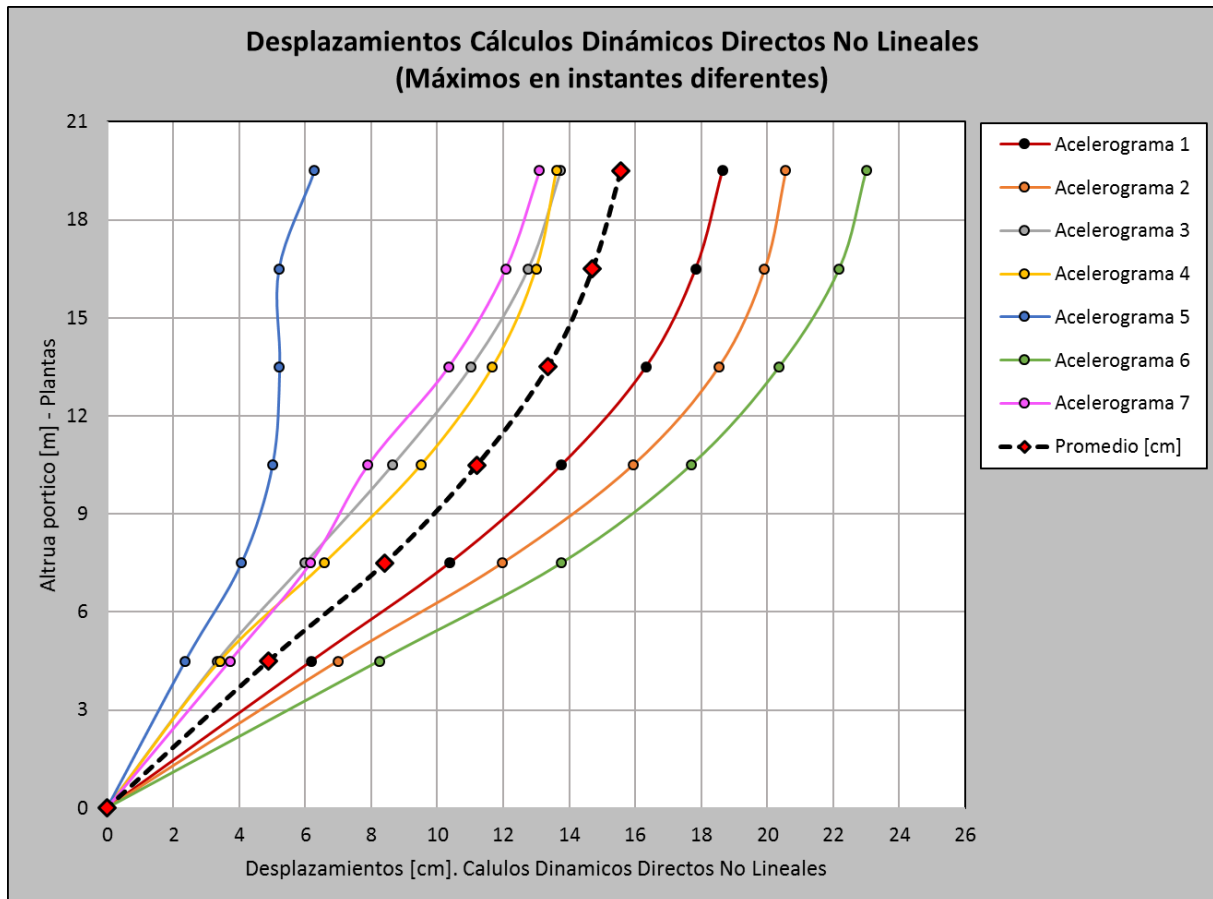


Figura 5.66. Desplazamientos máximos horizontales. Cálculos dinámicos directos. (DCM)

A continuación, en la Tabla 5.29 y Figura 5.67, se adjuntan los desplazamientos concomitantes con el máximo desplazamiento que se produce en el último nivel. Asumiendo que el primer modo de vibración es el que más contribuye a la respuesta total de la estructura, se puede asimilar entonces que estos desplazamientos serán los correspondientes a la contribución del primer modo de vibración. Se observa que los desplazamientos así obtenidos son muy parecidos a los máximos no concomitantes confirmándose que el modo 1 es el que gobierna el movimiento de la estructura.

DESPLAZAMIENTOS POR PLANTA Y ACELEROGRAMA[cm] - MAXIMOS EN MISMO INSTANTE (MOD0 1)										
	h [m]	Acelerograma 1	Acelerograma 2	Acelerograma 3	Acelerograma 4	Acelerograma 5	Acelerograma 6	Acelerograma 7	Promedio [cm]	Desviacion típica
Nivel 6	19,5	18,64	20,56	13,74	13,61	6,27	23,00	13,10	15,56	5,20
Nivel 5	16,5	17,83	19,92	12,75	13,00	5,17	22,18	12,05	14,70	5,31
Nivel 4	13,5	16,33	18,52	10,96	11,68	3,70	20,29	10,27	13,11	5,27
Nivel 3	10,5	13,73	15,89	8,33	9,50	2,23	16,86	7,80	10,62	4,80
Nivel 2	7,5	10,05	11,87	5,33	6,56	1,07	12,15	5,11	7,45	3,78
Nivel 1	4,5	5,66	6,84	2,60	3,41	0,37	6,82	2,58	4,04	2,28
Cimentacion	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 5.29. Desplazamientos máximos horizontales concomitantes. Cálculos dinámicos directos. (DCM)

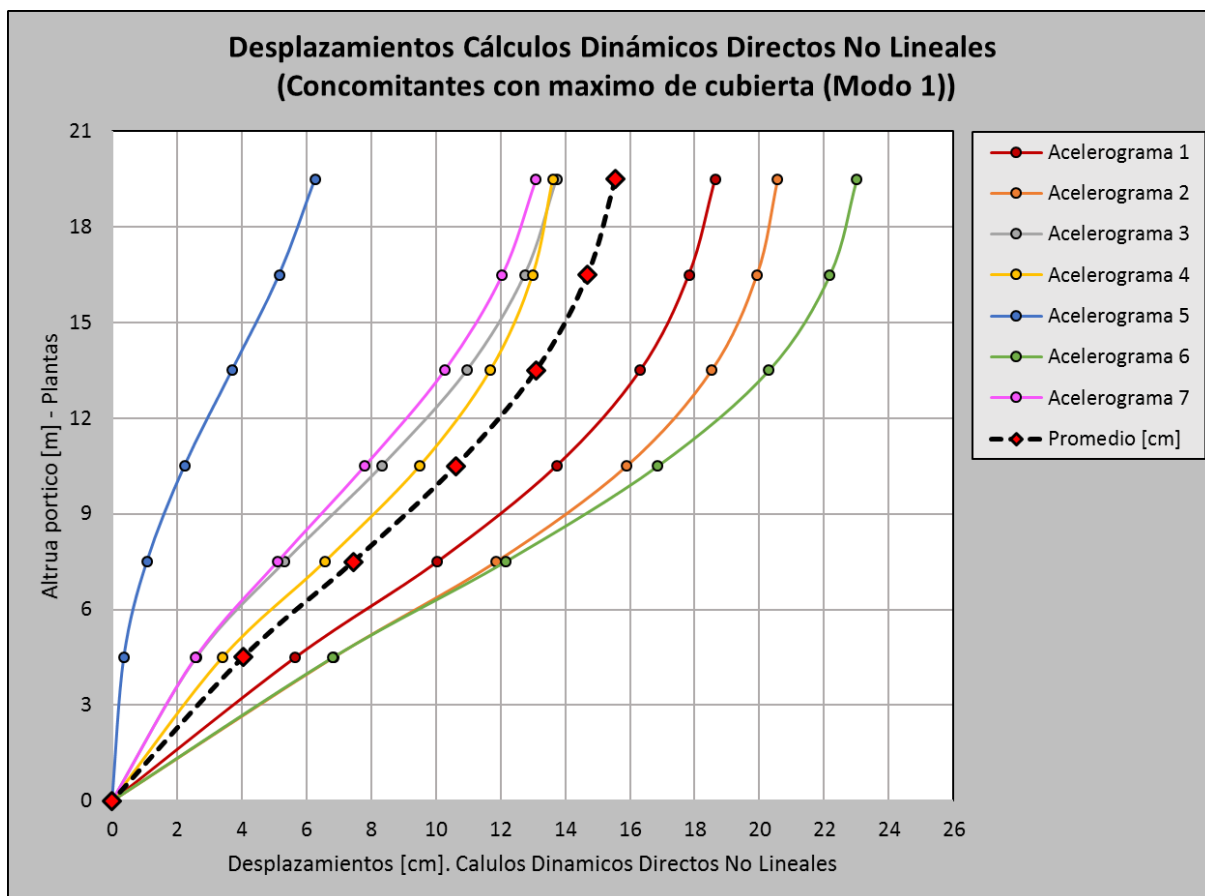


Figura 5.67. Desplazamientos máximos horizontales concomitantes. Cálculos dinámicos directos. (DCM)

A continuación, en la Figura 5.68, se muestran exclusivamente los desplazamientos promedio por nivel \pm la desviación típica σ calculada para ambos casos (máximos concomitantes en el tiempo y no concomitantes):

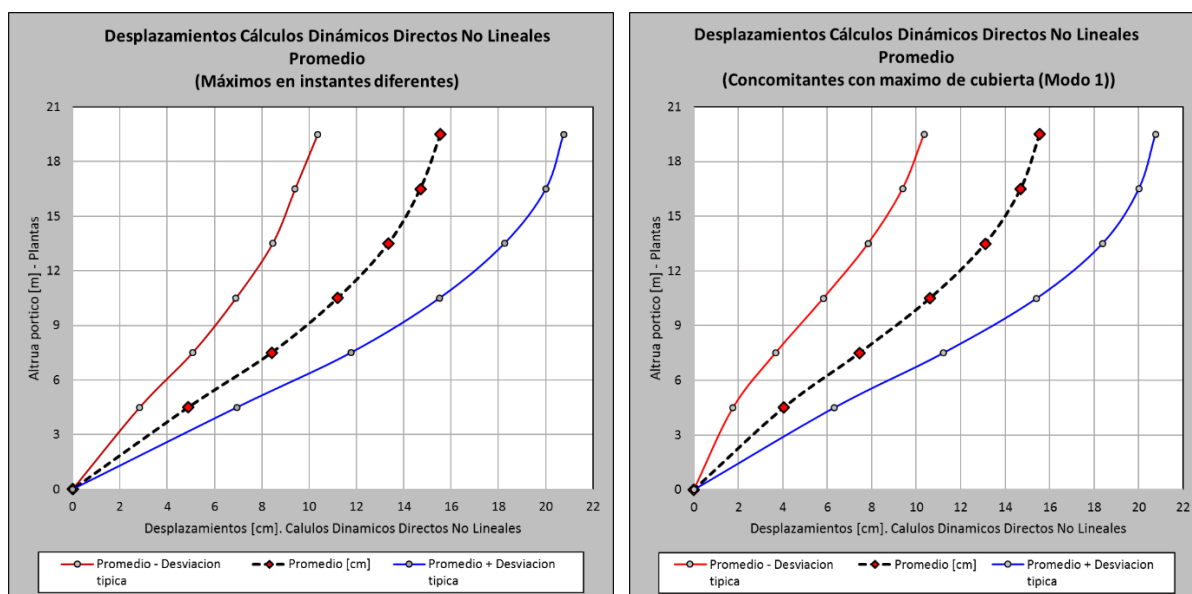


Figura 5.68. Desplazamientos horizontales (Promedios). Cálculos dinámicos directos. (DCM)

➤ Para ductilidad media (DCH), $q=5.85$:

Se incluyen en primer lugar los desplazamientos máximos por nivel no concomitantes en un mismo instante de tiempo:

DESPLAZAMIENTOS POR PLANTA Y ACELEROGRAMA[cm] - MAXIMOS EN INSTANTES DIFERENTES										
	h [m]	Acelerograma 1	Acelerograma 2	Acelerograma 3	Acelerograma 4	Acelerograma 5	Acelerograma 6	Acelerograma 7	Promedio [cm]	Desviacion típica
Nivel 6	19,5	16,25	17,92	13,13	13,01	5,41	21,50	12,59	14,26	4,69
Nivel 5	16,5	15,68	17,48	12,28	12,52	5,06	21,04	11,82	13,70	4,69
Nivel 4	13,5	14,73	16,33	10,48	11,51	5,25	19,88	10,35	12,65	4,41
Nivel 3	10,5	12,95	14,17	7,84	9,62	4,97	17,59	8,58	10,82	3,99
Nivel 2	7,5	9,92	10,99	5,46	6,93	4,04	13,91	6,84	8,30	3,20
Nivel 1	4,5	5,78	6,67	3,08	3,86	2,42	8,57	4,39	4,97	2,00
Cimentacion	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 5.30. Desplazamientos máximos horizontales. Cálculos dinámicos directos. (DCH)

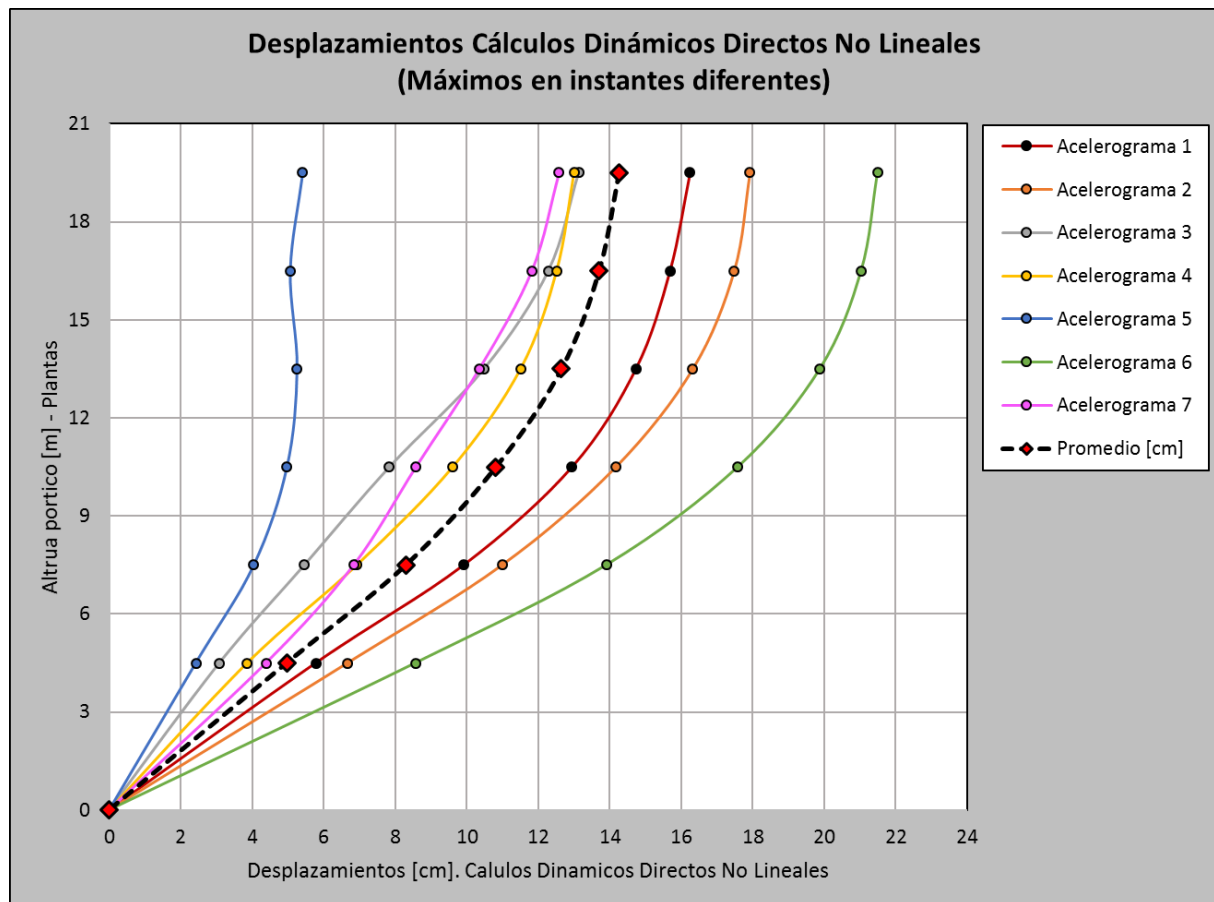


Figura 5.69. Desplazamientos máximos horizontales. Cálculos dinámicos directos. (DCH)

Los desplazamientos máximos concomitantes con el máximo que se produce en el último nivel son:

DESPLAZAMIENTOS POR PLANTA Y ACELEROGRAMA [cm] - MAXIMOS EN MISMO INSTANTE (MODO 1)										
	h [m]	Acelerograma 1	Acelerograma 2	Acelerograma 3	Acelerograma 4	Acelerograma 5	Acelerograma 6	Acelerograma 7	Promedio [cm]	Desviacion típica
Nivel 6	19,5	16,25	17,92	13,13	13,01	5,41	21,50	12,59	14,26	4,69
Nivel 5	16,5	15,65	17,48	12,28	12,52	4,68	21,04	11,80	13,63	4,79
Nivel 4	13,5	14,35	16,32	10,47	11,49	3,50	19,87	10,25	12,32	4,83
Nivel 3	10,5	12,10	14,17	7,72	9,56	2,33	17,57	7,94	10,20	4,59
Nivel 2	7,5	9,17	10,97	4,84	6,86	1,51	13,89	5,38	7,52	3,85
Nivel 1	4,5	5,46	6,63	2,38	3,81	0,81	8,57	2,89	4,36	2,48
Cimentacion	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 5.31. Desplazamientos máximos horizontales concomitantes. Cálculos dinámicos directos. (DCH)

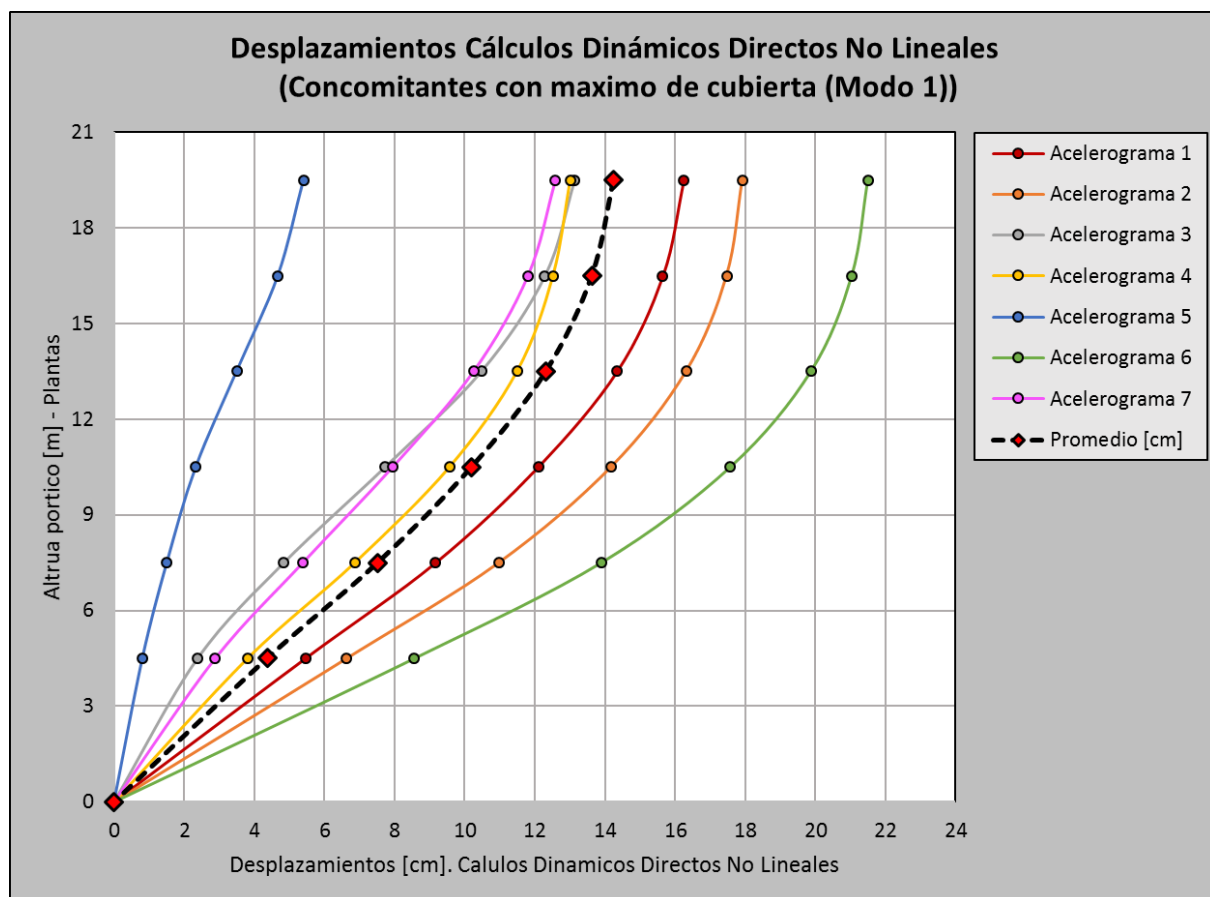


Figura 5.70. Desplazamientos máximos horizontales concomitantes. Cálculos dinámicos directos. (DCH)

En la Figura 5.71, se muestran exclusivamente los desplazamientos promedio por nivel \pm la desviación típica σ calculada:

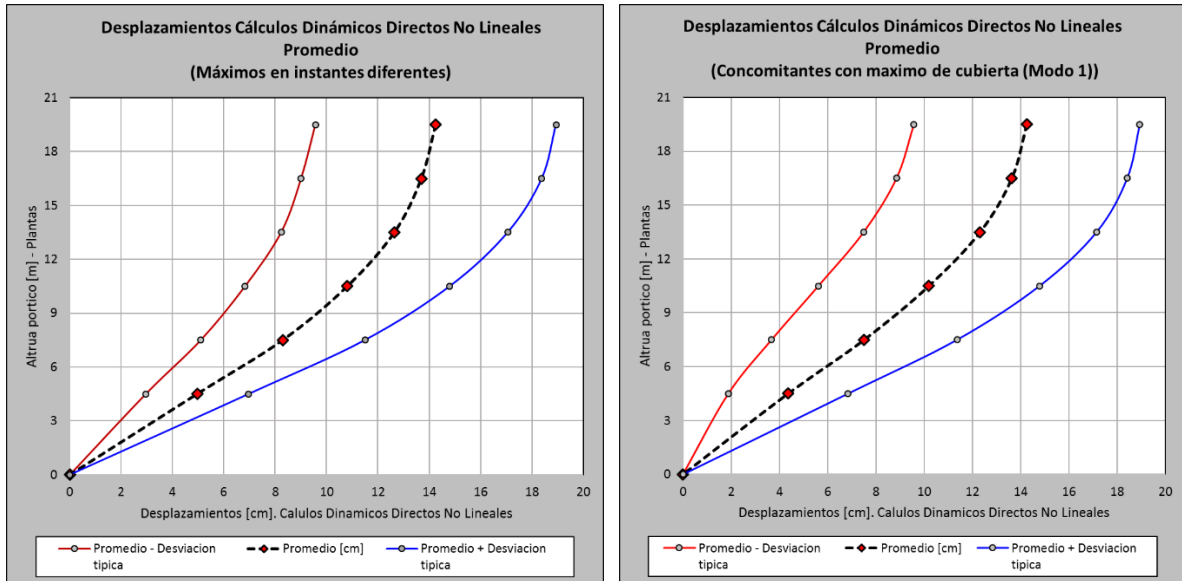


Figura 5.71. Desplazamientos horizontales (Promedios). Cálculos dinámicos directos. (DCH)

✓ **Cortante basal.**

✓ Para ductilidad alta (DCM), $q=3.90$:

Se obtienen del programa SAP 2000 las historias temporales completas de los cortantes basales del pórtico para cada uno de los acelerogramas. A modo de ejemplo se adjunta la historia temporal para el acelerograma 3 para el pórtico armado con nivel de ductilidad media:

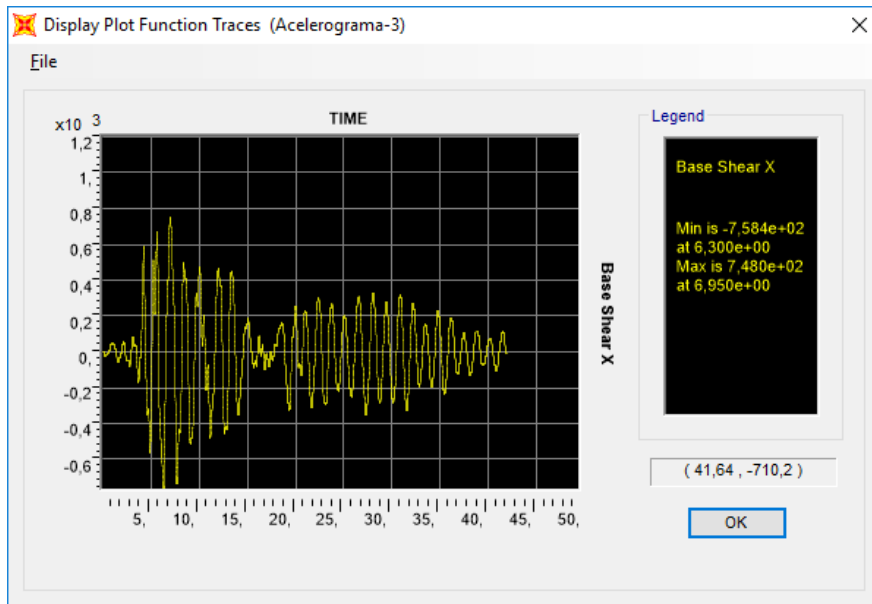


Figura 5.72. Historia temporal cortante basal. Acelerograma 3.

En la Tabla 5.32 se resumen los máximos cortantes basales obtenidos para cada acelerograma, así como el cortante promedio:

ACELEROGRAMA 1	ACELEROGRAMA 2	ACELEROGRAMA 3	ACELEROGRAMA 4	ACELEROGRAMA 5	ACELEROGRAMA 6	ACELEROGRAMA 7	PROMEDIO	Desviacion típica
Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	
937,3	808,8	758,4	750,4	688,0	868,0	809,8	803,0	75,88

Tabla 5.32. Cortantes basales. Cálculos dinámicos directos. (DCM)

✓ Para ductilidad media (DCH), $q=5.85$:

Los cortantes basales máximos por acelerograma y el promedio son los siguientes:

ACELEROGRAMA 1	ACELEROGRAMA 2	ACELEROGRAMA 3	ACELEROGRAMA 4	ACELEROGRAMA 5	ACELEROGRAMA 6	ACELEROGRAMA 7	PROMEDIO	Desviacion típica
Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	
751,3	661,3	597,3	597,3	610,1	727,7	679,2	660,6	58,13

Tabla 5.33. Cortantes basales. Cálculos dinámicos directos. (DCH)

✓ **Aceleraciones absolutas por nivel.**

➤ Para ductilidad alta (DCM), $q=3.90$:

Al igual que en el caso de los desplazamientos se adjuntan en primer lugar las máximas aceleraciones absolutas no concomitantes en un mismo instante de tiempo. Las aceleraciones indicadas están en valor absoluto:

	ACELERACIONES ABSOLUTAS POR PLANTA Y ACELEROGRAMA [m/s ²] - MAXIMOS EN INSTANTES DIFERENTES									Desviacion típica
	h [m]	Acelerograma 1	Acelerograma 2	Acelerograma 3	Acelerograma 4	Acelerograma 5	Acelerograma 6	Acelerograma 7	Media [m/s ²]	
Nivel 6	19,5	4,34	3,45	3,69	4,07	4,21	3,73	4,65	4,02	0,39
Nivel 5	16,5	2,63	2,75	2,73	2,92	2,25	2,79	2,97	2,72	0,22
Nivel 4	13,5	3,08	2,33	2,21	2,62	2,42	2,64	2,25	2,51	0,28
Nivel 3	10,5	4,13	2,68	2,97	3,02	3,01	2,34	4,28	3,20	0,67
Nivel 2	7,5	4,69	2,55	2,92	3,36	3,67	2,29	4,58	3,44	0,87
Nivel 1	4,5	3,10	2,44	2,47	3,63	2,63	2,02	4,00	2,90	0,66
Cimentacion	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 5.34. Aceleraciones máximas horizontales. Cálculos dinámicos directos. (DCM)

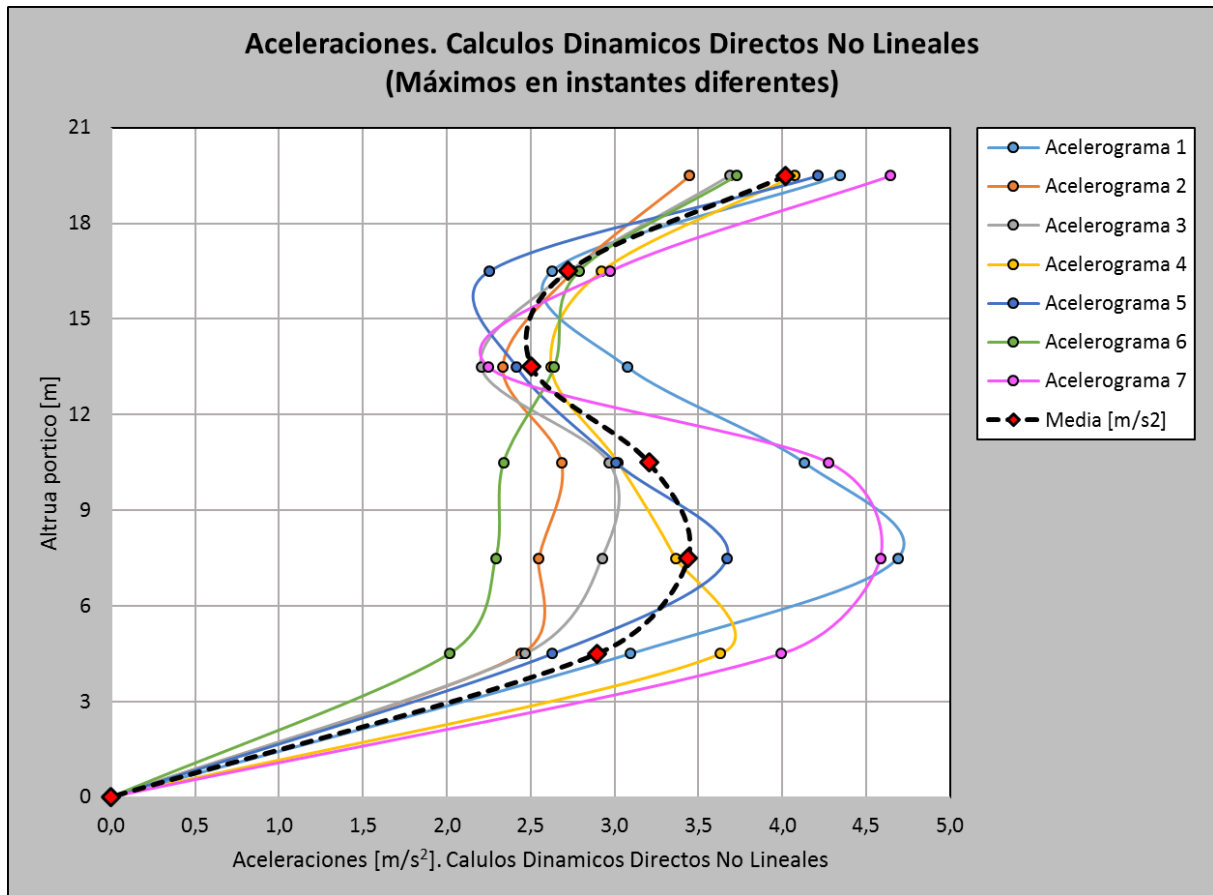


Figura 5.73. Aceleraciones máximas horizontales. Cálculos dinámicos directos. (DCM)

A continuación (Tabla 5.35 y Figura 5.74), se incluyen las aceleraciones concomitantes en el instante de tiempo donde se produce el máximo cortante basal. En este caso se muestra el signo de las aceleraciones y, dado que aparentemente dichas aceleraciones no se producen para el mismo modo de vibración en todos los acelerogramas, no se promedian los resultados.

Se observa que los valores de las aceleraciones concomitantes se reducen significativamente respecto a las máximas no concomitantes.

ACELERACIONES ABSOLUTAS POR NIVELES Y ACELEROGRAMA [m/s²]-[CONCOMITANTES PARA MAX CORTANTE BASAL]								
	h [m]	Acelerograma 1	Acelerograma 2	Acelerograma 3	Acelerograma 4	Acelerograma 5	Acelerograma 6	Acelerograma 7
Nivel 6	19,5	0,69	1,68	-1,38	0,67	-2,13	-1,88	0,31
Nivel 5	16,5	-0,96	1,80	-1,39	1,28	0,57	-1,71	0,82
Nivel 4	13,5	-3,00	1,90	-1,47	2,29	1,92	-1,80	1,72
Nivel 3	10,5	-3,41	1,72	-1,59	2,80	3,01	-1,99	2,30
Nivel 2	7,5	-2,82	1,60	-1,82	2,10	3,22	-2,04	2,50
Nivel 1	4,5	-2,98	1,19	-1,53	0,72	1,75	-1,53	2,19
Cimentacion	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 5.35. Aceleraciones máximas horizontales concomitantes. Cálculos dinámicos directos. (DCM)

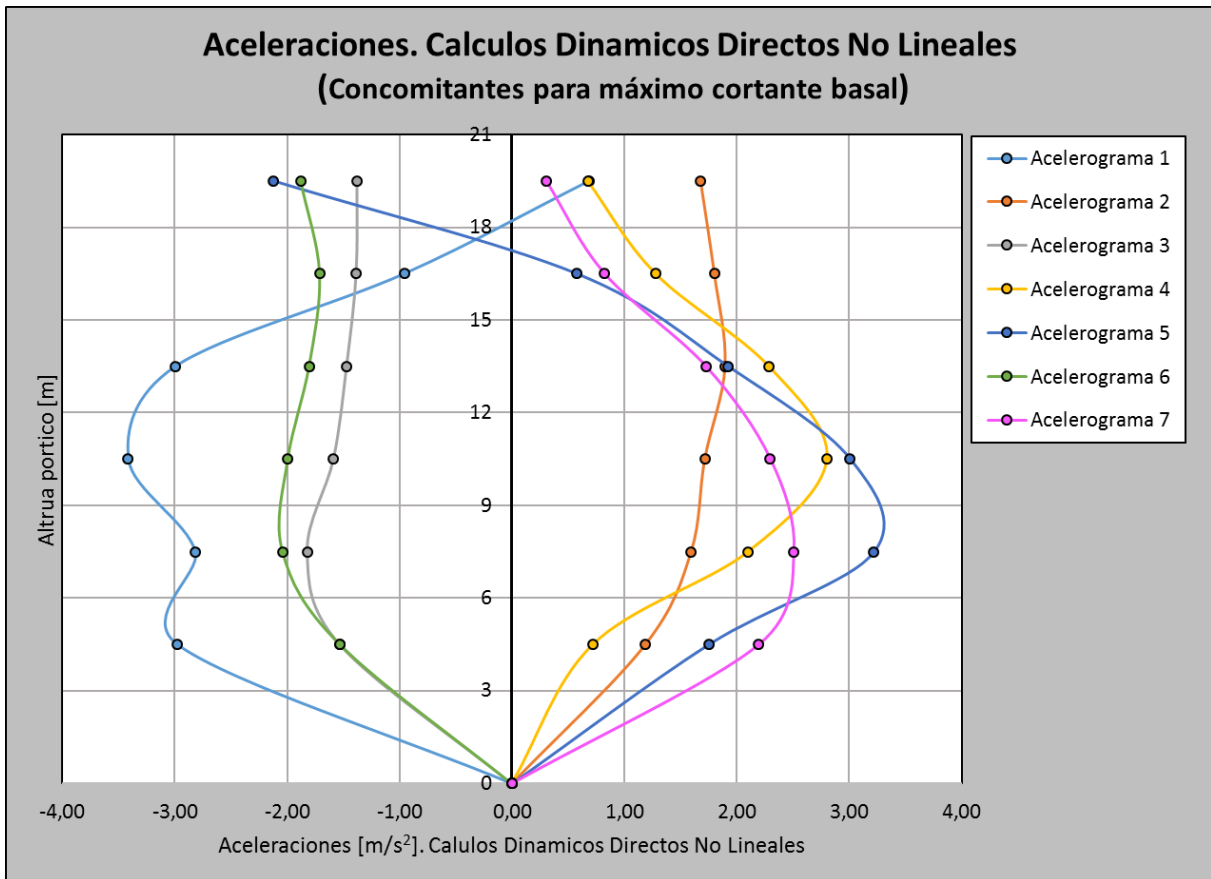


Figura 5.74. Aceleraciones máximas horizontales concomitantes. Cálculos dinámicos directos. (DCM)

De la gráfica anterior se comprueba que las aceleraciones concomitantes asociadas al máximo cortante basal no se corresponden necesariamente al modo 1 sino que los modos altos tienen una contribución significativa.

Finalmente se representan exclusivamente las aceleraciones máximas no concomitantes por nivel promediadas \pm la desviación típica σ :

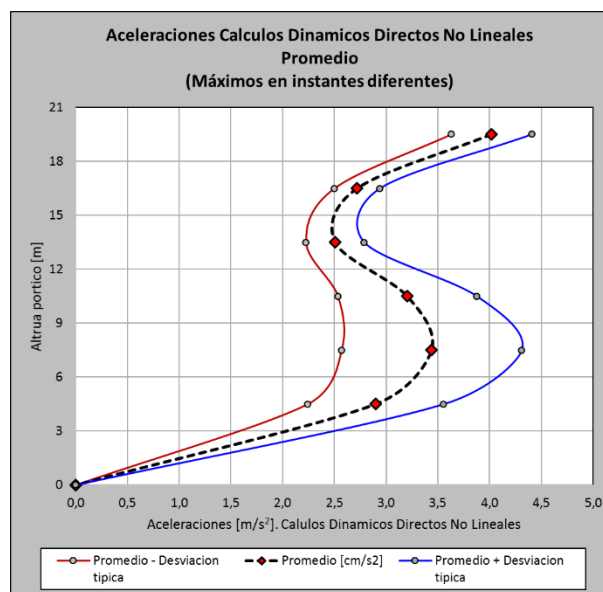


Figura 5.75. Aceleraciones horizontales máximas (Promedios). Cálculos dinámicos directos. (DCM)

➤ Para ductilidad media (DCH), $q=5.85$:

Las aceleraciones máximas por nivel no concomitantes en un mismo instante de tiempo son y en valor absoluto son:

ACELERACIONES ABSOLUTAS POR PLANTA Y ACELEROGRAMA [m/s ²] - MAXIMOS EN INSTANTES DIFERENTES										
	h [m]	Acelerograma 1	Acelerograma 2	Acelerograma 3	Acelerograma 4	Acelerograma 5	Acelerograma 6	Acelerograma 7	Media [m/s ²]	Desviacion típica
Nivel 6	19,5	4,21	3,04	3,41	3,79	4,15	3,15	4,06	3,69	0,45
Nivel 5	16,5	2,23	2,54	2,56	2,82	2,18	2,45	2,76	2,50	0,22
Nivel 4	13,5	2,52	1,93	2,01	2,34	2,29	2,06	2,14	2,18	0,19
Nivel 3	10,5	3,57	2,32	2,89	2,92	2,96	2,00	3,94	2,94	0,62
Nivel 2	7,5	4,65	2,41	2,82	3,33	3,47	1,88	4,29	3,26	0,91
Nivel 1	4,5	3,04	2,49	2,36	3,60	2,63	1,91	3,56	2,80	0,58
Cimentacion	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 5.36. Aceleraciones máximas horizontales. Cálculos dinámicos directos. (DCH)

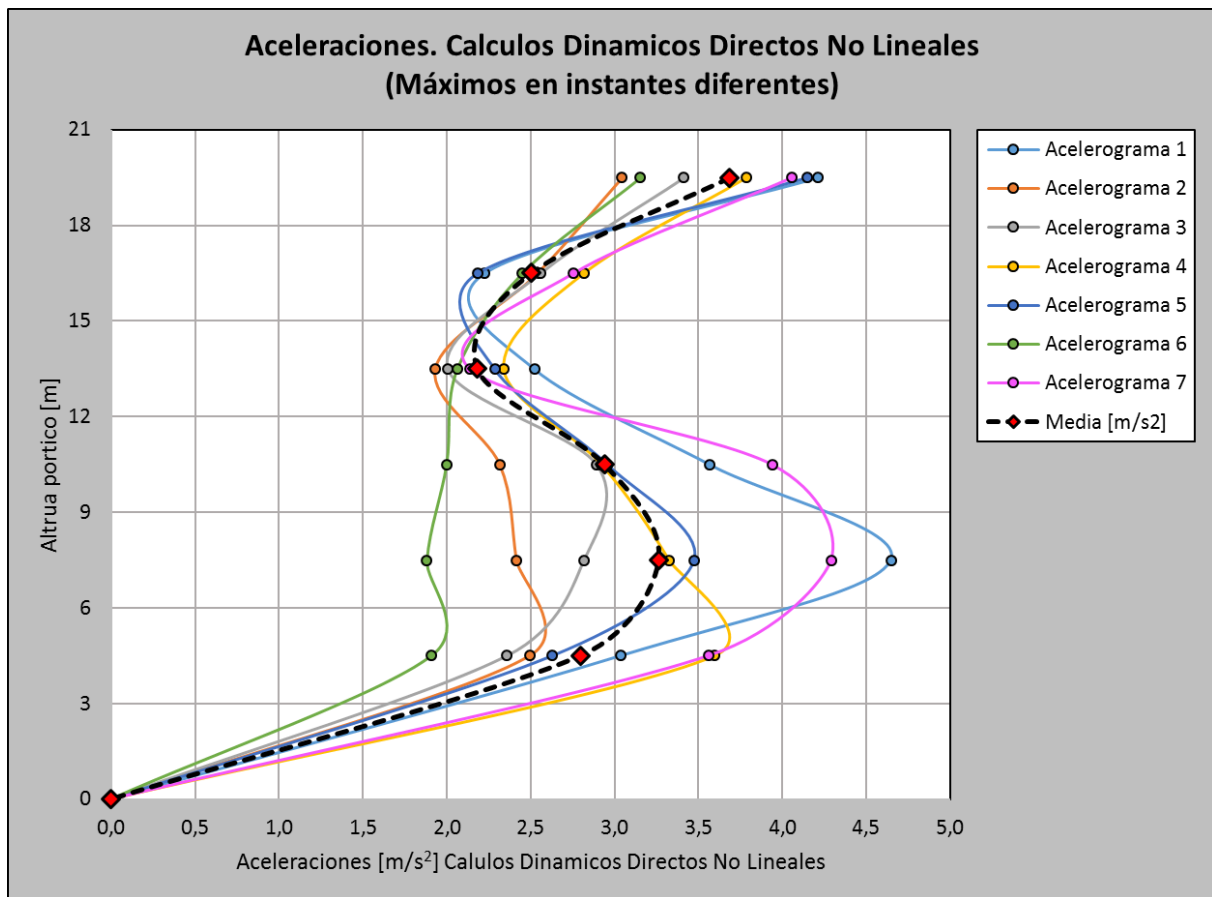


Figura 5.76. Aceleraciones máximas horizontales. Cálculos dinámicos directos. (DCH)

Las aceleraciones máximas concomitantes en el instante de tiempo donde se produce el máximo cortante basal son:

ACELERACIONES ABSOLUTAS POR NIVELES Y ACELEROGRAMA [m/s ²]-[CONCOMITANTES PARA MAX CORTANTE BASAL]								
	h [m]	Acelerograma 1	Acelerograma 2	Acelerograma 3	Acelerograma 4	Acelerograma 5	Acelerograma 6	Acelerograma 7
Nivel 6	19,5	0,40	1,07	-1,28	2,50	-2,10	1,32	0,89
Nivel 5	16,5	-0,91	1,48	0,18	2,02	0,62	1,40	0,68
Nivel 4	13,5	-2,14	1,77	1,82	1,38	1,97	1,33	0,93
Nivel 3	10,5	-2,66	1,60	2,70	0,82	2,82	1,37	1,72
Nivel 2	7,5	-2,52	1,32	2,55	0,65	2,74	1,65	2,28
Nivel 1	4,5	-2,45	0,98	1,35	0,35	1,37	1,89	1,89
Cimentacion	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 5.37. Aceleraciones máximas horizontales concomitantes. Cálculos dinámicos directos. (DCH)

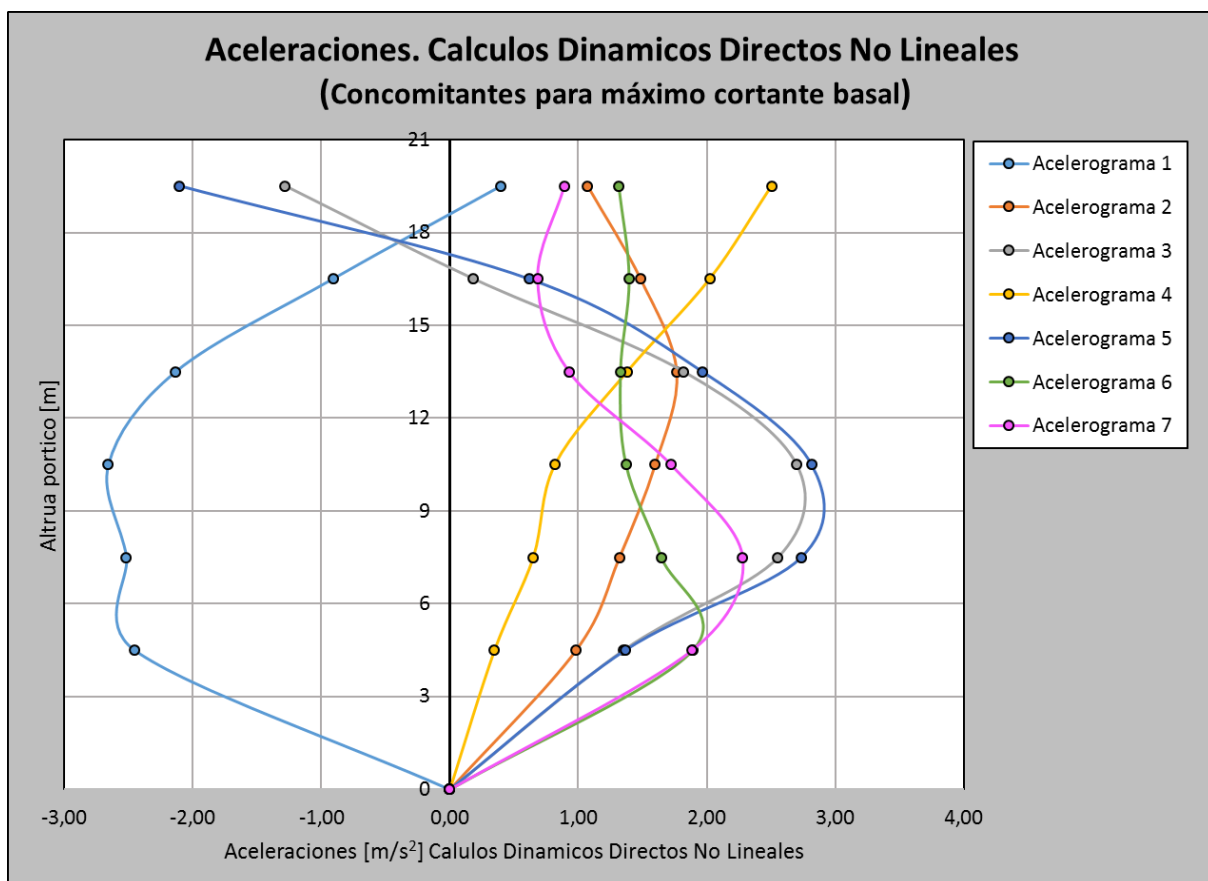


Figura 5.77. Aceleraciones máximas horizontales concomitantes. Cálculos dinámicos directos. (DCH)

Por último, las aceleraciones máximas no concomitantes por nivel promediadas \pm la desviación típica σ son:

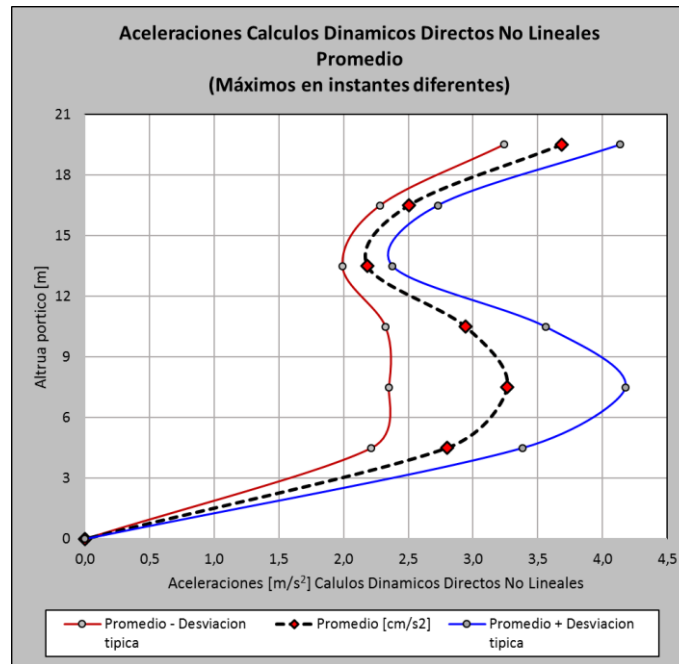


Figura 5.78. Aceleraciones máximas horizontales máximas (Promedios). Cálculos dinámicos directos. (DCH)

5.2.5.2 Comparativa entre DCM y DCH

Se comparan los resultados obtenidos mediante cálculos dinámicos directos para ambos niveles de ductilidad. Para esta comparación, en lo referente a desplazamientos y aceleraciones, se utilizan los promedios para todos los acelerogramas de los valores máximos no concomitantes.

✓ Desplazamientos horizontales.

	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS POR NIVELES (no concomitantes) [cm]		
	DCM	DCH	% Diferencia
	Promedio	Promedio	
Nivel 6	15,56	14,26	8,4%
Nivel 5	14,71	13,70	6,9%
Nivel 4	13,36	12,65	5,3%
Nivel 3	11,21	10,82	3,5%
Nivel 2	8,42	8,30	1,4%
Nivel 1	4,89	4,97	-1,5%

Tabla 5.38. Comparativa DCM vs DCH. Desplazamientos máximos. Cálculos dinámicos directos.

Se observa que la diferencia de desplazamientos para ambos niveles de ductilidad es poco significativa cifrándose en un 8% como máximo. Es este sentido los resultados van en consonancia con los obtenidos mediante los cálculos estáticos no lineales en los que también se obtenían diferencias poco relevantes entre ambos niveles de ductilidad.

✓ **Cortante basal.**

	ACELEROGRAMA 1	ACELEROGRAMA 2	ACELEROGRAMA 3	ACELEROGRAMA 4	ACELEROGRAMA 5	ACELEROGRAMA 6	ACELEROGRAMA 7	PROMEDIO
	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]	Max Cortante Base [kN]
DCM	937,3	808,8	758,4	750,4	688,0	868,0	809,8	803,0
DCH	751,3	661,3	597,3	597,3	610,1	727,7	679,2	660,6
% Diferencia	19,8%	18,2%	21,2%	20,4%	11,3%	16,2%	16,1%	17,7%

Tabla 5.39. Comparativa DCM vs DCH. Máximos cortantes basales. Cálculos dinámicos directos.

La diferencia entre los cortantes basales obtenidos para ambos niveles de ductilidad se cifra como media en el 17.7% siendo menores los cortantes para el nivel de ductilidad alto (DCH). Estas diferencias también se asemejan a las obtenidas mediante cálculos estáticos no lineales.

✓ **Aceleraciones absolutas por nivel.**

	ACELERACIONES ABSOLUTAS MÁXIMAS POR NIVELES (no concomitantes) [m/s ²]		
	DCM	DCH	% Diferencia
	Promedio	Promedio	
Nivel 6	4,02	3,69	8,3%
Nivel 5	2,72	2,50	8,0%
Nivel 4	2,51	2,18	12,9%
Nivel 3	3,20	2,94	8,2%
Nivel 2	3,44	3,26	5,1%
Nivel 1	2,90	2,80	3,5%

Tabla 5.40. Comparativa DCM vs DCH. Aceleraciones máximas. Cálculos dinámicos directos.

Las diferencias entre aceleraciones absolutas máximas por planta obtenidas para ambos niveles de ductilidad se sitúan entre el 3% y el 13% siendo menores las aceleraciones para el nivel de ductilidad alto (DCH).

6. CAPITULO 6: CONCLUSIONES

6.1 COMPARATIVA ENTRE LOS DIFERENTES MÉTODOS DE CÁLCULO EMPLEADOS

Se incluye en este apartado una comparativa de los resultados numéricos obtenidos mediante los diferentes métodos de cálculos desarrollados en este trabajo (desplazamientos, cortantes basales y aceleraciones absolutas). No se incluyen los resultados correspondientes a los cálculos estáticos lineales mediante los métodos simplificados del EN 1998-1 y la NCSE-02 al considerarse que no son representativos de la respuesta de la estructura debido al carácter conservador de los mismos.

Respecto a las comparativas realizadas indicar lo siguiente:

- Los resultados para los cálculos estáticos no lineales (*Capacity Spectrum Method*) incluyen la contribución de los modos altos obtenida mediante el método aproximado desarrollado en [5.1.6](#).
- Para una mejor interpretación de los resultados, en el caso de los cálculos dinámicos directos, se incluyen en las comparativas las siguientes variantes:
 - ✓ Para el caso de desplazamientos:
 - Resultados promediados para todos los acelerogramas correspondientes a los máximos valores por niveles no concomitantes en un mismo instante de tiempo.
 - Resultados promediados para todos los acelerogramas correspondientes a los valores concomitantes con el máximo que se produce en el nivel de cubierta. Se puede asimilar que estos desplazamientos serán los correspondientes a la contribución del primer modo de vibración.
 - Resultados para el acelerograma 3 correspondientes a los máximos valores por niveles no concomitantes en un mismo instante de tiempo.
 - Resultados para el acelerograma 3 correspondientes a los valores concomitantes con el máximo que se produce en el nivel de cubierta (equiparable a modo 1).
 - ✓ Para el caso de cortantes basales:
 - Resultados promediados para todos los acelerogramas.
 - Resultados para el acelerograma 3.
 - ✓ Para el caso de aceleraciones:
 - Resultados promediados para todos los acelerogramas correspondientes a los máximos valores por niveles no concomitantes en un mismo instante de tiempo.
 - Resultados para el acelerograma 3 correspondientes a los máximos valores por niveles no concomitantes en un mismo instante de tiempo.
 - Resultados para el acelerograma 3 correspondientes a los valores concomitantes en el instante de tiempo donde se produce el máximo cortante basal.

Se incluyen en todos los casos los resultados correspondientes al acelerograma 3 debido que es el acelerograma, de entre todos los utilizados, cuyo espectro de respuesta es más equiparable con el espectro de proyecto y por lo tanto los resultados obtenidos son los más adecuados para compararlos con los obtenidos mediante otros métodos de cálculo.

- Las comparativas se realizan para los dos niveles de ductilidad aplicados (DCM y DCH).

Se incluyen a continuación las comparaciones realizadas:

✓ **Desplazamientos horizontales.**

En la Tabla 6.1 se observa, como ya se había concluido en el apartado 5.1.7.2, que existe una disminución en los desplazamientos obtenidos al aplicar cálculos estáticos no lineales frente a los cálculos dinámicos lineales. Igualmente se aprecia que los resultados obtenidos en los cálculos dinámicos directos tienen, en todos los casos, una buena correspondencia con los obtenidos mediante el *Capacity Spectrum Method* (Cálculos estáticos no lineales).

PORTICO ARMADO CON NIVEL DUCTILIDAD MEDIA (DCM)	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN NIVELES [cm] - COMPARATIVA METODOS					
	Nivel	Cálculos dinámicos lineales [<i>Análisis Modal Espectral</i>]	Cálculos Estáticos no lineales [<i>Capacity Spectrum Method</i>]	Cálculos dinámicos directos no lineales		
				PROMEDIO (7 Acelerogramas) Valores máximos no concomitantes	PROMEDIO (7 Acelerogramas) Valores máximos concomitantes (Modo 1)	ACELERAGRAMA 3 Valores máximos no concomitantes
Nivel 6	17,12	14,53	15,56	15,56	13,74	13,74
Nivel 5	16,03	13,78	14,71	14,70	12,75	12,75
Nivel 4	14,12	12,48	13,36	13,11	11,02	10,96
Nivel 3	11,51	10,42	11,21	10,62	8,65	8,33
Nivel 2	8,23	7,54	8,42	7,45	6,00	5,33
Nivel 1	4,49	4,16	4,89	4,04	3,33	2,60

Tabla 6.1. Desplazamientos horizontales por niveles (DCM). Comparativa métodos de cálculos

PORTICO ARMADO CON NIVEL DUCTILIDAD ALTA (DCH)	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN NIVELES [cm] - COMPARATIVA METODOS					
	Nivel	Cálculos dinámicos lineales [<i>Análisis Modal Espectral</i>]	Cálculos Estáticos no lineales [<i>Capacity Spectrum Method</i>]	Cálculos dinámicos directos no lineales		
				PROMEDIO (7 Acelerogramas) Valores máximos no concomitantes	PROMEDIO (7 Acelerogramas) Valores máximos concomitantes (Modo 1)	ACELERAGRAMA 3 Valores máximos no concomitantes
Nivel 6	17,29	13,86	14,26	14,26	13,13	13,13
Nivel 5	16,18	13,26	13,70	13,63	12,28	12,28
Nivel 4	14,26	12,17	12,65	12,32	10,48	10,47
Nivel 3	11,61	10,35	10,82	10,20	7,84	7,72
Nivel 2	8,19	7,77	8,30	7,52	5,46	4,84
Nivel 1	4,53	4,54	4,97	4,36	3,08	2,38

Tabla 6.2. Desplazamientos horizontales por niveles (DCH). Comparativa métodos de cálculos

A raíz de los resultados obtenidos mediante el *Capacity Spectrum Method*, y dada la correspondencia de los mismos con los cálculos dinámicos directos, se concluye que mediante los métodos de cálculos estático no lineales se obtienen desplazamientos más precisos a los obtenidos mediante los métodos clásicos basados en fuerzas.

✓ **Cortante basal.**

Se incluyen en la Tabla 6.3 los resultados para los diferentes métodos:

	CORTANTE BASAL [kN] - COMPARATIVA METODOS				
	Calculos dinámicos lineales <i>Analisis Modal Espectral</i> (Cortante de diseño)	Calculos Estáticos no lineales <i>Capacity Spectrum Method</i> (Cortante punto de desempeño)	Calculos Estáticos no lineales (Cortante máximo Pushover)	Calculos dinámicos directos no lineales	
				PROMEDIO (7 Acelerogramas)	ACELEROGRAMA 3
DCM	325,3	736,9	807,1	803,0	758,4
DCH	218,9	601,3	648,0	660,6	597,3

Tabla 6.3. Cortantes basales (DCM y DCH). Comparativa métodos de cálculos

Como ya se explicó en el capítulo 5.1.5.2, existe una sobrerresistencia en la estructura que justifica la diferencia de cortante basal entre los cálculos dinámicos lineales (cortante de diseño o proyecto) y los obtenidos mediante cálculos no lineales (tanto estáticos no lineales como dinámicos directos).

Por otro lado, respecto a la comparativa entre los cálculos dinámicos directos y los estáticos no lineales se observan una buena correspondencia entre ambos métodos. En este sentido, para el caso del acelerograma 3 cuyo espectro es el más equiparable al espectro de proyecto, el cortante basal obtenido mediante cálculos dinámicos directos es muy similar al obtenido mediante los cálculos estáticos no lineales para el punto de desempeño confirmando así la buena correspondencia de los resultados.

Sin embargo, al comparar los cortantes basales del promedio de los 7 acelerogramas se observa que se obtienen cortantes basales algo mayores en el caso de los cálculos dinámicos directos. Concretamente el cortante basal promedio obtenido está en general muy próximo al cortante máximo obtenido del análisis *pushover*.

Estas diferencias, al no ser en ningún caso elevadas, pueden estar justificadas por diferentes factores. Uno de ellos es que en los cálculos dinámicos directos se pueden formar mecanismos plásticos diferentes al que se produce en un análisis *pushover*, el cual, representa principalmente el mecanismo correspondiente al primer modo de vibración.

✓ **Aceleraciones absolutas por niveles.**

Se adjuntan en la Tabla 6.4 y Tabla 6.5 los resultados para los diferentes métodos:

PORTICO ARMADO CON NIVEL DUCTILIDAD MEDIA (DCM)	ACELERACIONES ABSOLUTAS EN NIVELES [m/s ²] - COMPARATIVA METODOS				
	Nivel	Calculos dinámicos lineales [<i>Analisis Modal Espectral</i>]	Calculos Estáticos no lineales [<i>Capacity Spectrum Method</i>]	Calculos dinámicos directos no lineales	
				PROMEDIO (7 Acelerogramas) Valores máximos no concomitantes	ACELERAGRAMA 3 Valores máximos no concomitantes
Nivel 6	2,62	2,82	4,02	3,69	1,38
Nivel 5	2,14	2,20	2,72	2,73	1,39
Nivel 4	1,94	1,83	2,51	2,21	1,47
Nivel 3	1,92	1,71	3,20	2,97	1,59
Nivel 2	1,87	1,69	3,44	2,92	1,82
Nivel 1	1,48	1,46	2,90	2,47	1,53

Tabla 6.4. Aceleraciones absolutas por niveles (DCM). Comparativa métodos de cálculos

PORTICO ARMADO CON NIVEL DUCTILIDAD ALTA (DCH)	ACELERACIONES ABSOLUTAS EN NIVELES [m/s ²] - COMPARATIVA METODOS				
	Nivel	Calculos dinámicos lineales [<i>Analisis Modal Espectral</i>]	Calculos Estáticos no lineales [<i>Capacity Spectrum Method</i>]	Calculos dinámicos directos no lineales	
				PROMEDIO (7 Acelerogramas) Valores máximos no concomitantes	ACELERAGRAMA 3 Valores máximos no concomitantes
Nivel 6	2,12	2,23	3,69	3,41	-1,28
Nivel 5	1,75	1,78	2,50	2,56	0,18
Nivel 4	1,58	1,46	2,18	2,01	1,82
Nivel 3	1,56	1,30	2,94	2,89	2,70
Nivel 2	1,52	1,28	3,26	2,82	2,55
Nivel 1	1,22	1,14	2,80	2,36	1,35

Tabla 6.5. Aceleraciones absolutas por niveles (DCH). Comparativa métodos de cálculos

Se observa que existe buena correlación entre los resultados de aceleraciones que se predicen mediante los cálculos estáticos no lineales y los cálculos dinámicos lineales.

Sin embargo, las diferencias son mayores al comparar ambos métodos con los cálculos dinámicos directos en los que los valores de aceleraciones máximas son mayores. En este sentido, ha sido influyente para obtener aceleraciones mayores en los cálculos dinámicos directos, el hecho de haber utilizado acelerogramas cuyos espectros de respuesta tienen, en general, aceleraciones espectrales mayores para los periodos cortos (zona de meseta del espectro) que las del espectro elástico de proyecto.

Asimismo, indicar que las aceleraciones concomitantes en el instante de tiempo donde se produce el mayor cortante basal se reducen notablemente y, en el caso del acelerograma 3, son incluso menores en muchos niveles del edificio que las predichas por los otros métodos.

6.2 CONCLUSIONES FINALES

A lo largo del estudio, mediante un prototipo estructural correspondiente a una edificación convencional de altura media (6 plantas), y en base a numerosas simulaciones numéricas realizadas implementando varios métodos de cálculo e incluso con diferentes normativas, se ha llegado a las siguientes conclusiones:

❖ ***Conclusiones referentes al nivel de ductilidad aplicado según el EN 1998-1 y su repercusión en los kilos de acero pasivo de la estructura.***

El dimensionamiento de las estructuras aplicando mayores niveles de ductilidad implica factores de comportamiento q más altos y en consecuencia reducciones más significativas de la acción sísmica y de los esfuerzos de cálculo actuantes sobre la estructura. Es decir, con ductilidades más altas se precisan estructuras menos resistentes que tiene como efecto la necesidad de menores cantidades de acero pasivo. Sin embargo, proyectar con ductilidades altas (DCH) conlleva unos criterios de armado mínimos más exigentes que con ductilidades medias (DCM) dado que se deben proyectar elementos (vigas, pilares, etc.) que aseguren mayores ductilidades totales en desplazamientos de la estructura. En este sentido, a lo largo del estudio, se ha confirmado que se produce un ahorro en los kilos totales de acero pasivo necesarios al proyectar con niveles de ductilidad DCH frente a DCM. Mediante cálculos dinámicos lineales, el ahorro en kilos de acero obtenido fue del 4.3% al aplicar DCH frente a DCM.

Sin embargo, la reducción en kilos de acero no es proporcional a q sino menor. En los cálculos realizados se observó que, si bien el armado de las vigas se reduce notablemente al aplicar el nivel de ductilidad DCH, la medición total de kilos de acero de los pilares se mantiene igual e incluso se incrementa levemente. Se comprueba que esto es debido a las elevadas exigencias de armado en cuanto a la armadura transversal (cercos) que el EN 1998-1 impone al aplicar niveles de ductilidad altos (se exigen mayores confinamientos con aumento del diámetro de los cercos, disminución de la separación entre ellos y, en definitiva, aumento de la cuantía transversal). La armadura longitudinal de los pilares se reduce debido a la reducción de esfuerzos, pero la armadura transversal sufre un incremento notable que llega a compensar, e incluso superar, la reducción que se produce del armado longitudinal provocando que, finalmente, la medición en kilos correspondiente a pilares se mantenga igual incluso se incremente levemente con nivel de ductilidad DCH respecto a DCM. Por tanto, todo el ahorro obtenido mediante DCH frente a DCM se concentra en las vigas.

Indicar que los porcentajes de ahorro obtenidos en el estudio son únicamente valores de referencia para el prototipo estructural y la acción sísmica de este trabajo. Es esperable que, para acciones sísmicas mayores que impliquen esfuerzos más elevados, el porcentaje de ahorro varíe y previsiblemente se incremente pues la reducción de esfuerzos a través del factor q tendrá mayor repercusión en el armado final de los elementos.

Por tanto, como conclusión general, se quiere destacar los notables incrementos de armado transversal que se producen en los pilares al aplicar criterios de ductilidad altos.

❖ Conclusiones referentes a la comparación entre normativas NCSE-02 y EN 1998-1.

Se han comparado, mediante la implementación de los métodos simplificados de cálculo estáticos lineales, la norma española NCSE-02 y el EN 1998-1. En dicha comparación se han puesto de manifiesto las diferencias entre ambas normativas a la hora de definir requisitos asociados al mecanismo de colapso del tipo “viga débil-columna fuerte”.

Mientras la norma española NCSE-02 establece en su articulado el concepto “viga débil-columna fuerte” de tal manera que en el mecanismo final de colapso no se forme ninguna rotula en los pilares a excepción de las que se originan en la base de los mismos, el EN 1998-1 y también otras normas mundiales, son menos restrictivas estableciendo únicamente unos coeficientes de sobrerresistencia γ_{SR} en cuanto al valor de la suma de los momentos últimos de los pilares frente a la suma de los momentos últimos de las vigas. Con estos coeficientes se consiguen mecanismos de colapso intermedios entre el concepto de “viga débil-columna fuerte” de la NCSE-02 y mecanismos no deseables como el de tipo “planta débil”.

El EN 1998-1 indica que el factor γ_{SR} debe ser de 1.3 y en el estudio realizado se determina que, para garantizar el mecanismo de colapso según la NCSE-02, ese coeficiente debe estar como media en torno a 2.0 y se eleva a 3.4 al tener en cuenta la sobrerresistencia real por criterios constructivos concernientes al armado de los pilares.

Por tanto, se concluye que la norma NCSE-02 en comparación con el EN 1998-1 es sustancialmente más conservadora en lo referente a este aspecto teniendo como consecuencia un incremento notable en la medición de kilos de acero pasivo y m^3 de hormigón. En el estudio realizado se concluye que para un nivel de ductilidad equiparable se produce un ahorro del 26% en volumen de hormigón (m^3) y del 43% en kilos de acero pasivo al utilizar el EN 1198-1 frente a la NCSE-02.

En base a estas conclusiones se sugiere la necesidad de unificar criterios entre las diferentes normativas en cuestiones tan determinantes y con tanta influencia en el apartado económico y también en el de la seguridad estructural.

❖ Conclusiones referentes a los métodos de cálculo estático no lineales (*Capacity Spectrum Method*).

- Existe una buena correspondencia entre los desplazamientos obtenidos mediante el *Capacity Spectrum Method* y los obtenidos mediante los cálculos dinámicos directos, siendo en ambos casos menores a los obtenidos en los cálculos dinámicos lineales. Por tanto, se concluye que mediante la aplicación de cálculos estáticos no lineales (*Capacity Spectrum Method*) se obtienen desplazamientos más precisos que los obtenidos mediante los métodos clásicos basados en fuerzas.

Teniendo esto en cuenta, para una estructura de edificación convencional de una altura media (6 plantas), se ha evaluado que, para llegar a los mismos desplazamientos máximos, el ahorro en kilos de acero pasivo al utilizar métodos estáticos no lineales (*Capacity Spectrum Method*) frente a los cálculos tradicionales

basados en fuerzas (cálculos dinámicos lineales) se cifra en valores comprendidos entre el 4% y el 13% dependiendo del nivel de ductilidad aplicado. Los porcentajes de ahorro obtenidos en el estudio son únicamente valores de referencia para el prototipo estructural y la acción sísmica de este trabajo.

- Igualmente se comprueba que, en general, hay una buena correspondencia entre los cortantes basales obtenidos mediante el *Capacity Spectrum Method* y los cálculos dinámicos directos. Para los casos en los que ha habido más diferencias, estas no han sido elevadas y se pueden justificar por varios motivos, entre ellos, que en los cálculos dinámicos directos se pueden formar mecanismos de colapso diferentes al que se produce en un análisis *pushover* en el cual representa principalmente el mecanismo correspondiente al primer modo de vibración.
- En lo referente a las aceleraciones absolutas en los niveles del edificio, se comprueba que mediante los cálculos dinámicos directos se predicen valores de aceleración mayores que mediante cálculos estáticos no lineales. En este sentido se podría concluir que los modos altos de vibración son muy influyentes en las aceleraciones máximas que se producen en cada nivel del edificio y, mediante los cálculos dinámicos directos, se considera la contribución de dichos modos de una manera más precisa que mediante los cálculos estáticos no lineales, a pesar, de haber incluido en estos últimos el efecto de los modos altos mediante métodos simplificados. Además, ha sido influyente para obtener aceleraciones mayores en los cálculos dinámicos directos, el hecho de haber utilizado acelerogramas cuyos espectros de respuesta tienen, en general, aceleraciones espectrales mayores para los periodos cortos (zona de meseta del espectro) que las del espectro elástico de proyecto.

En todo caso, a raíz de los resultados indicados y dado que en las normas sismorresistentes no se indican procedimientos de cálculos de las aceleraciones absolutas por niveles, se sugiere el desarrollo de estos procedimientos como posible línea de investigación.

- Mediante los métodos estáticos no lineales de cálculo se obtiene información sobre el nivel de daño que impone el terremoto sobre la estructura. A diferencia de los métodos basados en fuerza, se ha podido cuantificar el daño producido por el terremoto definiendo así la ubicación y número de las rotulas plásticas que se forman. Además, se ha podido valorar la demanda de giro de dichas rótulas y por tanto el nivel de daño asociado a cada una de ellas. En el estudio realizado se confirma que para un nivel de ductilidad media (DCM) se obtiene un nivel de daño menor que para un nivel de ductilidad alto (DCH) y se confirma, en ambos casos, que no se forman mecanismos débiles en la estructura para la demanda del terremoto.

Por tanto, mediante la implementación de este método se puede proyectar la estructura para un nivel de desempeño o comportamiento deseado permitiendo

materializar la filosofía del proyecto sismorresistente basado en prestaciones lo cual supone una gran ventaja frente a los métodos tradicionales basados en fuerzas.

- De los análisis *pushover* realizados se ha podido cuantificar sobrerresistencia α_1 definida como el cociente entre el esfuerzo cortante que origina la primera rótula plástica en la estructura V_{BY} y el cortante de diseño de la estructura V_{BD} . Para los casos estudiados en este trabajo, esta sobrerresistencia se cifró en valores de 1.58 en el caso del pórtico armado con ductilidad media (DCM) y de 2.02 para el pórtico con ductilidad alta (DCH).

Alguno de los factores que justifican la existencia de esta sobrerresistencia son:

- En el dimensionamiento de las armaduras de las secciones se utilizan coeficientes de minoración de resistencia de los materiales mientras que para la obtención de la curva de capacidad no se minora la resistencia de los materiales para la obtención de los diagramas momento-rotación de las rótulas plásticas.
- En el armado de las secciones se tiene en cuenta criterios para cumplir el “proyecto por capacidad” que implica, en muchos elementos, armados superiores a los estrictamente obtenidos por cálculo. Comprobaciones como la referente a que la suma de momentos en pilares sea 1.3 veces mayor que la suma de los momentos de las vigas que confluyen en un nudo condiciona en muchas ocasiones el armado longitudinal de los pilares.
- Utilización de resistencias medias de los materiales en el caso de métodos de cálculos no lineales.

❖ ***Conclusiones referentes a la relación entre el nivel de daño y coste económico para diferentes niveles de ductilidad.***

Al aplicar niveles de ductilidad más altos a las estructuras disminuye la demanda total de kilos de acero pasivo y por tanto supone una reducción en el coste económico. Sin embargo, los niveles de ductilidad más altos implicarán también un mayor nivel de daño en la estructura ante un terremoto y en consecuencia los costes de rehabilitación estructural serán presumiblemente mayores. Por tanto, se sugiere como posible línea de investigación el estudio de la relación “Coste-Daño” en el proyecto sismorresistente que incluya el coste de material, no solo del proyecto, sino también de la posible rehabilitación estructural posterior al terremoto.

❖ ***Conclusiones referentes a los desplazamientos, aceleraciones absolutas y cortantes basales obtenidos para diferentes niveles de ductilidad y para diferentes métodos de cálculo.***

- Los desplazamientos obtenidos para ambos niveles de ductilidad (DCH y DCM) son muy similares entre sí para todos los métodos de cálculo utilizados.

- En cuanto a las aceleraciones y cortantes basales se obtiene, para todos los métodos de cálculo, una reducción al aplicar niveles de ductilidad mayores. La diferencia varía en función del método de cálculo utilizado (lineales o no lineales).

6.3 LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

A raíz del estudio realizado, se sugieren las siguientes líneas de investigación:

❖ ***Estudio de la relación “Coste-Daño” en el proyecto de estructuras sismorresistentes en función del nivel de ductilidad aplicado.***

Mediante un estudio detallado se podría cuantificar la repercusión real que tiene el nivel de ductilidad aplicado en el coste económico de material de la estructura teniendo en cuenta por un lado el coste de las mediciones del proyecto (kilos de acero y m³ de hormigón) y también el coste de las posibles reparaciones asociadas al daño posterior al terremoto.

❖ ***Análisis de las aceleraciones absolutas por niveles en edificios.***

El cálculo de las aceleraciones absolutas por niveles tiene una gran importancia en aquellos casos en los que se quiera proteger los elementos no estructurales y equipamientos ante un terremoto. En este sentido, en las normas sismorresistentes no se desarrollan procedimientos de cálculos de las aceleraciones absolutas por niveles.

Se sugiere una línea de investigación que desarrolle estos procedimientos y que llegue a conclusiones claras acerca de las diferencias obtenidas en este trabajo entre la predicción de las aceleraciones absolutas obtenidas mediante los cálculos dinámicos lineales y cálculos estáticos no lineales respecto a las obtenidas mediante cálculos dinámicos directos.

❖ ***Cálculo del amortiguamiento efectivo β_{eff} en el Capacity Spectrum Method***

El cálculo del amortiguamiento β_{eff} de tipo viscoso, que trata de representar la energía disipada mediante deformaciones plásticas por la estructura, es una de los aspectos del método que requieren aún más investigación.

7. CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA

- [1] Amadeo Benavent-Climent. “*Estructuras Sismorresistentes*”. Editorial MAIA.
- [2] V. Suarez (2009). “*Diseño basado en Desplazamientos, una alternativa racional al diseño basado en Fuerzas*”. Revista Tecnológica ESPOL-RTE, Vol. 22, N.2, 47-89 (noviembre, 2009).
- [3] ATC 40 ATC-40. “*Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*”. Volumen 1. California Seismic Safety Commission.
- [4] FEMA 440. “*Improvement of Nolinear Static Seismic Analysis Procedures*”. Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency.
- [5] Ramón Álvarez Caval, Eduardo Dias-pavón Cuaresma, Raúl Rodríguez escribano. “*El terremoto de Lorca. Efecto en los edificios.*”
- [6] EHE-08. “*Instrucción de Hormigón Estructural*”. Centro de publicaciones, Secretaria General Técnica, Ministerio de fomento, Madrid, España, 2008.
- [7] Jack P. Moehle, John D. Hooper, Chris D. Lubke. “*Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames*”.
- [8] Anil k. Chopra. “*Dinámica de estructuras*”.
- [9] V. Gioncu. “*Framed Structures. Ductility and Seismic Response*”. Journal of Constructional Steel Research (2000) 125-154.
- [10] NCSE-02 “*Norma de Construcción Sismorresistente*”. Secretaria General Técnica, Ministerio de fomento, Madrid, España, 2002.
- [11] EN-1998-1. Eurocode 8 (1998): “*Design of structures for earthquake resistance -Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*”.
- [12] Benavent-Climent, A., Bravo Pareja, R., Morillas Romero, L., Donaire Ávila, J., Escolano, Margarit, D., Escobedo Ruiz, A. “*Prácticas de Estructuras IV: Cálculo estructural de un edificio y ejercicios de hormigón pretensado*”. Grupo Editorial Universitario, Colección Arquitectura.
- [13] “*CSI Analysis Reference Manual*”. SAP 2000, versión 18. Structural and earthquake engineering software.
- [14] ACSE 41/13. “*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*”. American Society of Civil Engineers.
- [15] FEMA 750. “*NEHRP Recommended Seismic Provisions*”. Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency.
- [16] SEAOC 1995. Vision 2000: “*Performance based seismic engineering of buildings*”.

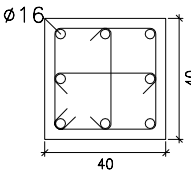
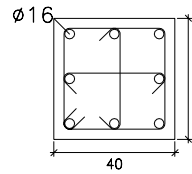
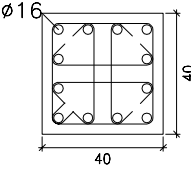
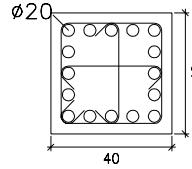
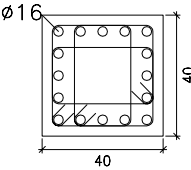
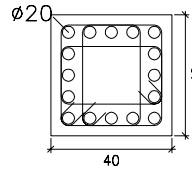
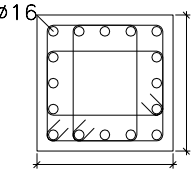
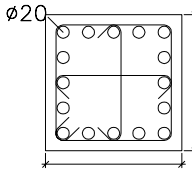
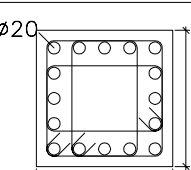
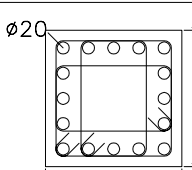
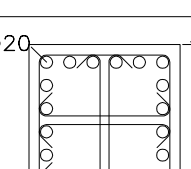
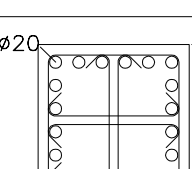
8. ANEJOS

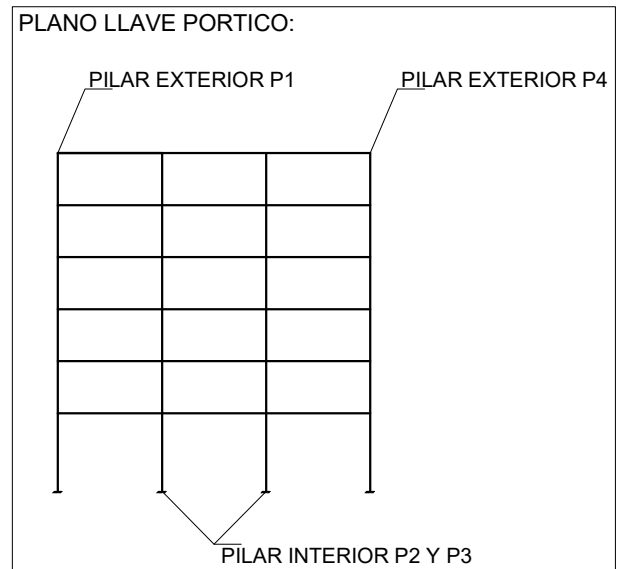
Anejo	Título	Número de páginas
Anejo 1	Dimensionamiento de pilares del prototipo estructural mediante cálculos estáticos lineales según EN 1998-1. (Ductilidad media $q=3.90$ (DCM).	1
Anejo 2	Dimensionamiento de pilares del prototipo estructural mediante cálculos estáticos lineales según EN 1998-1. (Ductilidad alta $q=5.85$ (DCH).	1
Anejo 3	Dimensionamiento de pilares del prototipo estructural mediante cálculos estáticos lineales según NCSE-02. (Ductilidad alta $\mu=3$).	1
Anejo 4	Dimensionamiento de pilares y vigas del prototipo estructural mediante análisis modal espectral según EN 1998-1. (Ductilidad media $q=3.90$ (DCM).	5
Anejo 5	Dimensionamiento de pilares y vigas del prototipo estructural mediante análisis modal espectral según EN 1998-1. (Ductilidad alta $q=5.85$ (DCH).	5

Tabla 8.1. Contenido de anejos

**ANEJO 1: DIMENSIONAMIENTO DE PILARES DEL PROTOTIPO ESTRUCTURAL
MEDIANTE CÁLCULOS ESTÁTICOS LINEALES SEGÚN EN 1998-1.**

(DUCTILIDAD MEDIA $q=3.90$ (DCM)).

[P1, P4] PILARES EXTERIORES	[P2, P3] PILARES INTERIORES	Cubierta
 <p>Arm. Long.: 8ϕ16</p>	 <p>Arm. Long.: 8ϕ16</p>	Forjado 5
 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	 <p>Arm. Long.: 16ϕ20</p>	Forjado 4
 <p>Arm. Long.: 16ϕ16</p>	 <p>Arm. Long.: 16ϕ20</p>	Forjado 3
 <p>Arm. Long.: 16ϕ16</p>	 <p>Arm. Long.: 16ϕ20</p>	Forjado 2
 <p>Arm. Long.: 16ϕ20</p>	 <p>Arm. Long.: 16ϕ20</p>	Forjado 1
 <p>Arm. Long.: 20ϕ20</p>	 <p>Arm. Long.: 20ϕ20</p>	Cimentación



MASTER INGENIERÍA SÍSMICA: DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

CÁLCULO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APLICANDO MÉTODOS LINEALES Y NO LINEALES

CUADRO DE PILARES. ARMADO LONG. CÁLCULOS ESTÁTICOS LINEALES SEGÚN EC-8 (DCM)

FECHA:

OCT 2016

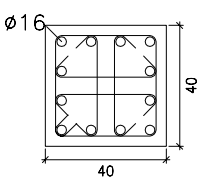
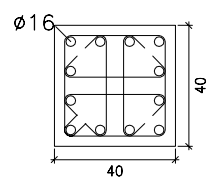
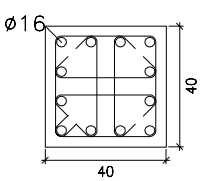
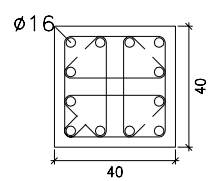
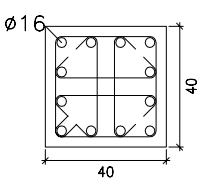
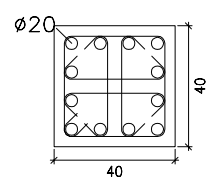
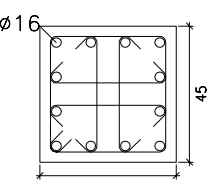
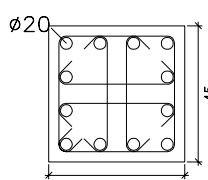
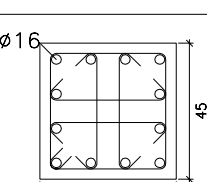
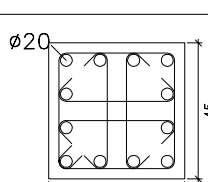
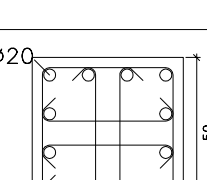
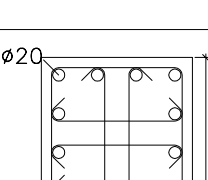
ESCALA:

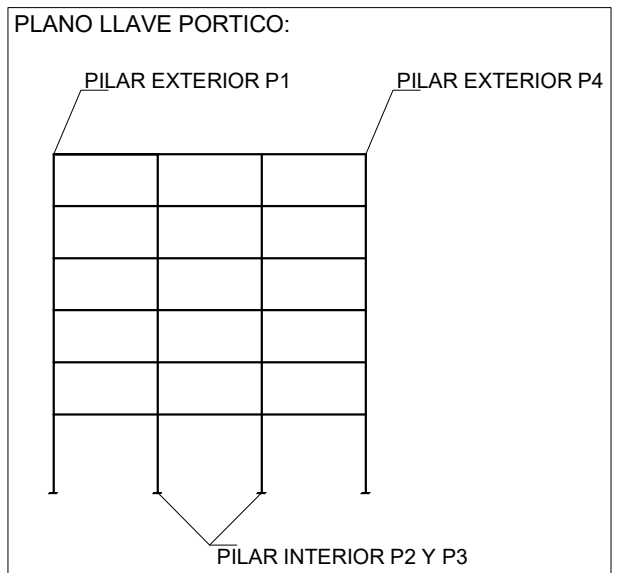
S/ ESCALA

RUBEN ALONSO ALONSO

**ANEJO 2: DIMENSIONAMIENTO DE PILARES DEL PROTOTIPO ESTRUCTURAL
MEDIANTE CÁLCULOS ESTÁTICOS LINEALES SEGÚN EN 1998-1.**

(DUCTILIDAD ALTA $q=5.85$ (DCH)).

[P1, P4] PILARES EXTERIORES	[P2, P3] PILARES INTERIORES	Cubierta
 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	
 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	Forjado 5
 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	 <p>Arm. Long.: 12ϕ20</p>	Forjado 4
 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	 <p>Arm. Long.: 12ϕ20</p>	Forjado 3
 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	 <p>Arm. Long.: 12ϕ20</p>	Forjado 2
 <p>Arm. Long.: 12ϕ20</p>	 <p>Arm. Long.: 12ϕ20</p>	Forjado 1
		Cimentación



MASTER INGENIERÍA SÍSMICA: DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

CÁLCULO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APLICANDO MÉTODOS LINEALES Y NO LINEALES

CUADRO DE PILARES. ARMADO LONG. CÁLCULOS ESTÁTICOS LINEALES SEGÚN EC-8 (DCH)

FECHA:

OCT 2016

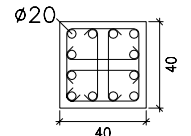
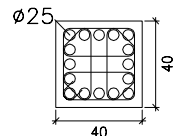
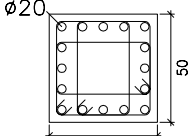
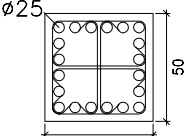
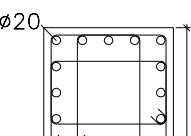
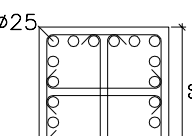
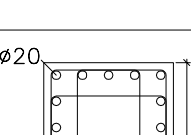
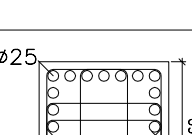
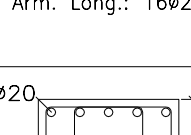
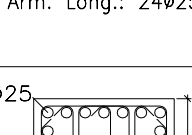
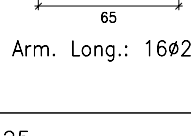
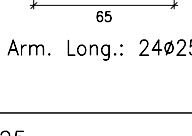
ESCALA:

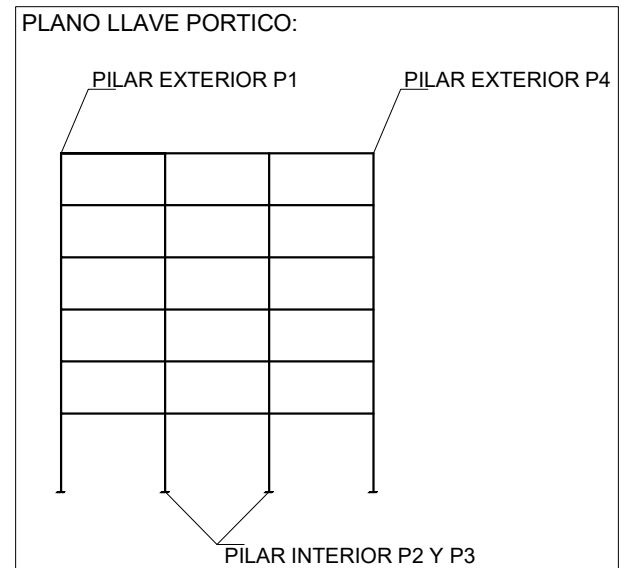
S/ ESCALA

RUBEN ALONSO ALONSO

**ANEJO 3: DIMENSIONAMIENTO DE PILARES DEL PROTOTIPO ESTRUCTURAL
MEDIANTE CÁLCULOS ESTÁTICOS LINEALES SEGÚN NCSE-02.**

(DUCTILIDAD ALTA $\mu=3$).

[P1, P4] PILARES EXTERIORES	[P2, P3] PILARES INTERIORES	
 <p>Arm. Long.: 12ϕ20</p>	 <p>Arm. Long.: 16ϕ25</p>	Cubierto
 <p>Arm. Long.: 16ϕ20</p>	 <p>Arm. Long.: 20ϕ25</p>	Forjado 5
 <p>Arm. Long.: 16ϕ20</p>	 <p>Arm. Long.: 20ϕ25</p>	Forjado 4
 <p>Arm. Long.: 16ϕ20</p>	 <p>Arm. Long.: 24ϕ25</p>	Forjado 3
 <p>Arm. Long.: 16ϕ20</p>	 <p>Arm. Long.: 24ϕ25</p>	Forjado 2
 <p>Arm. Long.: 24ϕ25</p>	 <p>Arm. Long.: 24ϕ25</p>	Forjado 1
		Cimentación



MASTER INGENIERÍA SÍSMICA: DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

CÁLCULO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APLICANDO MÉTODOS LINEALES Y NO LINEALES

CUADRO DE PILARES. ARMADO LONG. CÁLCULOS ESTÁTICOS LINEALES NCSE-02 (DUCT. ALTA)

FECHA:

OCT 2016

ESCALA:

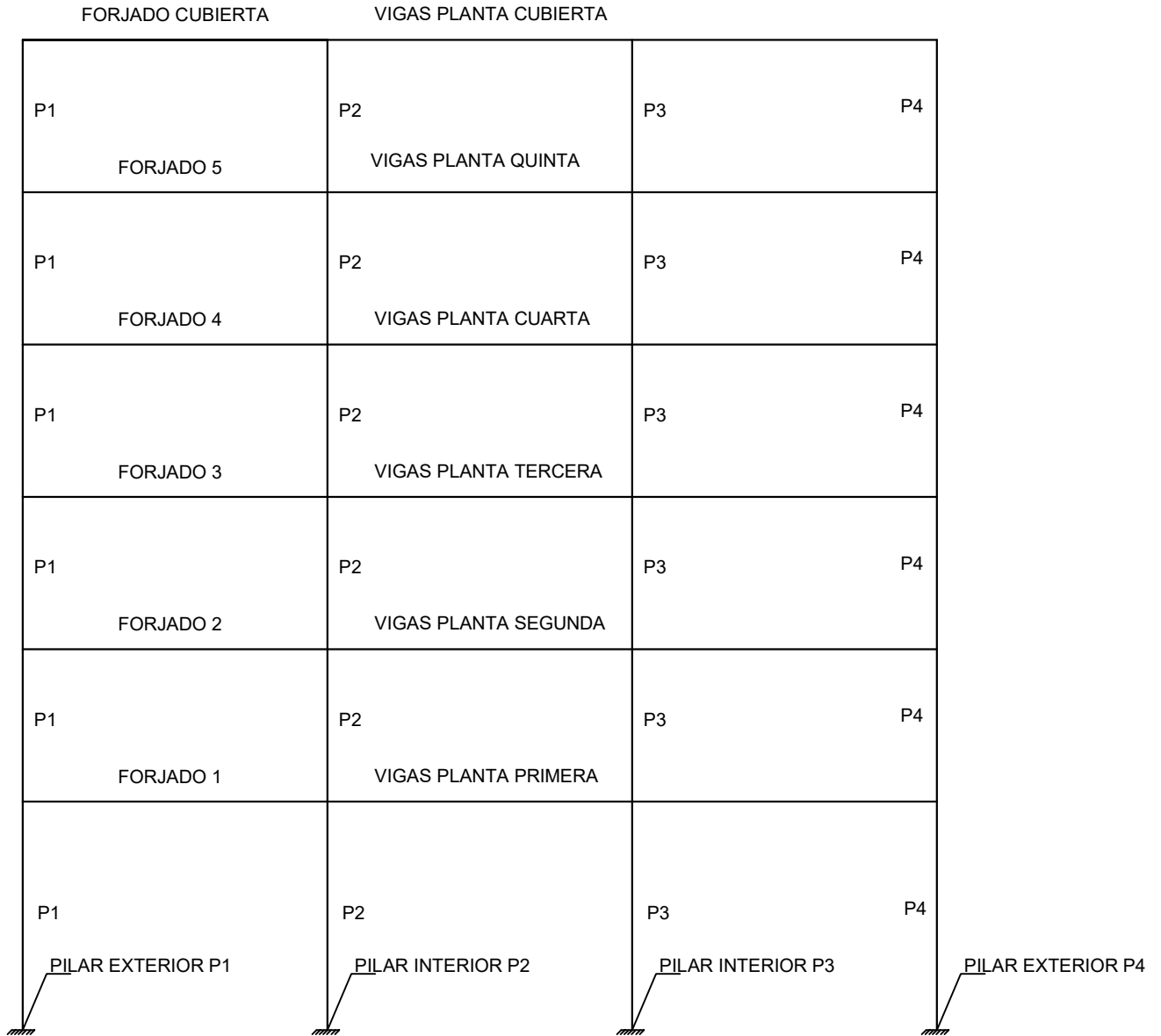
S/ ESCALA

RUBEN ALONSO ALONSO

ANEJO 4: DIMENSIONAMIENTO DE PILARES Y VIGAS DEL PROTOTIPO ESTRUCTURAL MEDIANTE ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL SEGÚN EN 1998-1.

(DUCTILIDAD MEDIA $q=3.90$ (DCM)).

PLANO LLAVE PORTICO:



MASTER INGENIERÍA SÍSMICA: DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

CÁLCULO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APLICANDO MÉTODOS LINEALES Y NO LINEALES

PLANO LLAVE. ARMADO DE VIGAS Y PILARES. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL. DUCTILIDAD MEDIA (DCM)

FECHA:

OCT 2016

ESCALA:

S/ ESCALA

RUBEN ALONSO ALONSO

[P1, P4] PILARES EXTERIORES	[P2, P3] PILARES INTERIORES	Cubierta
<p>Arm. Long.: 8Ø16</p>	<p>Arm. Long.: 8Ø16</p>	
<p>Arm. Long.: 8Ø20</p>	<p>Arm. Long.: 12Ø20</p>	Forjado 5
<p>Arm. Long.: 8Ø20</p>	<p>Arm. Long.: 12Ø20</p>	Forjado 4
<p>Arm. Long.: 8Ø20</p>	<p>Arm. Long.: 12Ø20</p>	Forjado 3
<p>Arm. Long.: 8Ø20</p>	<p>Arm. Long.: 16Ø20</p>	Forjado 2
<p>Arm. Long.: 12Ø20 Arranque: 12Ø20</p>	<p>Arm. Long.: 16Ø20 Arranque: 16Ø20</p>	Forjado 1
		Cimentación

MASTER INGENIERÍA SÍSMICA: DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

CÁLCULO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APLICANDO MÉTODOS LINEALES Y NO LINEALES

CUADRO DE PILARES. ARMADO LONG. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL. DUCTILIDAD MEDIA (DCM)

FECHA:

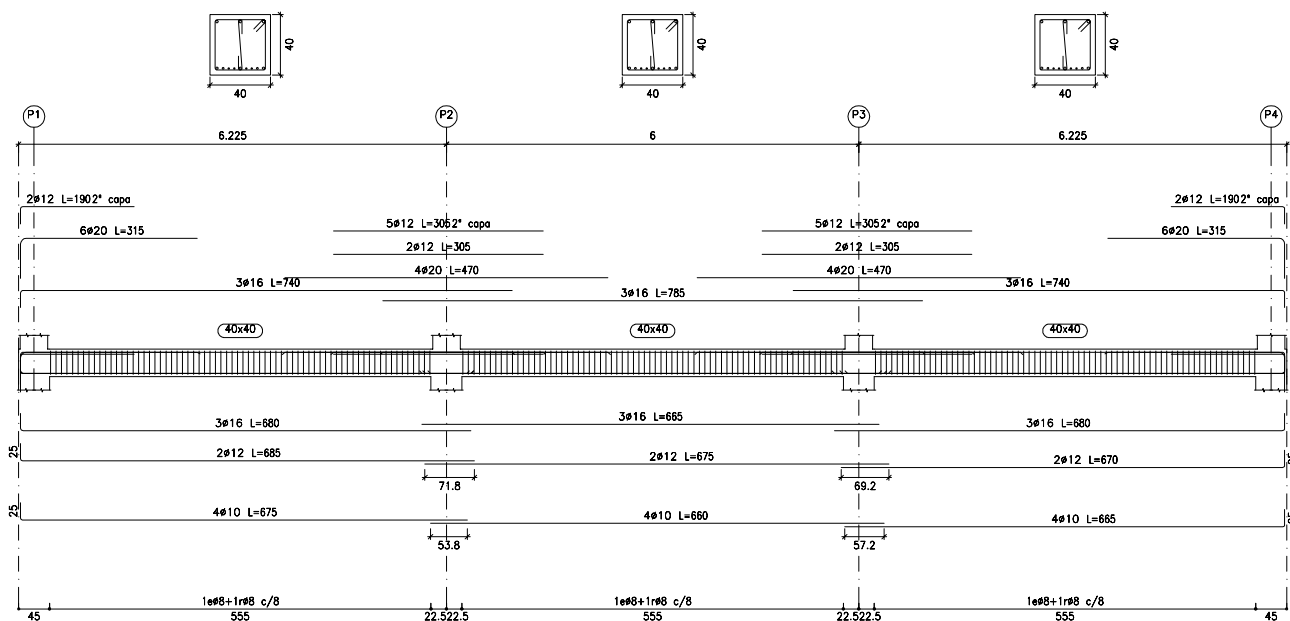
OCT 2016

ESCALA:

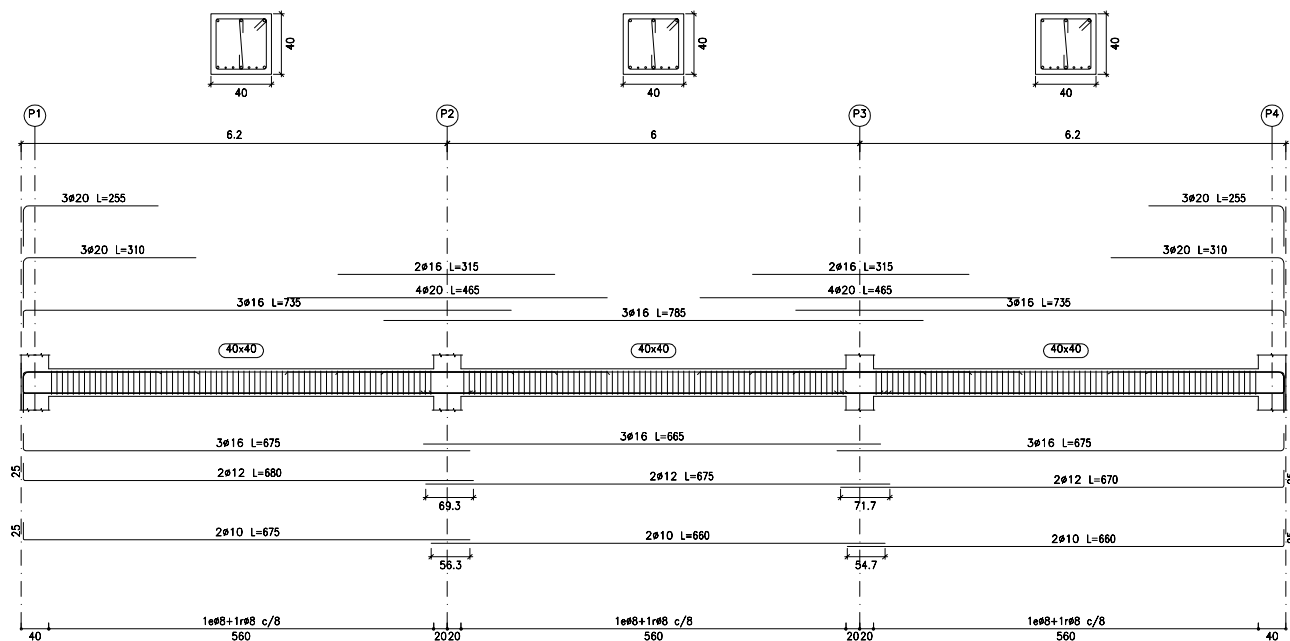
S/ ESCALA

RUBEN ALONSO ALONSO

VIGAS PLANTA PRIMERA



VIGAS PLANTA SEGUNDA



MASTER INGENIERÍA SÍSMICA: DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

CÁLCULO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APLICANDO MÉTODOS LINEALES Y NO LINEALES

ARMADO DE VIGAS (1 DE 3). ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL. DUCTILIDAD MEDIA (DCM)

FECHA:

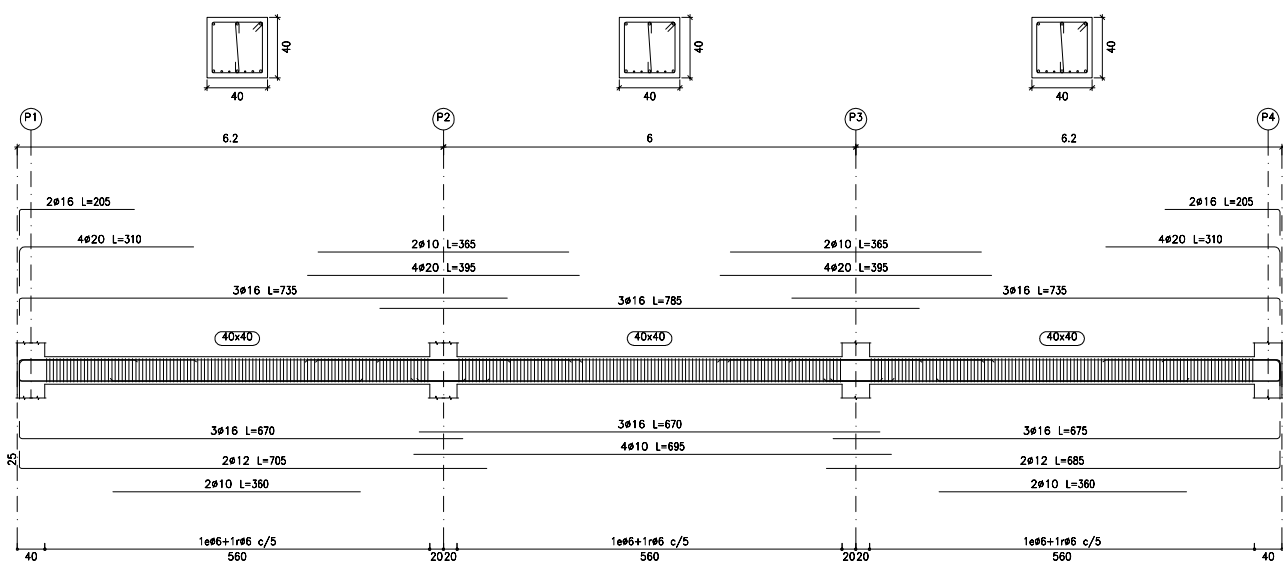
OCT 2016

ESCALA:

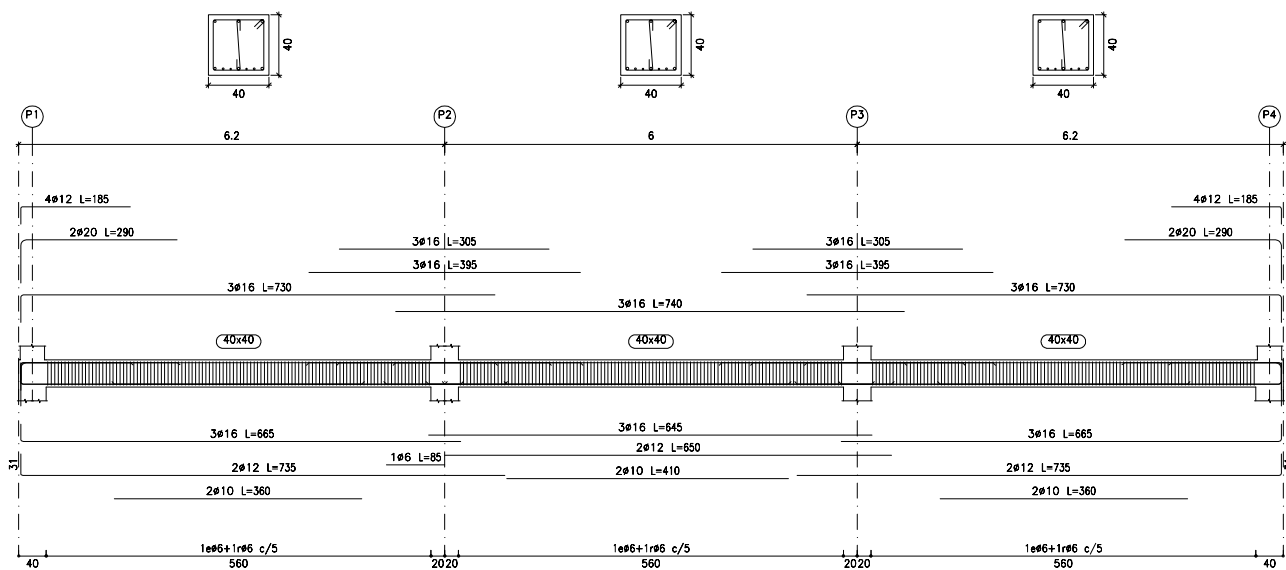
S/ ESCALA

RUBEN ALONSO ALONSO

VIGAS PLANTA TERCERA



VIGAS PLANTA CUARTA



MASTER INGENIERÍA SÍSMICA: DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

CÁLCULO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APLICANDO MÉTODOS LINEALES Y NO LINEALES

ARMADO DE VIGAS (2 DE 3). ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL. DUCTILIDAD MEDIA (DCM)

FECHA:

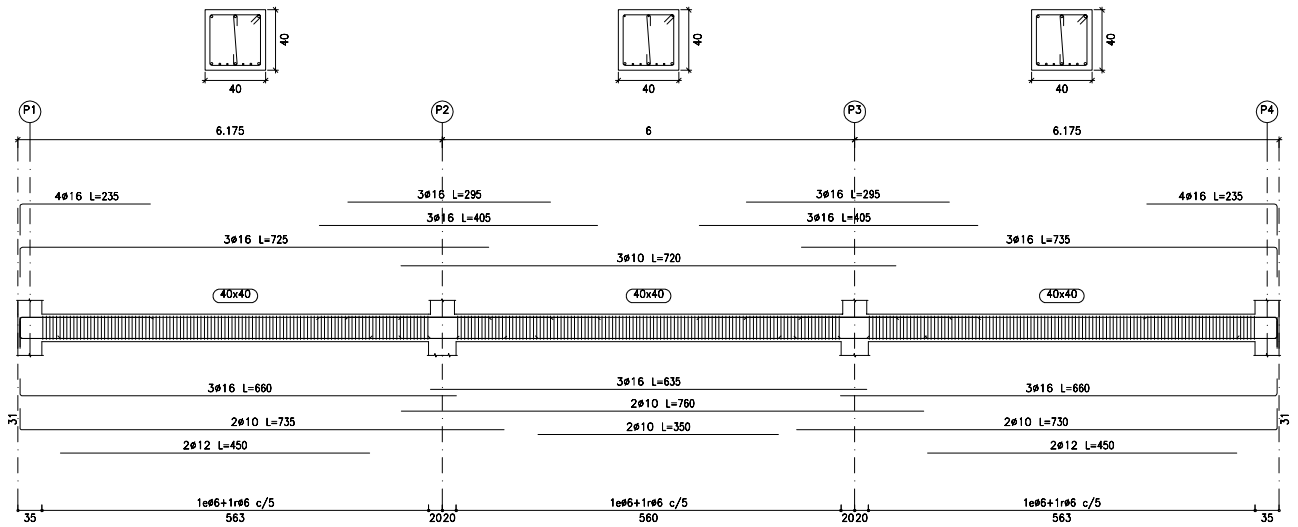
OCT 2016

ESCALA:

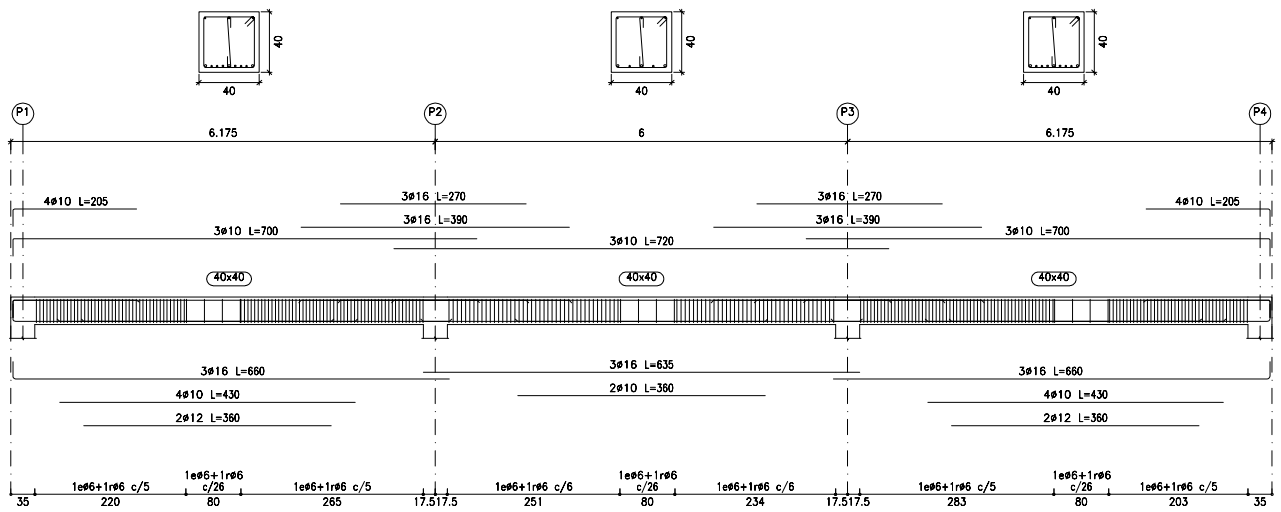
S/ ESCALA

RUBEN ALONSO ALONSO

VIGAS PLANTA QUINTA



VIGAS PLANTA CUBIERTA



MASTER INGENIERÍA SÍSMICA: DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

CÁLCULO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APLICANDO MÉTODOS LINEALES Y NO LINEALES

ARMADO DE VIGAS (3 DE 3). ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL. DUCTILIDAD MEDIA (DCM)

FECHA:

OCT 2016

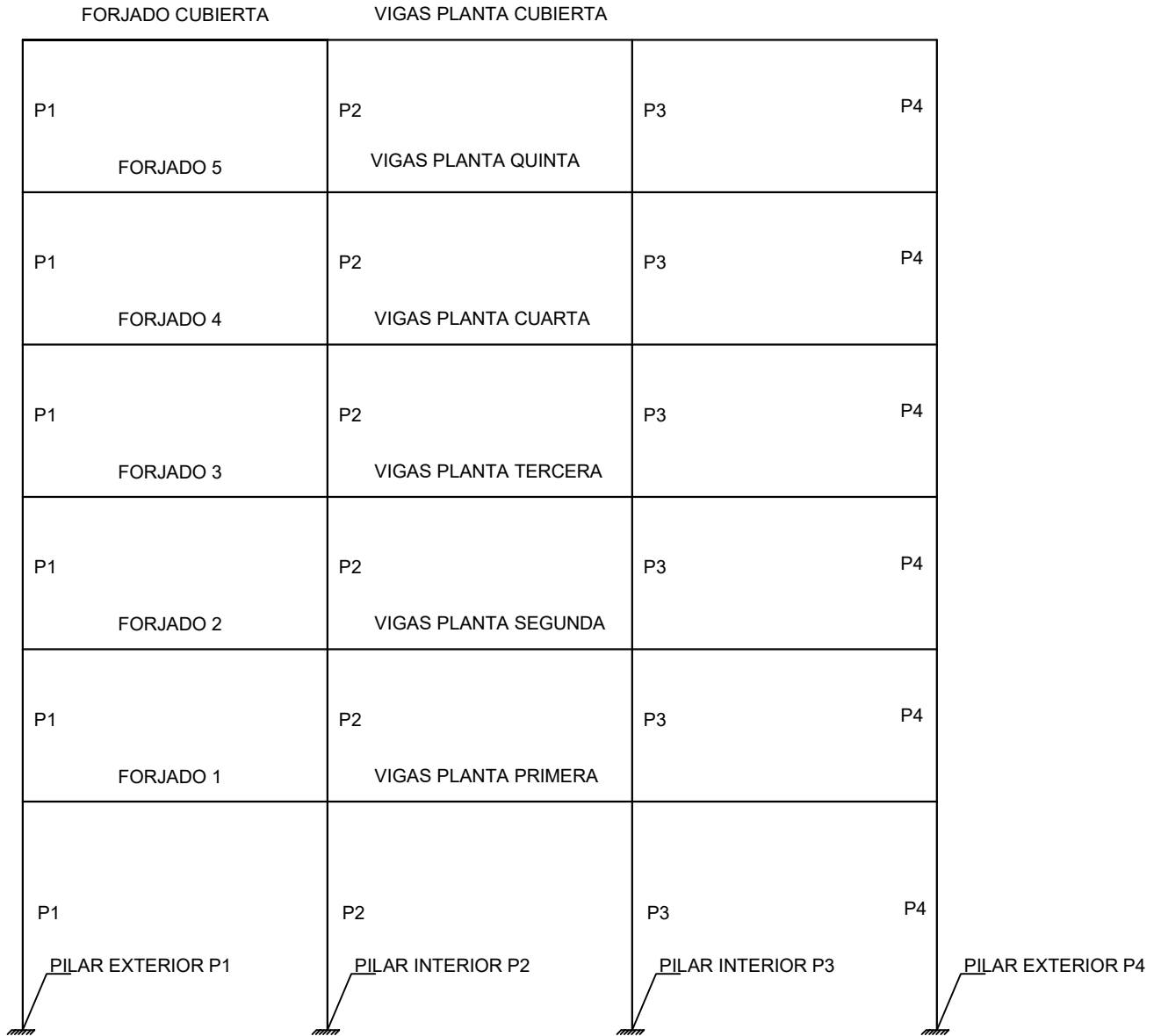
ESCALA:

S/ ESCALA

RUBEN ALONSO ALONSO

ANEJO 5: DIMENSIONAMIENTO DE PILARES Y VIGAS DEL PROTOTIPO ESTRUCTURAL MEDIANTE ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL SEGÚN EN 1998-1 (DUCTILIDAD ALTA $q=5.85$ (DCH)).

PLANO LLAVE PORTICO:



MASTER INGENIERÍA SÍSMICA: DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

CÁLCULO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APLICANDO MÉTODOS LINEALES Y NO LINEALES

PLANO LLAVE. ARMADO DE VIGAS Y PILARES. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL. DUCTILIDAD MEDIA (DCH)

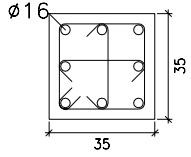
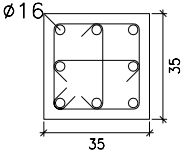
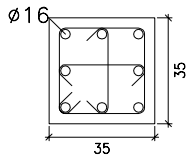
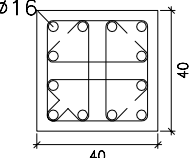
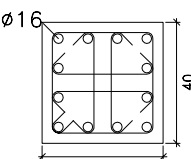
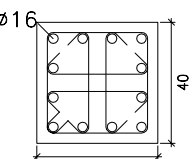
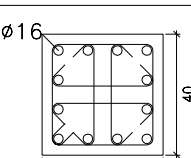
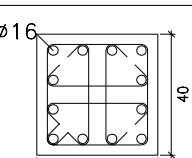
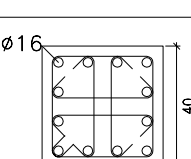
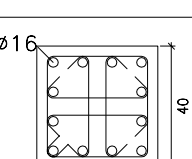
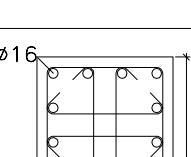
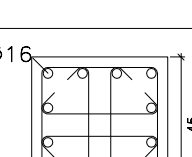
FECHA:

OCT 2016

ESCALA:

S/ ESCALA

RUBEN ALONSO ALONSO

[P1, P4] PILARES EXTERIORES	[P2, P3] PILARES INTERIORES	Cubierta
 <p>Arm. Long.: 8ϕ16</p>	 <p>Arm. Long.: 8ϕ16</p>	
 <p>Arm. Long.: 8ϕ16</p>	 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	Forjado 5
 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	Forjado 4
 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	Forjado 3
 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	Forjado 2
 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	 <p>Arm. Long.: 12ϕ16</p>	Forjado 1
		Cimentación

MASTER INGENIERÍA SÍSMICA: DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

CÁLCULO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APLICANDO MÉTODOS LINEALES Y NO LINEALES

CUADRO DE PILARES. ARMADO LONG. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL. DUCTILIDAD MEDIA (DCH)

FECHA:

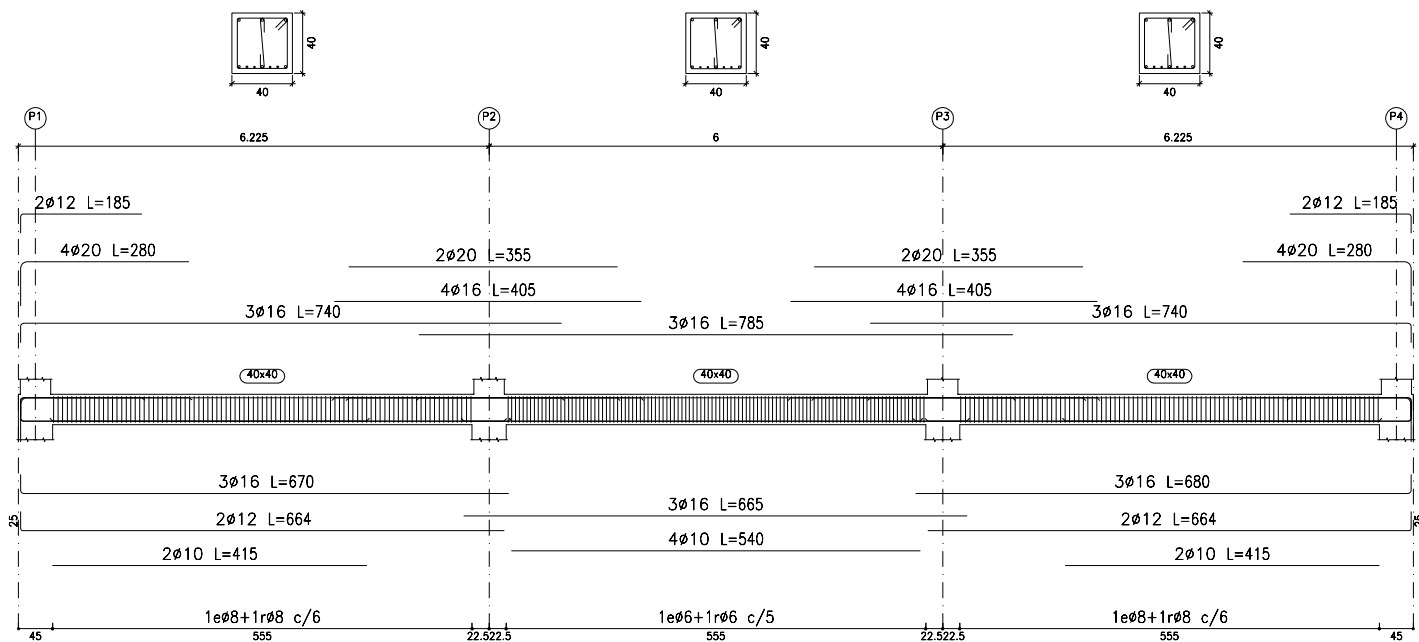
OCT 2016

ESCALA:

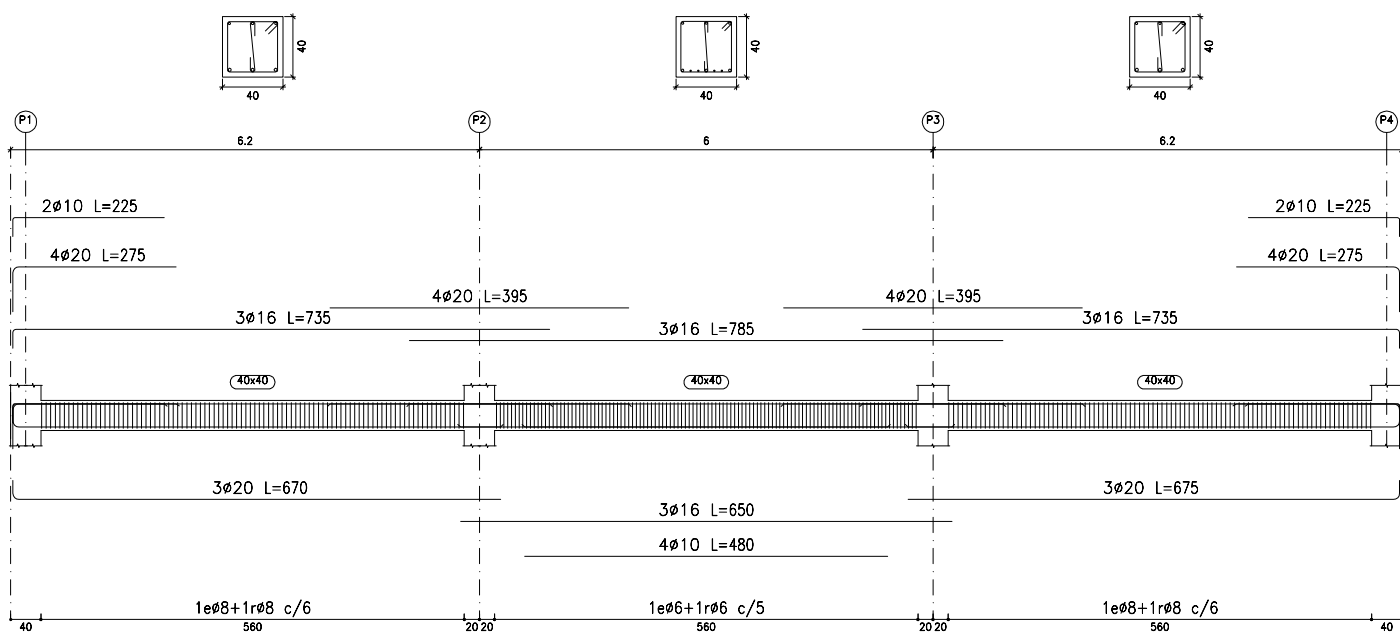
S/ ESCALA

RUBEN ALONSO ALONSO

VIGAS PLANTA PRIMERA



VIGAS PLANTA SEGUNDA



MASTER INGENIERÍA SÍSMICA: DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

CÁLCULO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APLICANDO MÉTODOS LINEALES Y NO LINEALES

ARMADO DE VIGAS (1 DE 3). ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL. DUCTILIDAD MEDIA (DCH)

FECHA:

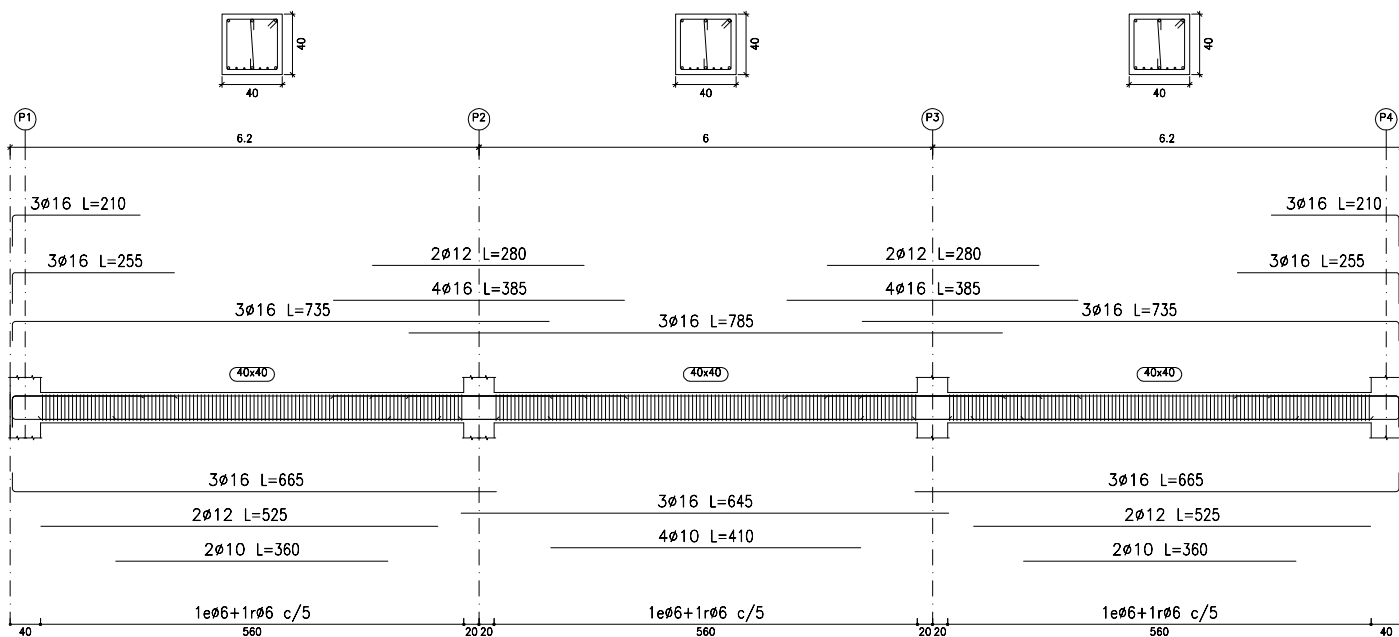
OCT 2016

ESCALA:

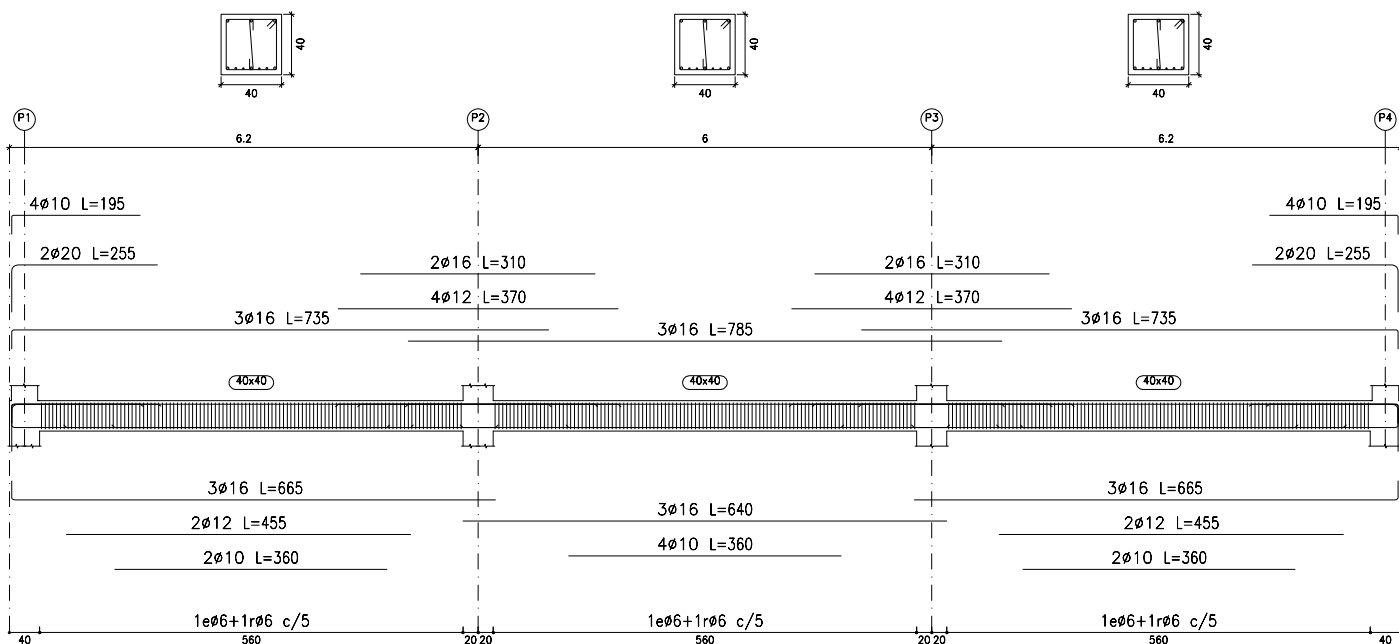
S/ ESCALA

RUBEN ALONSO ALONSO

VIGAS PLANTA TERCERA



VIGAS PLANTA CUARTA



MASTER INGENIERÍA SÍSMICA: DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

CÁLCULO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APLICANDO MÉTODOS LINEALES Y NO LINEALES

ARMADO DE VIGAS (2 DE 3). ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL. DUCTILIDAD MEDIA (DCH)

FECHA:

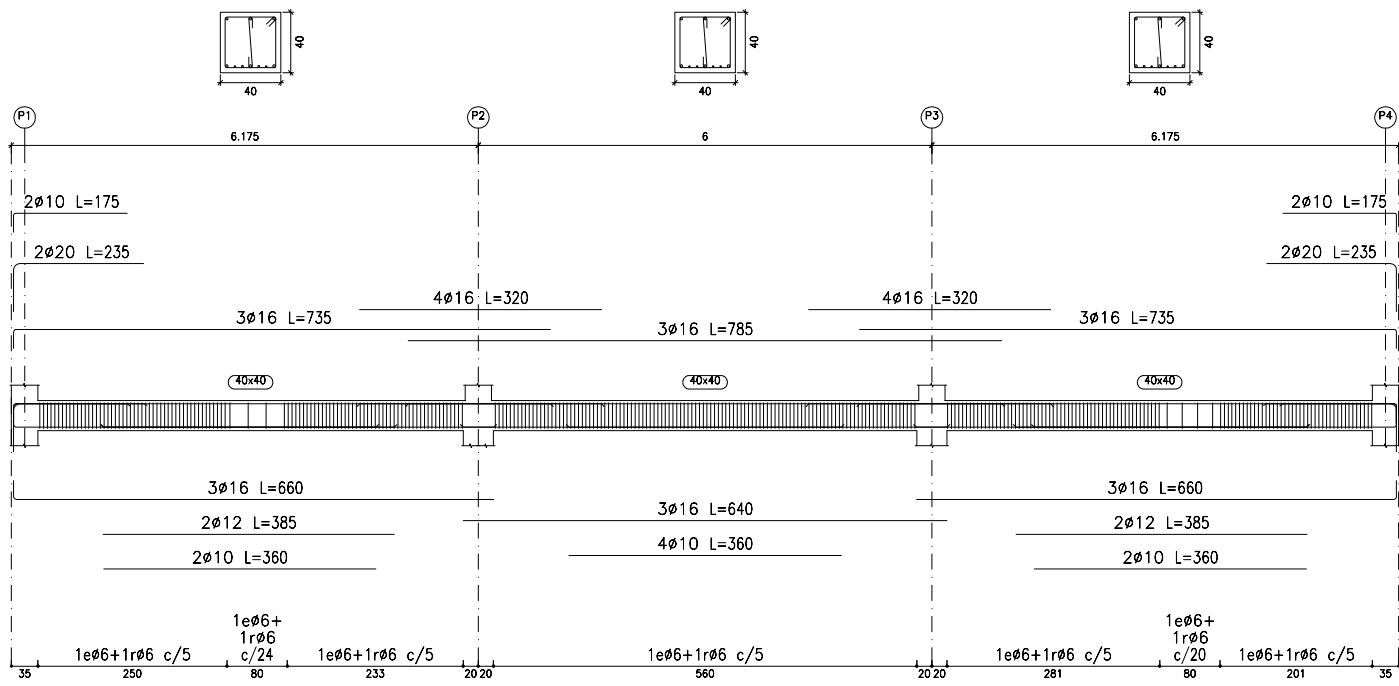
OCT 2016

ESCALA:

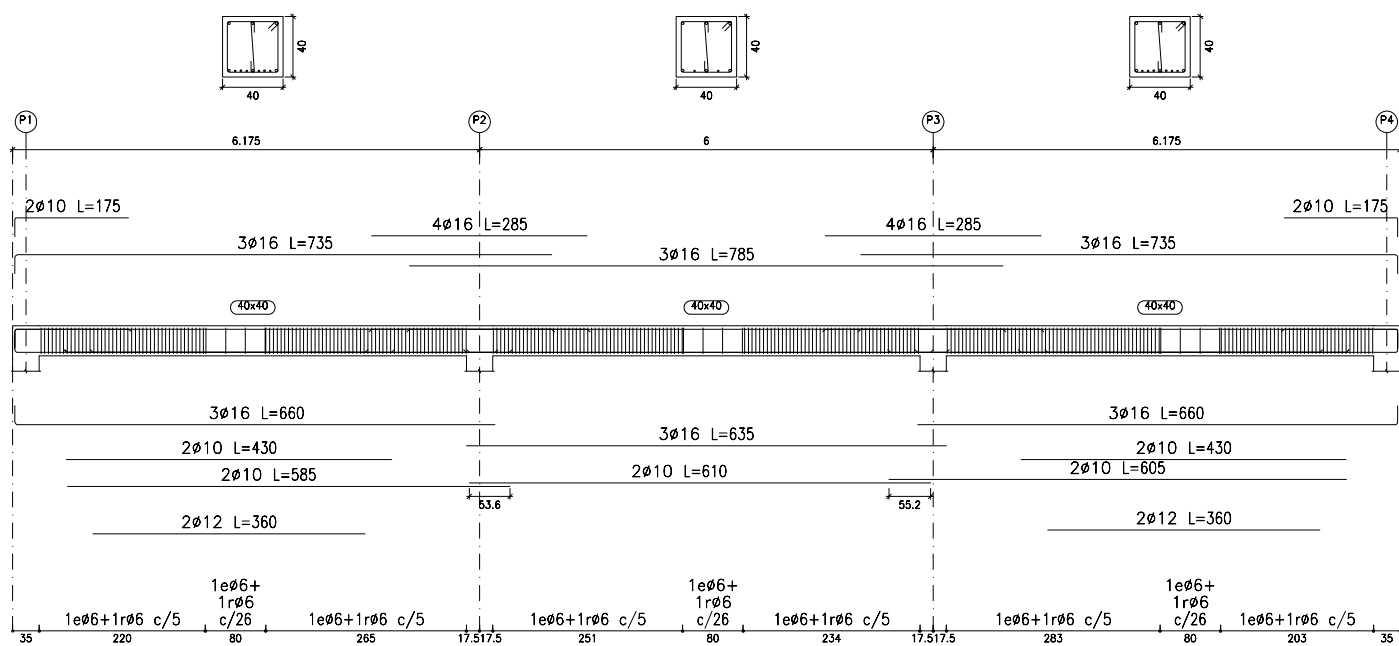
S/ ESCALA

RUBEN ALONSO ALONSO

VIGAS PLANTA QUINTA



VIGAS PLANTA CUBIERTA



MASTER INGENIERÍA SÍSMICA: DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

CÁLCULO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APLICANDO MÉTODOS LINEALES Y NO LINEALES

ARMADO DE VIGAS (3 DE 3). ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL. DUCTILIDAD MEDIA (DCH)

FECHA:

OCT 2016

ESCALA:

S/ ESCALA

RUBEN ALONSO ALONSO