



Universidad Politécnic de Cataluña
Escuela Superior de Ingeniería de
Caminos Canales y Puertos de Barcelona
Departamento de Ingeniería del Terreno,
Cartográfica y Geofísica



CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE LA RESPUESTA NO LINEAL

Tesis Doctoral presentada por
Juan Carlos Vielma Pérez

Directores: Dr. Alex Horia Barbat Barbat
Dr. Sergio Horacio Oller Martínez

Barcelona, 2008

Agradecimientos

A Dios Todopoderoso, fuente de misericordia, dador de vida.

A mis directores, Dr. Alex Barbat y Dr. Sergio Oller, por permitirme trabajar con ellos, por su receptividad, por haberme brindado parte de su tiempo y por las constructivas orientaciones en el diario devenir de esta investigación.

Al Dr. Josep Antoni Canas, por atender mi solicitud de cursar doctorado en la Universidad Politécnica de Cataluña y por orientarme desde un principio en el desenvolvimiento dentro del programa. Igualmente a los profesores: Lluís Pujades, Antoni Roca, Xavier Goula, Francesc López Almansa, Omar Darío Cardona y Amadeo Benavent, por los conocimientos impartidos.

Quiero expresar mi personal agradecimiento al Rector de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Dr. Francesco Leone, por haber facilitado la estancia de mi familia en Barcelona durante los años de duración del doctorado.

A Pablo Mata, por su asesoría en la utilización del PLCd. A Carlos Alberto Bermúdez, por su colaboración en el tema de curvas de fragilidad. A David González por sus observaciones a la redacción de esta tesis.

A mis compañeros de despacho, Pablo Vargas, Noel Hernández, Xavi Martínez, Flavia Bastos y Joaquín Hernández, con quienes he compartido largas horas de trabajo durante los últimos dos años. A los compañeros del departamento de Resistencia de Materiales: Guillermo Díaz, Gerardo Valdez, Mabel Marulanda, Sergio Blanco y Maritzabel Herrera.

A todo el personal de la Dirección de formación del Personal Académico de la UCLA, especialmente a la Sra. Arianny Murrieta, a la Lic. Annedi Leone y a la T.S.U. Evis Borges, por haber brindado una siempre entusiasta y positiva atención a las solicitudes que les formulamos.

A Rosa María Olea y María del Carmen Rodríguez, secretarias de los departamentos de ingeniería del terreno y resistencia de materiales, respectivamente, por haber prestado sus buenos servicios en las múltiples gestiones del doctorado.

Mi estadía en Barcelona ha sido parcialmente por la Fundación Gran Mariscal de Ayacucho, en convenio con la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, a ambas instituciones manifiesto mi agradecimiento.

Dedicatoria

Dedico este trabajo a todas las personas que han compartido esperanzas y desvelos, que de alguna forma han permitido que este trabajo llegase a feliz término, de alguna forma, en él se recogen los frutos de sus esfuerzos. En especial, a las siguientes personas:

A mis padres Gino y María, a quienes debo la inquietud y la búsqueda de respuestas.

A mi esposa, Anita, compañera de camino, brisa de la mañana.

A mis hijos, Juan Alfonso y Juan Carlos, testigos de nuestras luchas, alegrías del alma.

Resumen

En el proyecto sismorresistente de edificios tal como es aplicado actualmente, se parte de ciertas consideraciones cuya validez no siempre está clara o en algunos casos no permiten al proyectista tomar decisiones que hagan aseguren la integridad del edificio durante su vida útil. Por esta causa, en este trabajo se trata el tema del comportamiento sísmico de los edificios de hormigón armado, estudiando la respuesta no lineal, procurando aclarar algunos criterios adoptados en el proyecto sismorresistente. La respuesta no lineal de los edificios de hormigón armado se estudia mediante el análisis numérico estático y dinámico, en cuya modelización se han incluido características importantes de este material compuesto como son la plasticidad y el daño, así como también las condiciones especiales de confinamiento que proporciona el proyecto sismorresistente. Para evaluar la respuesta no lineal se parte de un estudio de edificios porticados, emplazados en zonas de alta sismicidad y proyectados conforme a dos relevantes normas sismorresistentes: el Eurocódigo-8 y el IBC-2003.

Para lograr la caracterización de la respuesta sísmica, se incluyen en este estudio la aplicación de un procedimiento de predimensionamiento sísmico de secciones de los elementos de los edificios proyectados, la propuesta de un procedimiento de análisis estático no lineal con control de fuerzas, la determinación del modo de colapso, el estudio de la influencia de la reserva de resistencia y la redundancia en los factores de reducción de respuesta, el cálculo de la ductilidad máxima de los pórticos, la formulación de un índice de daño sísmico objetivo y la determinación de umbrales objetivos de daño correspondientes a unos Estados Límite específicos. La aplicación de los umbrales de daño permite estimar el desplome para el cual se proyecta el edificio, lo que a su vez permite estimar la ductilidad por prestaciones, lo que permite realizar el proyecto con base en desplazamientos sin necesidad de aplicar métodos aproximados.

También se aborda el tema del comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado proyectados para ductilidad limitada, que corresponde a algunas de las tipologías usuales en España, comparando los resultados con los obtenidos de un edificio dúctil y estudiando las posibles mejoras a la respuesta de estos edificios de ductilidad limitada. Esta evaluación se complementa con los resultados obtenidos al aplicar un procedimiento probabilista, mediante el cual se calculan las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño.

Los resultados de este estudio permiten obtener algunas conclusiones sobre la respuesta sísmica de edificios de hormigón armado, tal como son proyectados conforme a normas modernas, encontrando que los valores de los factores de reducción de respuesta no son constantes y que incluso llegan a variar entre los pórticos que componen un edificio. Igualmente, ocurre con los valores de la ductilidad estructural, que por lo general es menor que la ductilidad de proyecto señalada en las normas. Los resultados muestran que la redundancia tiene un ligero

efecto sobre los factores de reducción de respuesta y que no es posible separar su efecto del efecto de la reserva de resistencia, por lo que se recomienda agruparlos en un factor único. La reserva de resistencia alcanza valores altos para todos los casos, especialmente para los edificios bajos, lo que permite indicar que el proyecto sismorresistente permite garantizar una respuesta segura frente a la demanda sísmica. Los desplomes normalizados de los edificios permiten determinar umbrales objetivos de daño con valores muy próximos, independientemente de la altura de los edificios, estos umbrales objetivos al corresponder a Estados Límite específico, permiten al proyectista decidir el desplome máximo que desea que alcance el edificio durante su vida útil, aplicando procedimientos de proyecto con base en desplazamientos y no con base en resistencia. El índice de daño objetivo formulado complementa la caracterización mediante la aplicación de los umbrales de daño, brindando la posibilidad de calcular un índice de daño para cada umbral o cada Estado Límite. Finalmente, del estudio de los edificios de ductilidad limitada, se puede indicar que la respuesta sólo es satisfactoria para una demanda sísmica que mantenga a la estructura dentro del rango elástico, ya que la reserva de resistencia es mayor que la unidad aunque no alcanzan el valor de la ductilidad de proyecto, sin embargo para demandas sísmicas mayores sólo los edificios porticados disponen de suficiente ductilidad y reserva de resistencia.

Abstract

In current seismic design of buildings, many of the main procedures implemented not always have clear validity, or in some cases do not allow the designer to make decisions ensuring the integrity of the building during its lifetime. For this reason, this work addresses the issue of seismic behaviour of reinforced concrete buildings, studying the nonlinear response, seeking to clarify certain criteria adopted in the seismic design. The nonlinear response of reinforced concrete buildings is studied through static and dynamic numerical analysis, with models which included important features of this composite material such as plasticity and damage, as well as the special conditions of confinement that provides the seismic design. The evaluation of the nonlinear response starts with a study of moment-resisting framed buildings, located in areas of high seismicity and designed according to two significant seismic design codes: Eurocode-8 and IBC-2003.

The main objectives of this research include the application of a seismic dimensioning procedure, the implementation of a procedure for force-based nonlinear static analysis, the determination of a predominant collapse mode, the study of the influence of the overstrength and redundancy in the response reduction factors, the computation of the maximum ductility available of the frames, the formulation of an objective seismic damage index and determining objective damage thresholds for some specific Limit States. The implementation of the objective damage thresholds to estimate the performance displacement, for which the building is designed, allows the computation of the performance ductility and the application of displacement-based design, without the application of approximate methods.

The issue of the behaviour of reinforced concrete buildings designed for restricted ductility, as in some of the usual types in Spain, is also addressed, by comparing the results with those obtained from a framed building and trying to improve the response of these buildings of restricted ductility. This assessment is complemented with the results obtained by applying a probabilistic approach, which allows to calculate fragility curves and the damage probability matrices.

Through the results of this study is possible to raise some conclusions about the seismic response of reinforced concrete buildings, designed according to modern seismic codes, finding that the values of the response reduction factors are not constant and even vary among the building's frames. Additionally, the computed values of structural ductility are usually lower than the design ductility outlined in the rules. The results show that redundancy has a slight effect on the response reduction factors and it is not possible to split the effect of the overstrength, then it is recommended to group them under a single factor, instead in two independent factors. The overstrength reaches high values for all cases, especially for the low rise buildings, which allows indicate that the seismic design ensures a secure

response for a typified seismic demand. The normalized displacements of the buildings allows to determine objective damage thresholds which values are very close, independently of the height of buildings, these thresholds that correspond to a specific Limit States, allowing the designer to decide the maximum lateral displacement that the building will reach during its lifetime, by means of displacement-based design procedures, instead of strength-based design procedures. The objective damage index complements the characterization made by applying the damage thresholds, with the possibility to calculate a damage index for each threshold or Limit State. Finally, from the study of buildings ductility limited, it is possible to indicate that the response is satisfactory only if for the seismic demand, the structure remain within the elastic range, because the overstrength reach high values, but do not reach the design ductility value, however for high seismic demands, only framed buildings have enough overstrength and ductility.

Índice general

Agradecimientos	i
Dedicatoria	ii
Resumen	iii
Abstract	iv
Índice	v

Contenido	Página
1. Capítulo 1. Introducción	1
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Metodología aplicada	3
1.4 Contenido de la memoria	4
2. Capítulo 2. Determinación de la acción sísmica mediante espectros de proyecto	7
2.1 Introducción	7
2.2 Espectros elásticos de respuesta	8
2.3 Espectros elásticos de proyecto	17
2.4 Espectros inelásticos de proyecto	22
2.5 Determinación de las fuerzas sísmicas de proyecto	27
2.5.1 Método estático equivalente	27
2.5.2 Método dinámico	30
3. Capítulo 3. Ductilidad seccional y estructural	33
3.1 Introducción	33
3.2 Conceptos básicos	33
3.3 Proyecto por prestaciones: Estados límite	33
3.4 Ductilidad del material	34
3.4.1 Características del acero	34
3.4.2 Características del hormigón	36
3.5 Ductilidad de secciones y de estructuras	37

3.6	Aplicación de la ductilidad al proyecto sismorresistente de estructuras	40
3.7	Proyecto sismorresistente con base en resistencia	41
3.8	Proyecto sismorresistente con base en desplazamientos	42
4.	Capítulo 4. Factores de reducción de respuesta	45
4.1	Introducción	45
4.2	Factores de reducción de respuesta	43
4.2.1	Componentes del factor de respuesta	50
4.1.1	Propuesta ATC-19	52
4.1.2	Factores de reducción basados en ductilidad. Trabajos realizados en el área	53
4.2	Factores de reducción aplicados en diferentes normativas	62
4.3	Factores de reducción de respuesta basados en el Eurocódigo-8	62
4.3.1	Factores de reducción de respuesta del UBC-97	68
4.3.2	Factores de reducción de respuesta del IBC-2003	70
4.3.3	Factores de reducción de respuesta de la NZBC	71
4.3.4	Factores de reducción de respuesta de la Japanese Building Standard Law-2004	71
4.3.5	Factores de reducción de respuesta de la norma NCSE-02	72
4.3.6	Factores de reducción de respuesta de la norma Covenin 1756-98	75
4.3.7	Comparación entre los factores de reducción de respuesta	76
5	Capítulo 5. Reserva de resistencia y redundancia estructural	79
5.1	Introducción	79
5.1	Reserva de resistencia	80

5.1.1	Reserva de resistencia en elementos y secciones	80
5.1.2	Reserva de resistencia global	81
5.2	Redundancia estructural	86
5.2.1	Determinación del factor de redundancia estructural	89
5.2.2	Factores que influyen sobre la redundancia estructural	92
5.2.3	Criterios de desempeño	93
5.2.4	Análisis estático y dinámico no lineal	97
6	Capítulo 6. Análisis y proyecto de los casos de estudio	101
6.1	Introducción	101
6.1	Definición de los casos de estudio	102
6.2	Dimensionado y proyecto de los edificios	106
6.2.1	Aspectos que condicionan el dimensionado de los edificios de hormigón armado	106
6.2.2	Naturaleza de los desplomes laterales	107
6.2.3	Predimensionado por cargas de gravedad	107
6.2.4	Predimensionado por cargas sísmicas	108
6.2.5	Criterios aplicados en el dimensionado de las secciones de hormigón	108
6.2.6	Determinación de los desplomes inelásticos	110
6.2.7	Ejemplo de dimensionado	111
6.2.8	Período fundamental	115
6.2.9	Proyecto de secciones	115
6.2.10	Análisis modal	117
6.3	Detalles de armado de secciones de hormigón armado	120
6.3.1	Vigas	120
6.3.2	Pilares	125
6.3.3	Nudos	129
6.3.4	Verificación de los criterios de	

desempeño	131
7 Capítulo 7. Respuesta no lineal de los casos de estudio	133
7.1 Introducción	133
7.2 Análisis no lineal de edificios	133
7.2.1 Generalidades	133
7.3 Análisis estático no lineal	134
7.3.1 Descripción del análisis estático no lineal usual	134
7.3.2 Discretización de los casos de estudio	136
7.3.3 Determinación de la resistencia del hormigón confinado	139
7.3.4 Cargas por gravedad	140
7.3.5 Índice de daño global de la estructura	142
7.3.6 Proceso de análisis de los casos de estudio	146
7.4 Validación del análisis no lineal	151
7.4.1 Caso 1: pórtico regular de 3 niveles	151
7.4.2 Caso 2: pórtico regular de 6 niveles	153
7.5 Análisis dinámico no lineal	156
7.6 Respuesta no lineal idealizada	158
7.7 Comentario sobre la aplicación de la forma no lineal idealizada	161
7.8 Índices de daño sísmico	163
7.8.1 Antecedentes	163
7.8.2 Propuesta de un índice de daño objetivo	166
8 Capítulo 8. Resultados del análisis no lineal	169
8.1 Introducción	169
8.2 Respuesta global	170
8.2.1 Desplomes	170
8.2.2 Daño global y local	173
8.2.3 Mecanismo de colapso	176

8.3	Curvas de capacidad, daño y reserva de resistencia	177
8.4	Ductilidad estructural y desplomes relativos	182
8.4.1	Ductilidad estructural	182
8.4.2	Desplomes relativos de los edificios	188
8.4.3	Verificación del criterio de control por desplomes relativos del EC-8	193
8.5	Factores de reducción por redundancia y reserva de resistencia	194
8.5.1	Espectros de factores de reducción por redundancia y reserva de resistencia	198
8.5.2	Cálculo del factor de reducción de respuesta R	205
8.6	Determinación objetiva de los umbrales de los Estados Límite	207
8.6.1	Procedimiento	207
8.6.2	Resultados por casos	208
8.7	Índice de daño objetivo de los edificios porticados	212
8.8	Estudio de la respuesta no lineal de edificios con ductilidad limitada usuales en España	221
8.8.1	Descripción de los casos de estudio	221
8.8.2	Edificio con forjados reticulares	222
8.8.3	Edificio con vigas planas	224
8.8.4	Edificio de pórticos resistentes a momentos	224
8.8.5	Respuesta no lineal del edificio con forjados reticulares	225
8.8.6	Respuesta no lineal del edificio con vigas planas	228
8.8.7	Respuesta no lineal del edificio con pórticos resistentes a momentos	230
8.8.8	Comparación de la respuesta no lineal de los tres edificios	232
8.8.9	Mejoras del comportamiento sísmico de los edificios con ductilidad limitada	232
8.8.10	Determinación del punto de capacidad por demanda	237
8.8.11	Curvas de fragilidad y matrices de	

	probabilidad de daño	244
9	Capítulo 9. Conclusiones, recomendaciones y líneas futuras	251
	9.1 Conclusiones, y recomendaciones	251
	9.2 Líneas futuras de investigación	255
	Referencias	257
	Apéndice 1	269
	Apéndice 2	311
	Apéndice 3	329
	Apéndice 4	347

Capítulo 1

Introducción

1.1 INTRODUCCIÓN

En el diseño sismorresistente actual existe la tendencia de favorecer la aplicación de procedimientos en los que aparezcan relaciones cada vez más claras entre los edificios que se proyectan y los modelos que se utilizan para simular su comportamiento. La ingeniería sismorresistente es una rama del conocimiento de reciente aparición, cuya complejidad y grado de incertidumbre sólo ha podido irse resolviendo paulatinamente, a medida que los avances técnicos lo han permitido. La evolución del conocimiento y del estado de la práctica no ha avanzado al mismo ritmo, ya que esta última ha tenido que afrontar nuevos retos que han obligado a forzar decisiones, muchas veces fundamentadas en el juicio del proyectista o en la opinión de expertos, las cuales a la larga han mostrado resultados en algunos casos afortunados, pero en otros lamentablemente, las consecuencias han representado altos costos humanos y económicos. Al respecto de la aplicación de este tipo de soluciones empíricas en los problemas de las estructuras, Heyman (1996) opina que 'mientras no exista información precisa, se justifica el uso de la experiencia'.

Una de las características que pueden criticarse dentro de los procedimientos propuestos en la mayoría de normativas sismorresistentes, es el de efectuar las conocidas reducciones insustanciales, consistentes en recoger los resultados obtenidos de modelizar estructuras y aplicarlos de forma generalizada a cualquier configuración que guarde mínimas semejanzas con el modelo estudiado. Estas simplificaciones han caracterizado el proyecto sismorresistente desde sus inicios, sin embargo es necesario reconocer la validez y eficacia de algunas de ellas, al

lograr producir sobre todo edificaciones que lograron sobrevivir exitosamente frente a grandes eventos sísmicos durante su vida útil.

Dentro de las simplificaciones que es posible encontrar dentro del proceso de proyecto de edificaciones sismorresistentes en general, y de edificaciones de hormigón armado en particular, se encuentran los factores de reducción de respuesta aplicados en el proyecto en la fase de análisis, para obtener las fuerzas sísmicas probables que actúan sobre un edificio, sobre el que se supone tiene la capacidad de incursionar en comportamiento plástico, a partir de espectros elásticos de diseño que caracterizan en general la amenaza sobre el sitio de emplazamiento del edificio que se proyecta y en particular la respuesta que producen los diferentes tipos de suelos que filtran la señal sísmica.

Mucho se ha investigado sobre la pertenencia y validez de estos factores de reducción, que han permitido hacer aplicable el proyecto de estructuras, aprovechando la característica que estas poseen para incursionar dentro del rango del comportamiento plástico sin pérdida sustancial de resistencia, y sufriendo daños reparables desde el punto de vista tecnológico y económico. El procedimiento que permite proyectar edificios que tienen una respuesta no lineal aplicando herramientas de análisis lineales ha sido posible gracias a la formulación de factores de reducción de respuesta, propuestos originalmente en el trabajo de Veletsos y Newmark, 1960. Estos factores fueron formulados inicialmente como función de la ductilidad estructural.

La aparición de procesadores más potentes y de programas de análisis no lineal, gracias a la iniciativa de grupos de investigadores a nivel mundial, ha permitido afrontar el problema de la respuesta no lineal de los edificios desde otra perspectiva, aún reconociendo que el proyecto en base a resultados del análisis no lineal directamente aplicado a los edificios nuevos, apenas sigue siendo una realidad que se vislumbra en un futuro, pero que hay que seguir dando respuesta a las necesidades que día a día se siguen presentando en el ámbito del proyecto de las estructuras.

Por esta razón, el análisis no lineal, si bien no es aplicado para el proyecto, permite por un lado validar los procedimientos, mediante la obtención de resultados que sería imposible obtener mediante el análisis elástico convencional y por el otro lado, permite refinar estos procedimientos, otorgando directrices de comportamiento que refuerzan los criterios aplicados por los proyectistas, que anteriormente solo se atrevían a dar por ciertos a pesar de las múltiples incertidumbres que la naturaleza del fenómeno sísmico entraña.

1.2 OBJETIVOS

Objetivo general. Esta investigación tiene como objetivo principal la caracterización de la respuesta no lineal de los edificios de hormigón armado, proyectados conforme a normas sismorresistentes actuales. La caracterización

involucra aspectos relevantes del proyecto sismorresistente como son la ductilidad, los factores de reducción, la redundancia y la reserva de resistencia.

Objetivos específicos. Entre los objetivos específicos de esta investigación figuran:

- Proponer un procedimiento de predimensionado sísmico con base en criterios de desplazamientos, optimizando las secciones mediante parámetros adimensionales.
- Incorporar las características propias de los materiales que conforman el hormigón armado: plasticidad del acero y daño del hormigón.
- Proponer un procedimiento de análisis estático no lineal realizado con control de fuerzas.
- Obtención de expresiones de valores de reserva de resistencia y de redundancia estructural apropiados para la relación de cargas sísmicas y cargas de gravedad propias de los pórticos que forman un edificio. Estas expresiones deben cumplir con la condición de ser compatibles con la aplicación dentro de un procedimiento global que conduce a la determinación de los factores de reducción R.
- Determinación objetiva de umbrales de daño, que son útiles tanto en el proyecto por desplazamientos como en el proyecto por prestaciones.
- También interesa evaluar el comportamiento no lineal de los edificios con tipologías usuales en España y la manera cómo este comportamiento puede ser mejorado.
- Formulación de un índice de daño objetivo que permita la evaluación de los edificios a partir de la respuesta no lineal y que pueda ser fácilmente correlacionado con los umbrales de los Estados Límite.

1.3 METODOLOGÍA APLICADA

En esta investigación se aplica fundamentalmente, pero no de manera exclusiva, el enfoque determinista en la caracterización de la respuesta no lineal de edificios de hormigón armado. Se parte del estudio de aspectos importantes de las etapas del proyecto sismorresistente, tomando como guía dos de las normas más actualizadas: el Eurocódigo 8 (EC-8 draft 2003) y el Internacional Building Code 2003. Para reproducir de una forma adecuada las etapas de proyecto sismorresistente, se ha partido de un proceso de predimensionado sísmico en el cual se incorporan los umbrales correspondientes a los Estados Límite. La propuesta de análisis estático no lineal se efectúa con el programa de elementos finitos PLCd, e incluye el planteamiento de un procedimiento cuyo criterio de convergencia es auxiliado

mediante índices de daño, que permite obtener las curvas de capacidad aplicando control de fuerzas. El procedimiento de análisis no lineal es evaluado y validado mediante la comparación con los resultados del análisis dinámico no lineal y con la comparación de las simulaciones numéricas con los resultados experimentales obtenidos de pórticos de hormigón armado de similares características.

Obviamente, este trabajo no sería posible, sin la aplicación de las herramientas del cálculo numérico, mediante programas de análisis no lineal. Sin embargo es necesario señalar, que a pesar de los casos que se estudian, representativos de una amplia gama de edificios de hormigón armado de alturas que permiten clasificarlos dentro de los edificios bajos e intermedios, no se pretende alcanzar resultados concluyentes que ambicionen cubrir todas las posibilidades dentro de las configuraciones y características de los edificios, que son muy amplias. Una de las características que definen los casos de estudio de esta investigación reside en que todos los edificios analizados son de tipología que permite catalogarlos como regulares, tanto en planta como en elevación.

La respuesta no lineal de edificios con ductilidad limitada, entre las que se encuentran tipologías estructurales aplicadas en España en el proyecto de edificios, se estudia mediante la respuesta de dos edificios: uno con forjados reticulares y otro porticado con vigas planas. Se estudia la mejora de la respuesta no lineal de éstos edificios de ductilidad limitada, aplicando modificaciones a las características de la armadura de refuerzo, al confinamiento y combinando tipologías poco dúctiles con las de pórticos resistentes a momentos. La respuesta de los edificios de ductilidad limitada se compara con la de los edificios con pórticos resistentes a momentos, proyectados para ductilidades intermedia y alta.

La presente investigación es una contribución en este sentido, procurando desde un principio la solución de un problema que desde hace tiempo se cita como limitante en la obtención de un diseño más transparente de edificios sismorresistentes, pero poco respaldado en la investigación actual por trabajos orientados a despejar ese margen de duda razonable, que se origina cuando el proyectista aplica los valores de ductilidad o los factores de reducción de respuesta prescritos en las normas, sin tener muchas veces la capacidad de discernir sobre la pertinencia de los valores que aplica o sin conocer muchas veces cuan adecuada será la respuesta del edificio que ha proyectado.

1.4 CONTENIDO DE LA MEMORIA

El trabajo se presenta subdividido en cuatro partes: en la primera parte se hace una introducción del estado del arte y a los fundamentos teóricos generales del proyecto sismorresistente basado en el análisis espectral, se estudian en detalle las características de los espectros de respuesta y de diseño, para el estado de comportamiento elástico y plástico (Capítulo 2). En el Capítulo 3 se revisan conceptos relacionados con la ductilidad, sus principales características tanto a

nivel seccional (local) como estructural (global), se estudian los conceptos de cada tipo de ductilidad haciendo especial énfasis en la relación que existe entre la ductilidad y el confinamiento en los elementos de hormigón armado.

La Seguidamente se presentan los capítulos dedicados a los factores de reducción, que contempla los capítulos 4 y 5 se estudia la naturaleza de los factores de reducción de respuesta. En el capítulo 4 se hace un estudio del estado del arte que abarca desde la formulación inicial, las primeras aplicaciones en las normas de diseño y las propuestas que han dado origen a un nuevo enfoque, además se hace una revisión actualizada de los factores de reducción contenidos en las principales normas de diseño sismorresistente a nivel mundial. En este capítulo se resalta la importancia que han ido cobrando dos de los componentes del factor de reducción de respuesta, que son uno de los objetivos de esta investigación, por esta razón los factores de reducción por reserva de resistencia y redundancia estructural reciben especial atención en el capítulo 5, cuyo contenido abarca las definiciones, los trabajos relevantes realizados en torno al tema y la formulación para de determinar ambos factores.

La tercera parte del trabajo contiene los procedimientos de análisis lineal y no lineal de los casos de estudio, consta de dos capítulos: el 6 y el 7. En el capítulo 6 se detalla la metodología de procedimiento de análisis y proyecto sismorresistente aplicando dos grupos de normativas, por un lado las europeas Eurocódigo-8 (proyecto sismorresistente) y Eurocódigo-2 (hormigón estructural) y las americanas IBC-2003 (sismorresistente) y ACI-318 (hormigón estructural). En el capítulo 7 se profundiza sobre los planteamientos en los que se fundamenta el tipo de análisis no lineal aplicado en esta investigación, comenzando desde la modelización para el análisis aplicado elementos finitos, pasando por el algoritmo con control de fuerzas, hasta el planteamiento de formas bilineales idealizadas que permiten la obtención del punto de plastificación mediante criterios objetivos, además se comenta la validez de la simplificación mediante la forma bilineal idealizada. En este capítulo se presenta una validación del procedimiento aplicado a la determinación de la curva de capacidad mediante control de fuerza, mediante la comparación de los resultados obtenidos mediante simulación numérica y los obtenidos mediante ensayos sobre modelos reales. Finalmente, en el capítulo se realiza la propuesta de un índice de daño sísmico objetivo, para evaluar la respuesta estática no lineal de los edificios.

Los resultados y conclusiones se muestran en el siguiente grupo de capítulos, que contiene los capítulos 8, y 9. En el capítulo 8 se muestran los resultados obtenidos del análisis estático no lineal de los edificios porticados proyectados según las normas indicadas anteriormente; dentro de estos resultados se encuentran los valores de los desplomes absolutos del nivel de cubierta, valores de los desplomes relativos y el de la ductilidad estructural. En éste capítulo además, se aborda el tema de la determinación objetiva de los valores de los desplomes correspondientes a los umbrales de los Estados Límite, para lo que se aplica una metodología que

considera los valores de los desplomes relativos. En este capítulo también se exponen los resultados para los edificios con tipologías estructurales usuales en España (forjados reticulares y vigas planas) y se comentan las modificaciones realizadas con la finalidad de mejorar la respuesta dúctil de estos edificios, así como se determinan las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño de este tipo de edificios. También contiene este Capítulo la aplicación práctica del índice objetivo de daño sísmico, para la evaluación de la respuesta de edificios dúctiles y también los no dúctiles, con base en la curva de capacidad y se correlaciona éste índice con los umbrales de daño objetivo. Finalmente, el capítulo 9 contiene las conclusiones y líneas futuras que han surgido de la investigación.

Capítulo 2

Determinación de la acción sísmica mediante espectros de proyecto

2.1. INTRODUCCIÓN.

El análisis sísmico de las estructuras se simplifica mediante la obtención de las acciones o fuerzas de proyecto a partir de espectros, evitando de esta forma la aplicación del análisis dinámico a sistemas de múltiples grados de libertad con los costos computacionales que este análisis implica. Así, es frecuente encontrar que las normas de proyecto sismorresistentes prescriben espectros de proyecto que engloban la información relativa al riesgo sísmico y que consideran el efecto de la amplificación dinámica, además de los valores de la aceleración máxima de acuerdo con el efecto que el tipo de suelo tiene sobre la respuesta. De estos espectros es posible obtener el valor de la aceleración a partir del período de la estructura, haciendo posible utilizar esta aceleración en el cálculo de las fuerzas o cortantes de piso. En este capítulo se discute acerca de la determinación de la acción sísmica mediante espectros de proyecto, el cálculo de estos espectros a partir de espectros de respuesta y la relación entre las cantidades calculadas a partir de acelerogramas mediante la solución de la ecuación de equilibrio dinámico de sistemas de un grado de libertad. Además se ilustra la utilización de la representación cuatripartita como base para la obtención de espectros idealizado.

2.2. ESPECTROS DE RESPUESTA

Los espectros de respuesta son gráficos que contienen los puntos de la respuesta elástica máxima de un sistema de un grado de libertad, al ser sometido a la acción de un terremoto registrado como acelerograma o mediante acelerogramas generados de forma artificial. La respuesta puede ser presentada de acuerdo a cantidades útiles en el proceso de proyecto, así por ejemplo para la solución de la ecuación de equilibrio dinámico bastaría obtener los desplazamientos de la masa concentrada, sin embargo es frecuente encontrar espectros de respuesta en aceleraciones o en velocidades que son espectros que permiten un mejor conocimiento de las características propias de un determinado sismo.

El modelo matemático consiste en un sistema de péndulo con masa m rigidez k y amortiguamiento c , sometido a una acción en su base de apoyo $a(t)$ que se transmite a todo el sistema y que origina la respuesta dinámica, ver Figura 2.1.

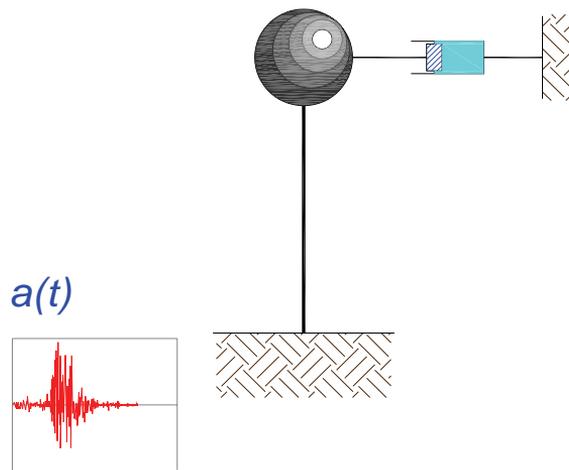


Figura 2.1 Sistema de un grado de libertad sometido a movimiento del apoyo

La ecuación de equilibrio dinámico para el sistema de un grado de libertad es:

$$m\ddot{x} + k(x - x_a) + c(\dot{x} - \dot{x}_a) = 0 \quad (2.1)$$

Con las expresiones de la frecuencia natural:

$$\omega = \sqrt{k/m} \rightarrow k = m^2 \omega \quad (2.2)$$

Y del amortiguamiento:

$$\zeta = \frac{c}{c_{cr}} \quad (2.3)$$

Siendo el amortiguamiento crítico:

$$c_{cr} = 2\sqrt{km} \quad (2.4)$$

Al sustituir en la expresión de equilibrio dinámico:

$$m\ddot{x} + m\omega^2(x - x_a) + 2\zeta\sqrt{km}(\dot{x} - \dot{x}_a) = 0$$

Se definen las cantidades relativas como:

$$\begin{aligned} x_r &= (x - x_a) \\ \dot{x}_r &= (\dot{x} - \dot{x}_a) \\ \ddot{x}_r &= (\ddot{x} - \ddot{x}_a) \rightarrow \ddot{x} = \ddot{x}_r + \ddot{x}_a \end{aligned} \quad (2.5)$$

Y al sustituir estas últimas en la ecuación de equilibrio dinámico:

$$\ddot{x}_r + \ddot{x}_a + \omega^2 x_r + 2\omega\zeta\dot{x}_r = 0$$

La aceleración del apoyo es una función del tiempo y suele representarse de manera conveniente a la derecha de la ecuación de equilibrio dinámico, quedando:

$$\ddot{x}_r + \omega^2 x_r + 2\omega\zeta\dot{x}_r = \ddot{x}_a(t) \quad (2.6)$$

Esta es una ecuación diferencial de segundo orden no homogénea cuya solución se obtiene al resolver la integral de Duhamel:

$$x(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{x}_a(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \quad (2.7)$$

La expresión para la determinación de las velocidades es:

$$\dot{x}(t) = \int_0^t \dot{x}_a(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \cos \omega(t-\tau) d\tau - \omega\zeta x(t) \quad (2.8)$$

Y para aceleraciones:

$$x(t) + x_a(t) = \int_0^t x_a(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau - 2\zeta\omega x(t) - (\zeta\omega)^2 x(t) \quad (2.9)$$

La solución de la integral de Duhamel se obtiene mediante métodos numéricos adecuados, por ejemplo el método paso a paso que requiere de intervalos equiespaciados, lo cual lo hace especialmente útil en el caso en el que la aceleración del apoyo consiste en un acelerograma, que posee igual intervalo para cada uno de los puntos. Al resolver la integral para el intervalo de integración se obtiene la respuesta del sistema de un grado de libertad en este caso en desplazamientos. El resto de las cantidades que representan la respuesta al acelerograma es posible obtenerlas mediante la relación entre el desplazamiento y la pseudo velocidad

$$v = \omega x = \frac{2\pi}{T} x \quad (2.10)$$

y entre el desplazamiento y la pseudo aceleración:

$$a = \omega^2 x = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 x \quad (2.11)$$

Tanto la pseudo velocidad como la pseudo aceleración calculadas a partir del desplazamiento del espectro de respuesta, no coinciden en sus valores con los valores máximos calculados directamente de la integral de Duhamel, para el caso de amortiguamiento no nulo, como se verá más adelante.

La ecuación de equilibrio dinámico expresada en , está planteada para sistemas amortiguados, para los que el amortiguamiento del sistema, generalmente representativo del amortiguamiento propio de los materiales que conforman la estructura y los elementos no estructurales tal como los cerramientos, está expresado como un porcentaje del amortiguamiento crítico, cantidad que depende de las propiedades mecánicas de la estructura. Generalmente los espectros de respuesta se calculan para un amortiguamiento del 5% que es representativo del amortiguamiento observado en la respuesta de estructuras de hormigón con mampostería de ladrillo. Sin embargo, es posible considerar otros valores de amortiguamiento superiores (entre 10 y 15%) y observar su influencia en la variación de la respuesta dinámica, aun cuando sus valores difícilmente puedan ser alcanzados por las estructuras comunes.

Seguidamente se presenta un ejemplo de espectro de respuesta obtenido para un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento variable, sometido a una aceleración del apoyo que corresponde al acelerograma registrado durante el terremoto de Northridge (1994) registrado en la estación Newhall, componente N-S. En la Figura 2.2 se muestra el registro del acelerograma corregido.

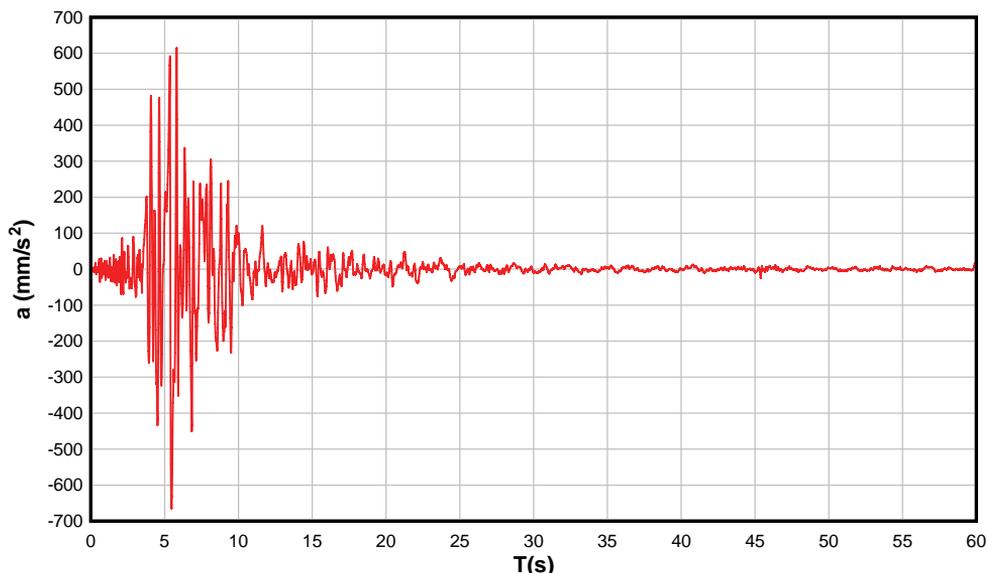


Figura 2.2 Registro del terremoto de Northridge (1994)

Una representación alternativa del registro sísmico y que sirve como base de análisis de su período predominante consiste en el espectro de amplitudes de Fourier, que se basa en la posibilidad de representar señales periódicas descomponiéndolas en la sumatoria de varias funciones sinusoidales con diferentes frecuencias, amplitudes y fases. Una de las modalidades de cálculo de la transformada de Fourier corresponde a señales discretas, esto es, con duración determinada como ocurre con los acelerogramas, en este caso la expresión que permite obtener las amplitudes en función de las frecuencias es:

$$\dot{X}(\omega_n) = \Delta t \sum_{k=1}^N \dot{x}(t_k) e^{-i\omega_n t_k} \quad (2.12)$$

Siendo:

$$\omega_n = n\Delta\omega = \frac{2\pi n}{N\Delta t} \quad (2.13)$$

Donde $\dot{X}(\omega_n)$ es la amplitud del espectro, ω_n es la frecuencia natural, Δt es el incremento de tiempo en el registro o acelerograma, n es el número de incrementos de la frecuencia natural y N es el número total de incrementos del tiempo.

Uno de los algoritmos planteados para la optimización de los cálculos de la transformada de Fourier y que es aplicable para señales cuyo número de puntos es

igual a una potencia de 2, es el conocido como transformada rápida de Fourier, o por sus siglas FFT. En este espectro se grafican en el eje de las ordenadas los valores de frecuencias expresados en Hertz (o s^{-1}) y en el eje de las abscisas los valores de las amplitudes, cuyas unidades corresponden a las de la aceleración multiplicadas por la unidad de tiempo, por tanto expresadas en unidades de velocidad, sin embargo los valores de las amplitudes no tienen una interpretación física directa aparte de la de que la mayor amplitud indica el valor de la frecuencia y por tanto, del período predominante, sin embargo si se grafican juntos el espectro de amplitudes de Fourier contra el período y el espectro de respuesta en velocidades, se consigue que este último es la curva envolvente del primero. En la Figura 2.3 se observa el espectro de amplitudes de Fourier obtenido para el sismo estudiado, donde se observa que la frecuencia predominante es de 1,73 Hertz, por tanto la máxima respuesta en aceleraciones deberá ubicarse alrededor de los 0,6 s.

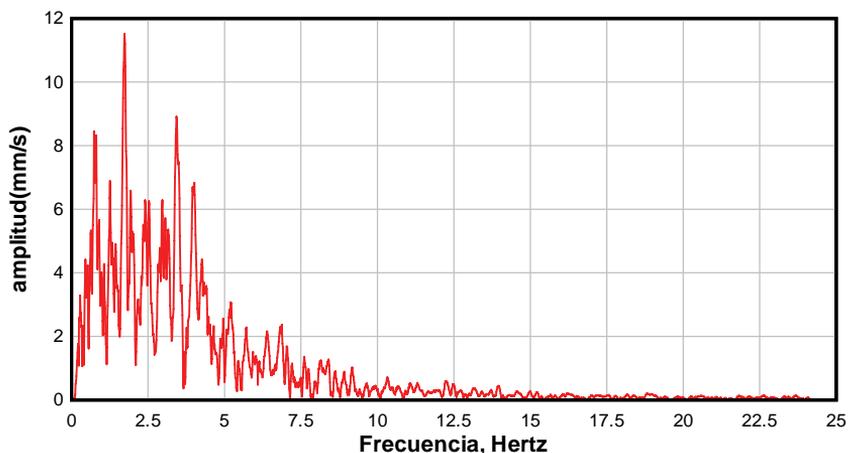


Figura 2.3 Espectro de amplitudes de Fourier

El espectro de amplitudes de Fourier obtenido para el terremoto de Northridge es de amplia gama de frecuencias por lo que no existe un valor único que muestre predominancia sobre el resto. En casos como este suele ser de utilidad la determinación del espectro suavizado de amplitudes, que permite precisar no un valor único de frecuencia predominante, sino más bien el rango de frecuencias predominantes, ver Figura 2.4, tal como lo mostrarán los resultados obtenidos en el espectro de respuesta en aceleraciones el período predominante se ubica dentro del rango de frecuencias obtenido del espectro suavizado.

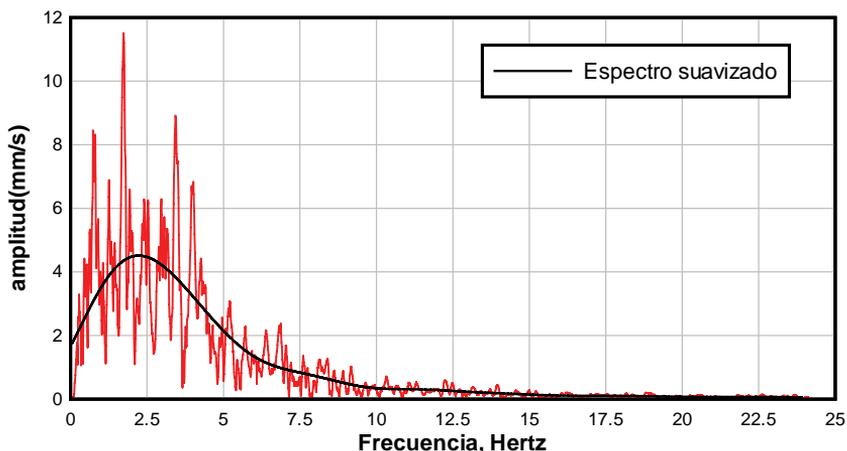


Figura 2.4 Espectro suavizado de amplitudes de Fourier

Para este registro se han calculado los espectros de respuesta elástica en desplazamientos velocidades y aceleraciones, para porcentajes de amortiguamiento nulo, 5%, 10% y 20%, para períodos que van desde 0,1 s. hasta 5 s.

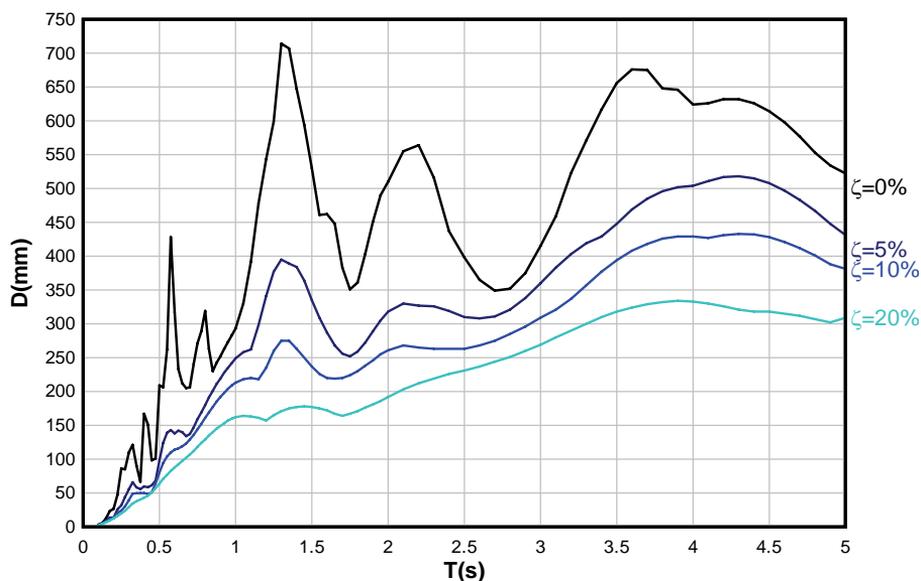


Figura 2.5 Espectro de respuesta en desplazamientos

En la Figura 2.5 se puede observar el espectro de respuesta en desplazamientos. La forma general de este espectro muestra que los desplazamientos se incrementan a medida que la estructura se hace más flexible, o sea para estructuras de períodos más altos. Sin embargo para el caso no amortiguado el máximo desplazamiento se alcanza para período próximo a 1,3 s., mientras que para los casos de

amortiguamiento no nulo, los valores máximos de desplazamiento corresponden a períodos superiores a los 3,5 s. A partir de este período los desplazamientos mantienen una relación de proporcionalidad, que también se puede observar en los espectros inelásticos. Esta relación de proporcionalidad se ha interpretado como que los desplazamientos se igualan, permitiendo plantear el ‘principio de iguales desplazamientos’, que permite deducir los factores de reducción a partir de la ductilidad global de la estructura, sin embargo es evidente que considerar que los desplazamientos se igualan es un error.

El espectro de respuesta en velocidades mostrado en la Figura 2.6, presenta una forma en la que los valores predominantes se ubican generalmente hacia el rango de los períodos intermedios. Se nota que al igual que el espectro de desplazamientos el espectro de velocidades muestra una clara reducción de las ordenadas a medida que el amortiguamiento considerado es mayor, pero existe una relación de proporcionalidad entre los valores ubicada en el rango de períodos que se inicia alrededor de los 0,4 s. y termina hacia el período de 1,8 s. Esta relación de proporcionalidad también se puede observar en el caso de la respuesta inelástica y ha llevado al planteamiento de la reducción de las ordenadas espectrales aplicando el ‘principio’ de igual energía, que como se verá más adelante, no es aplicado de manera correcta.

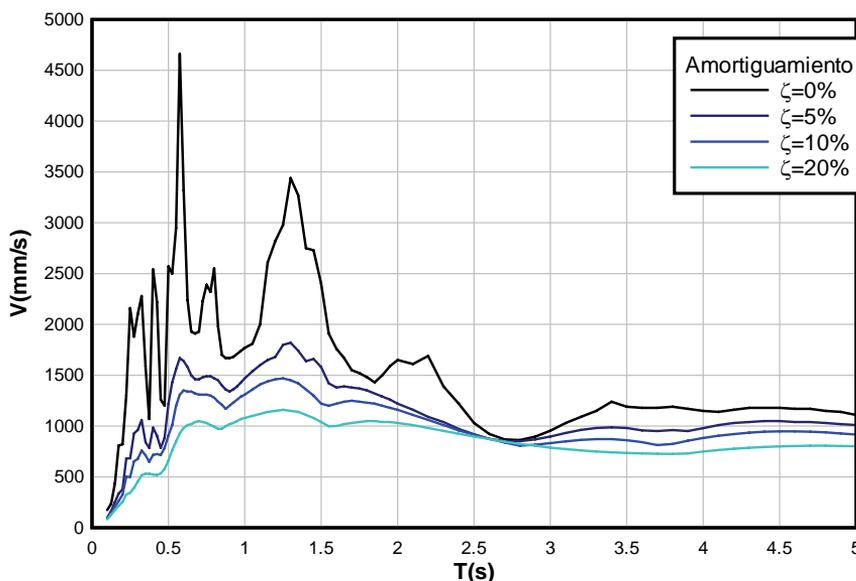


Figura 2.6 Espectro de respuesta en velocidades

En la Figura 2.7, se muestra el espectro de respuesta en aceleraciones. En el caso no amortiguado se observa que el período predominante se encuentra próximo a los 0,25 s., aunque el espectro muestra otros valores pico para períodos posteriores. El período predominante queda más claramente definido para los casos amortiguados,

sin embargo los valores pico muestran que el período se desplaza ligeramente hacia la derecha, tal como se observa en los casos en los que se considera comportamiento elasto-plástico.

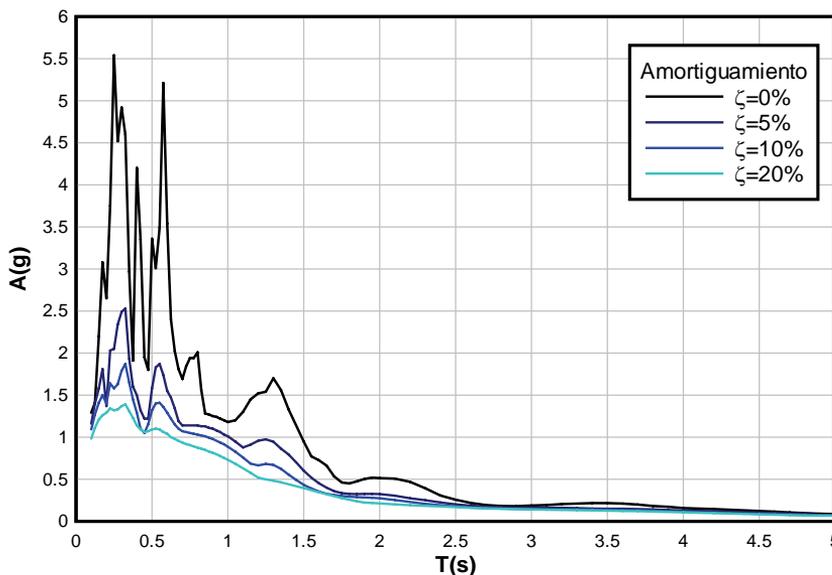


Figura 2.7 Espectro de respuesta en aceleraciones

De la Figura anterior se tiene que el valor de la aceleración de estructuras con períodos próximos a cero es igual a la unidad, esto se explica por que para estructuras con rigidez infinita el movimiento relativo no existe, lo que hace que el movimiento de suelo y de estructura sea idéntico. Otra observación interesante se obtiene del rango de períodos para los que se obtiene los máximos valores de aceleración, que se ubica dentro de los períodos bajos hacia los intermedios, como se anticipó del espectro de amplitudes de Fourier. Los valores máximos permiten establecer la relación entre la aceleración que alcanza la estructura respecto a la aceleración del apoyo, conocida como amplificación dinámica, concepto similar al aplicado para la amplificación de las señales sísmicas al ser filtradas por los suelos.

En este punto conviene aclarar la relación que existe entre los espectros de respuesta y los pseudo espectros obtenidos de los espectros de respuesta en desplazamiento haciendo uso de las relaciones que existen entre las cantidades calculadas para un sistema de un grado de libertad, ambos tipos de espectros son utilizados sin considerar que existen diferencias entre ellos.

En la Figura 2.8 se ha graficado el conjunto de espectros de respuesta en aceleraciones y el conjunto de pseudo espectros de aceleraciones calculados a partir de los valores espectrales de desplazamientos aplicando la expresión 2.9. En el caso no amortiguado las ordenadas presentan similares valores, mientras que a

medida que se incrementa el amortiguamiento, los valores de la aceleración se van haciendo más diferentes. Esta diferencia se debe a que el espectro de respuesta tiene los valores máximos obtenidos entre los calculados, mientras que el seudo espectro muestra valores calculados a partir de máximos de desplazamientos, que no necesariamente poseen los valores máximos en aceleración, pero que en el caso no amortiguado presentan máximos coincidentes.

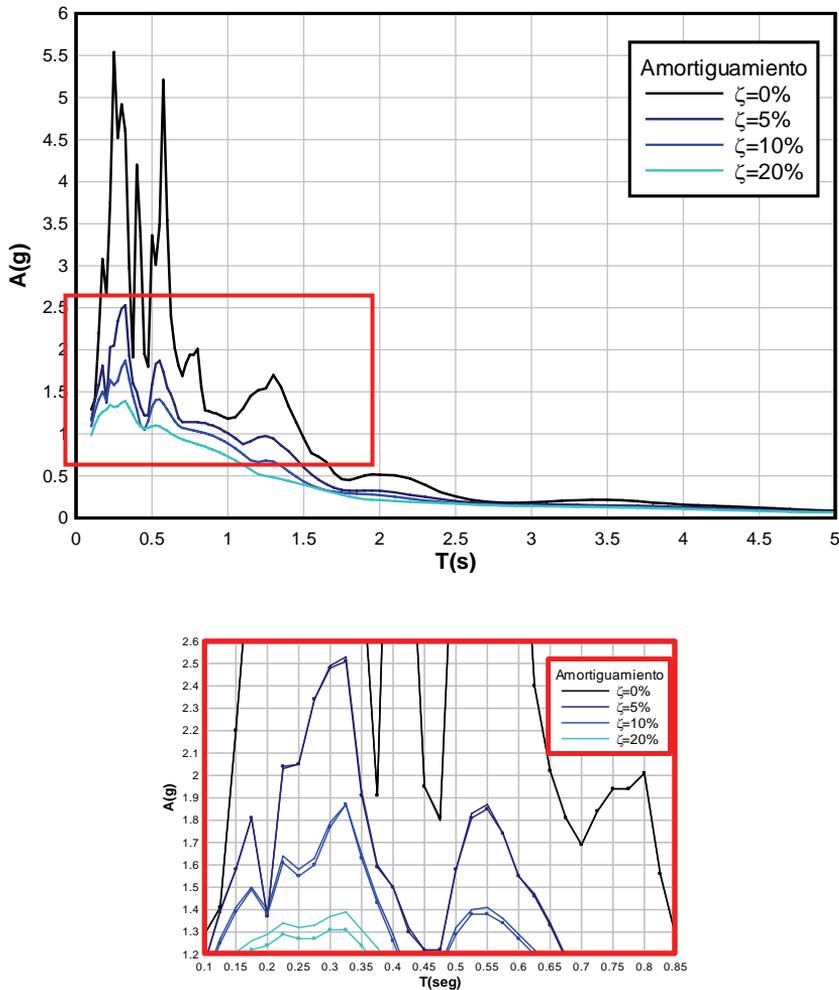


Figura 2.8 Comparación entre espectros de respuesta y seudo espectros

Finalmente, si se consideran aspectos relativos a la geotécnica y la tectónica, se puede considerar que los espectros de respuesta son afectados en diferente medida por las siguientes características, Sadek y Mohraz, 2002:

Geología local. La geología local determina las características del sustrato que se encarga de filtrar la señal sísmica, alterando su contenido frecuencial y los valores

pico del movimiento del terreno, amplificando a estos últimos de manera significativa. En los últimos años la posibilidad de contar con registros obtenidos en diferentes tipos de suelos a permitido realizar estudios de la influencia del efecto de sitio y comparando la respuesta obtenida en superficie.

Magnitud. La magnitud de los sismos influye los espectros de respuesta al amplificar los valores pico, de esta forma se alcanzan diferentes valores de amplificación en a medida que se varía la magnitud. Este efecto se presenta generalmente asociado con el efecto de sitio, haciendo que por ejemplo para suelos aluvionales las amplificaciones se incrementen a medida que la magnitud del sismo aumenta.

Distancia epicentral. Se considera que la distancia epicentral afecta especialmente a los suelos rígidos o roca si la fuente es cercana, incrementando los valores de la amplificación para el rango de los períodos cortos. En suelos aluvionales o suelos blandos el efecto de la amplificación como consecuencia de la distancia epicentral suele considerarse menos importante, pero sin olvidar que la combinación del contenido frecuencial de un sismo lejano con las características de sitio correspondientes a suelos muy blandos, puede conllevar amplificaciones de tal magnitud que un sismo no destructivo en suelos rígidos, cause gran cantidad de daños en estas zonas de suelos blandos.

Características de la fuente. El mecanismo de falla si bien ha sido poco estudiado, influye en las amplificaciones de ordenada si va asociado con cambio producto del efecto de sitio, sin embargo la falta de estudio de casos hace poco concluyente la relación entre espectros y mecanismo de falla.

Duración. A pesar de que existe el criterio generalizado de que los espectros de respuesta sólo poseen información sobre la amplificación y el contenido frecuencial, se ha establecido que los terremotos de larga duración afectan la amplificación en le rango de las frecuencias bajas e intermedias.

2.3. ESPECTROS ELÁSTICOS DE PROYECTO

Los espectros de respuesta no son utilizados directamente para el proyecto, pero sirven para calcular espectros promedio de respuesta al tener los resultados de un conjunto de sismos seleccionados de acuerdo con la compatibilidad de características de los suelos en los que han sido obtenido los registros o bien mediante el proceso de registros mediante programas que permiten modelar la respuesta en superficie incorporando modelos no lineales, en los últimos años es frecuente encontrar investigaciones que han aplicado este último procedimiento. Los espectros elásticos de proyecto se determinan mediante el método de Newmark y Hall (1973), que si bien tiene un formato de período contra aceleración, es determinado mediante la representación cuatripartita en formato logarítmico de los espectros de respuesta promedio en velocidades, como se verá más adelante. Otro formato de los espectros de proyecto es el que se ha establecido con el proyecto

basado en desempeño, que ha requerido la representación de la demanda elástica en formato desplazamiento contra aceleración.

Los espectros de respuesta promedio contienen la información de un conjunto de sismos registrados en una región tectónica determinada. En los casos de zonas con baja actividad sísmica o carente de sismicidad instrumental, suele utilizarse un conjunto de registros de zonas sísmicamente compatible con la finalidad de calcular los espectros promedio que permitan a su vez obtener los espectros de proyecto. Los criterios aplicados para determinar la compatibilidad de dos zonas son los siguientes: mecanismo de falla, distancia focal, valores máximos de la acción, las propiedades físicas del medio atravesado por las ondas sísmicas, dimensiones y orientación del sistema de fallas y el efecto de la geología local o efecto de sitio.

Los espectros promedio suavizados permiten apreciar la forma general mediante la eliminación de picos, indicando la zona de períodos para la que se obtiene los mayores valores de aceleración. A partir de estos espectros promedio suavizados que no presentan tantas irregularidades es posible obtener los espectros idealizados o espectros elásticos de proyecto.

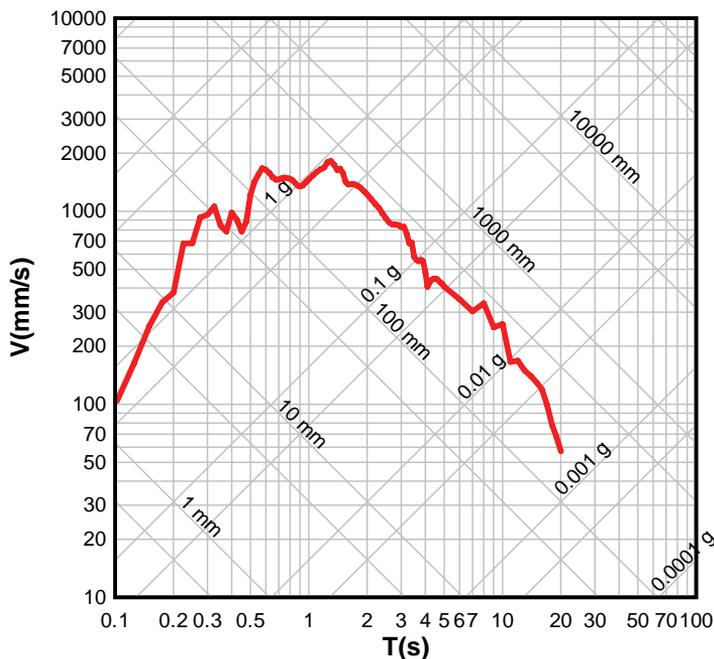


Figura 2.9 Representación cuatripartita de espectro de respuesta en velocidades

En la Figura 2.9 se muestra la representación cuatripartita del espectro de respuesta en velocidades para un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico.

El espectro idealizado se traza mediante líneas quebradas que se ajustan mediante los valores pico obtenidos del movimiento del terreno, amplificado por valores producto del procesamiento estadístico de diversos registros obtenidos en roca y suelos aluvionales (Newmark y Hall, 1983) cuyas expresiones dependen del amortiguamiento.

Amplificación de la rama de aceleraciones:

$$\alpha_A = 3.21 - 0.68 \ln \zeta \tag{2.14}$$

Amplificación de la rama de velocidades:

$$\alpha_A = 2.31 - 0.41 \ln \zeta \tag{2.15}$$

Amplificación de la rama de desplazamientos:

$$\alpha_A = 1.82 - 0.27 \ln \zeta \tag{2.16}$$

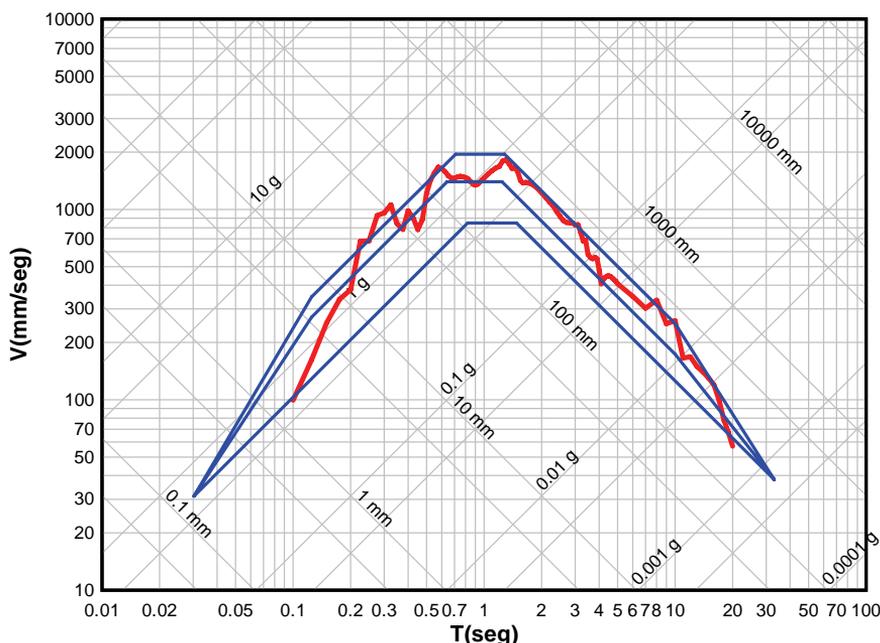


Figura 2.10 Trazado de espectro idealizado mediante factores de amplificación

En la Figura 2.10 se muestra el espectro idealizado calculado con los factores de amplificación establecidos en las ecuaciones anteriores para el amortiguamiento de cálculo igual al 5% del amortiguamiento crítico.

El espectro de proyecto se obtiene mediante la conversión de las ordenadas del espectro idealizado, por ejemplo para el percentil 50%, llevándolas de velocidades a aceleraciones espectrales normalizadas, que ese l formato usual de presentación de los espectros de proyecto y que se obtienen como la razón de dividir la aceleración entre la aceleración máxima del terreno (para $T=0$ s.) en la Figura 2.11 se observa la representación del espectro de proyecto.

Una vez que la forma espectral ha sido determinada para una región específica, se requiere determinar el valor máximo probable que puede alcanzar un terremoto de una intensidad en un tiempo previsto. Este valor máximo, por lo general en aceleraciones indicará la escala a la que se ajustará en espectro de proyecto elástico y que será la envolvente de las acciones máximas para la zona de estudio.

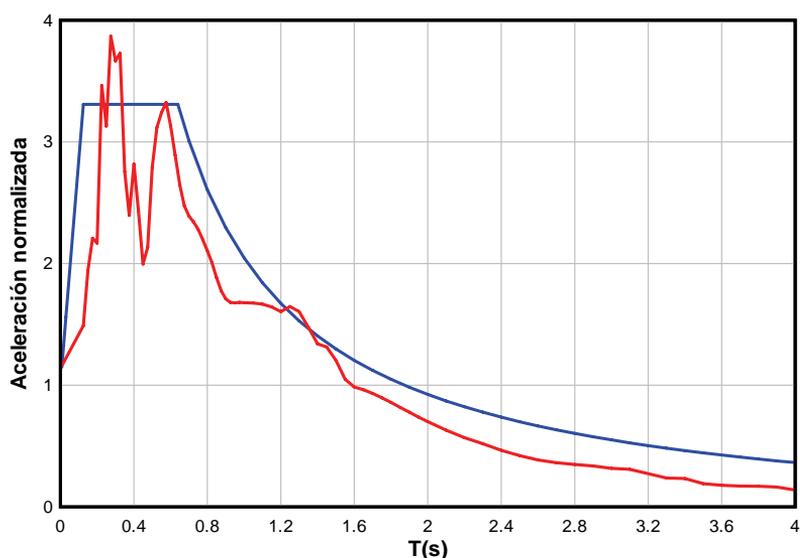


Figura 2.11 Forma espectral de proyecto elástico

Como ejemplo de espectros de proyecto elástico, en la Figura 2.12 se muestran los prescritos en la norma Covenin 1756-01, para los tipos de suelo que van desde los clasificados como roca con diaclasas o suelos muy rígidos hasta los suelos blandos conformados por arcillas plásticas.

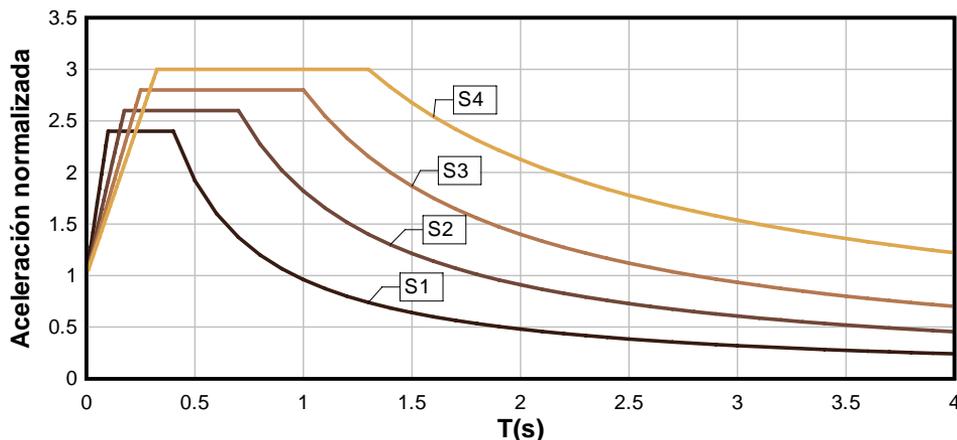


Figura 2.12 Espectros elásticos de proyecto, Norma Covenin 1756-98

El cálculo de los parámetros sísmicos de proyecto se lleva a cabo mediante el estudio de la peligrosidad sísmica. Existen dos enfoques diferentes para llevarlo a cabo, un enfoque determinista aplicado en los primeros trabajos de ingeniería sísmica que consiste en obtener los parámetros asociados con un evento sísmico particular y un enfoque probabilista, que es el de mayor aplicación actualmente y que consiste en la determinación de los parámetros sísmicos trabajando en base a imponderables, para lo que se requiere conocer de la actividad sísmica instrumental y pre-instrumental. De forma complementaria, para calcular la aceleración máxima probable para una región tectónica determinada se requiere además de la sismicidad, la tectónica, la predicción de las acciones de un terremoto determinado y las características de sitio Grases, 1997. Así, la probabilidad de que un evento sea mayor que un valor de referencia en un tiempo dado se calcula como:

$$P[X \leq x] = F_x(x, t) \quad (2.17)$$

Donde P representa la probabilidad de que un evento X no supere un valor x preestablecido en un tiempo t. Esta probabilidad en términos de proyecto se puede ejemplificar considerando la probabilidad correspondiente a las edificaciones usuales, que es de un 10% en 50 años. Esta probabilidad está asociada obviamente con un evento cuya magnitud posee un período de retorno determinado para la región tectónica y con el factor de importancia asignado a la edificación, o sea, que las edificaciones consideradas esenciales se diseñan para terremotos con períodos de proyecto más largos. En la Figura 2.13 se puede observar el mapa de peligrosidad sísmica de Venezuela, con los valores máximos de aceleraciones asociadas y aplicados a las formas espectrales determinadas considerando las condiciones locales.

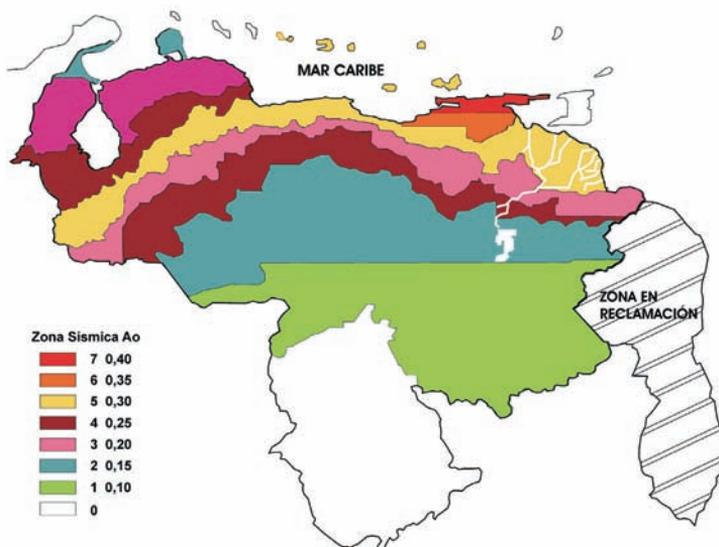


Figura 2.13 Mapa de riesgo sísmico de Venezuela

2.4. ESPECTROS INELÁSTICOS DE PROYECTO

Los espectros inelásticos se pueden determinar conforme a dos enfoques distintos que han sido utilizados conforme a como han avanzado las herramientas de cálculo. El primer enfoque, conocido como enfoque indirecto se ha aplicado desde que se comenzaron a utilizar los espectros de proyecto, consisten en calcular los espectros de comportamiento inelástico a partir de los espectros de proyecto elásticos, mediante la reducción de ordenadas basadas en factores de reducción de respuesta o factores de reducción de resistencia, sobre los que se tratará más adelante.

El método directo debe su aplicación a la aparición de modelos histeréticos o de reproducción de las relaciones fuerza deformación bajo cargas cíclicas de las estructuras. En este caso se trata de espectros de ductilidad constante para los que el valor de la ductilidad global se fija previamente al cálculo de la fuerza de plastificación del sistema, procediendo al cálculo de los espectros de respuesta conforme a lo estudiado en los puntos anteriores de este capítulo. Los modelos de histéresis aplicados en los inicios eran muy simples, idealizaban la respuesta observada en ensayos de modelos sometidos a cargas cíclicas, mediante envolventes poligonales.

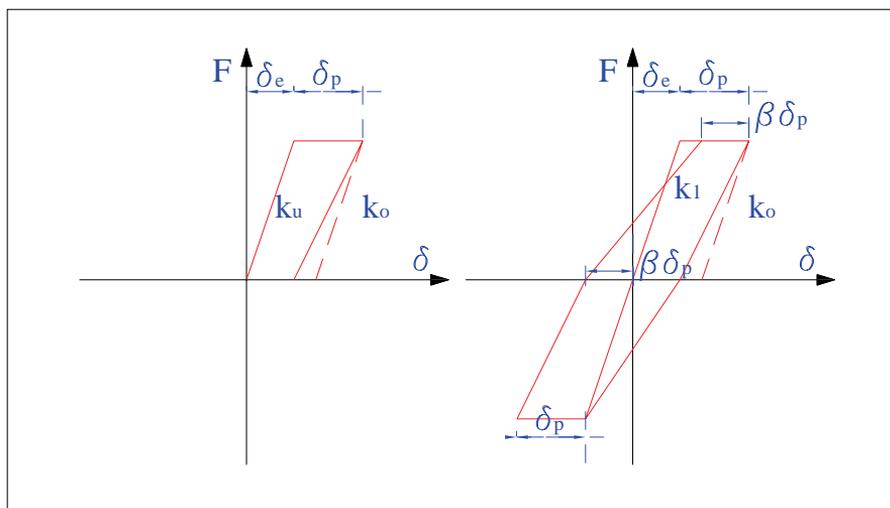


Figura 2.14 Modelo bilineal de Takeda

Uno de los modelos más populares ha sido el modelo bilineal de Takeda (Takeda *et al.*, 1970) utilizado para reproducir el comportamiento de elementos o pórticos de hormigón armado. En la Figura 2.14 se muestra el gráfico de fuerza contra deformación de este modelo, se observa que la degradación de la rigidez tanto en el proceso de carga como en descarga depende de la deformación plástica alcanzada en el ciclo previo, pero sin admitir la degradación de la resistencia ya que la fuerza cedente se mantiene constante, a pesar de sus evidentes limitaciones el modelo se ha mantenido vigente incluso en recientes trabajos de investigación gracias a el buen ajuste que presenta con la respuesta cíclica de pórticos de hormigón armado. A partir de este modelo se han desarrollado otros modelos poligonales que permiten la incorporación de otros efectos de degradación como la pérdida de la rigidez la plastificación o formación de rótulas plásticas en diferentes puntos de la estructura y la pérdida de la capacidad de disipación que gráficamente corresponde al ‘estrangulamiento’ de los lazos de histéresis.

Otros modelos frecuentemente utilizados en la obtención de la respuesta inelástica de las estructuras son los modelos suavizados, que se diferencian de los anteriores en que las ramas elásticas y plásticas tanto en fase de carga como en descarga en lugar de ser poligonales se ajustan mediante trazos curvos de distinto tipo. Dentro de este grupo los primeros modelos utilizados para representar el comportamiento histérico de estructuras de acero y de hormigón armado han sido el modelo de Wen y Bouc (Wen 1976) y el modelo de Ramberg Osgood (1943). En la Figura 2.15 se muestra un ejemplo de respuesta cíclica de pórtico de hormigón armado para el que se ha utilizado un modelo suavizado con degradación de rigidez y deterioro de la resistencia (Reinhorn y Sivaselvan, 2000).

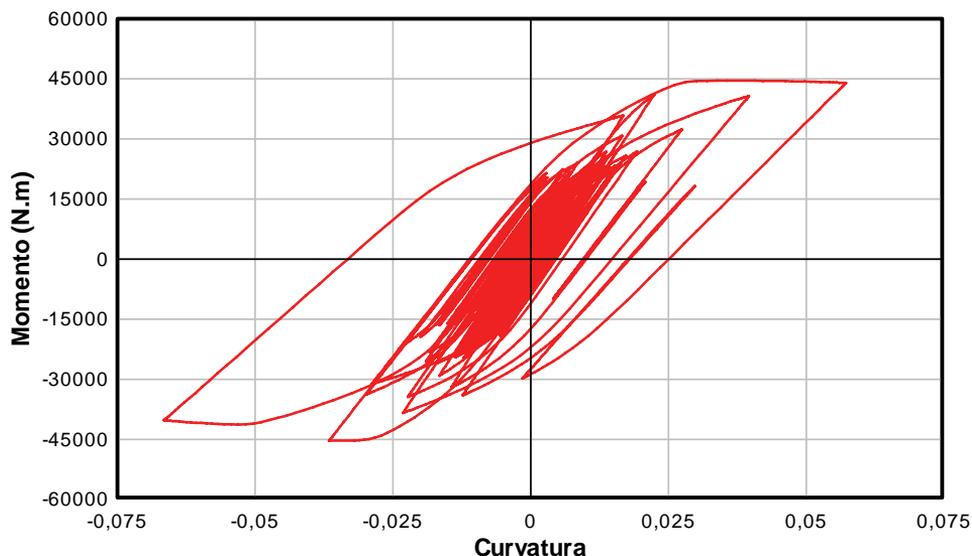


Figura 2.15 Modelo histérico suavizado de Reinhorn y Sivaselvan

La determinación de los espectros inelásticos de respuesta para valores específicos de ductilidad global μ se lleva a cabo mediante la solución de la ecuación de equilibrio dinámico siguiendo los pasos que a continuación se detallan, Chopra (2000):

1. Definición de la aceleración del suelo \ddot{x}_s .
2. Escogencia del valor del amortiguamiento del sistema ζ dependiendo de los materiales que componen la estructura.
3. Selección del período de la estructura T .
4. A partir de los datos anteriores se calcula la respuesta elástica en desplazamiento. Al resolver el equilibrio dinámico se obtienen los valores de $x^e(t)$, entre los que se ubica el valor máximo de respuesta elástica x_{\max}^e que permite calcular el valor de la fuerza de restitución elástica máxima:

$$f_{\max}^e = kx_{\max}^e \quad (2.18)$$

5. Con los mismos datos de los puntos 1 al 3 se obtiene la respuesta inelástica en desplazamientos, para lo que se ha de utilizar un modelo elasto- plástico u otro modelo que permita reproducir el comportamiento histérico de la estructura, con un valor de fuerza cedente obtenido a partir de la fuerza

elástica correspondiente, escalada mediante valores de factores de reducción con base en en ductilidad R_μ adecuadamente seleccionados mediante rangos que interesan en el proceso de análisis sismorresistente. De los valores de la respuesta inelástica en desplazamientos $x^i(t)$, obtener el valor máximo x_{\max}^i , con este valor y el obtenido en el punto 4, calcular el valor de la ductilidad global alcanzada:

$$\mu = \frac{x_{\max}^i}{x_{\max}^e} \quad (2.19)$$

6. Se elabora un gráfico que contiene los valores de los factores de reducción con base en en ductilidad R_μ y los valores de ductilidad global μ obtenidos en el paso anterior.
7. Del gráfico anterior se obtiene el valor del factor de reducción basado en ductilidad R_μ que corresponde a un valor específico de ductilidad global μ esperado, por ejemplo valores usuales de proyecto de $\mu = 2,4,6$. Si en el gráfico se obtiene más de un valor de R_μ , seleccionar el mayor.
8. Con el valor de R_μ y manteniendo fijos los valores de ζ y T , obtener los valores inelásticos de respuesta a partir de los valores elásticos reducidos por R_μ . Cada valor calculado corresponderá a un punto del espectro de respuesta inelástico para el valor del período considerado.
9. Se repite el procedimiento anterior para valores de períodos dentro de un rango en el que se ubica la respuesta estructural.
10. Se repite el procedimiento anterior para valores de ductilidad global μ correspondiente a los tipificados en las normativas de proyecto sismorresistente, o valores de especial interés.
11. Se grafican los valores de los espectros elástico e inelásticos de respuesta para los diferentes valores de μ seleccionados.

Ejemplo de espectro calculado mediante el enfoque directo se muestra en la Figura 2.16, se han considerado varios niveles de ductilidad global, para un amortiguamiento del 5%. Estos espectros inelásticos de respuesta se agrupan conforme a las características geotécnicas de los registros que los han originado, se promedian y se calculan espectros suavizados o directamente espectros idealizados a partir de los que se plantean espectros de proyecto inelásticos.

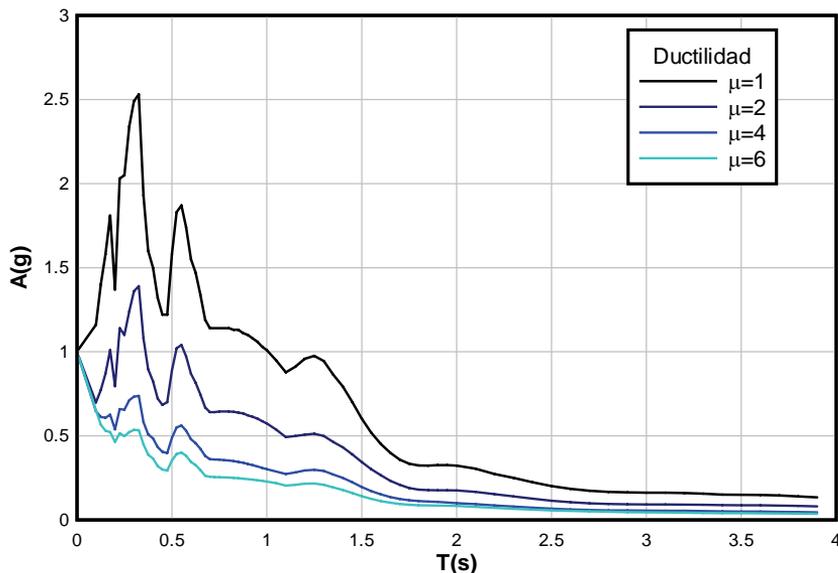


Figura 2.16 Espectro inelástico de respuesta en aceleraciones

La obtención de espectros de proyecto inelástico aplicando el enfoque directo es similar a la aplicada en la obtención de los espectro elásticos, utilizando valores estadísticos correspondientes a las condiciones geotécnicas comunes y trazando espectros idealizados en la representación cuatripartita.

El método indirecto consiste en la determinación de espectros inelásticos de proyecto a partir de la reducción de las ordenadas del espectro elástico de proyecto mediante factores de reducción de respuesta también conocidos como factores de reducción de resistencia o simplemente factores R sobre los que se tratará en el capítulo siguiente. Este método es el que se encuentra prescrito en la mayoría de los códigos debido a su sencillez de aplicación, compatible con los espectros elásticos de proyecto.

En la Figura 2.17, se muestra un ejemplo de aplicación del enfoque indirecto para obtener espectros inelásticos de proyecto a partir de un espectro de proyecto elástico, el espectro corresponde al tipificado en la Normativa Covenin 1756-01 para suelos de moderada compacidad (suelos tipo 2), para ductilidades contempladas en el proyecto de estructuras de hormigón con diferentes niveles de detalle sismorresistente.

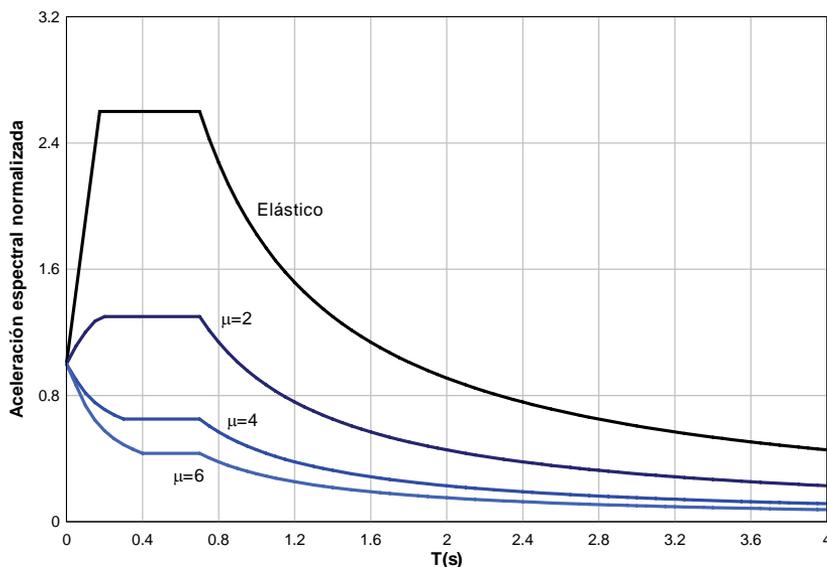


Figura 2.17 Espectros de proyecto elástico e inelásticos

2.5. DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS DE PROYECTO

La determinación de las fuerzas sísmicas de proyecto depende en parte del método de análisis de la respuesta dinámica, si bien las normas de proyecto cada vez son más específicas y exigentes a la hora de establecer el tipo de análisis dependiendo este generalmente del tipo de regularidad de la estructura, en la actualidad se continua permitiendo la aplicación de los métodos estáticos equivalentes que no requieren del análisis modal para el cálculo del período de la estructura, ni de la distribución de las fuerzas de piso. Seguidamente se describen los dos métodos que comúnmente se detallan en la mayoría de las normativas de proyecto, que son el método estático equivalente y el método dinámico.

2.5.1. Método estático equivalente

El método estático equivalente simplifica el proceso de análisis asumiendo que la distribución de fuerzas en la altura es similar a la distribución correspondiente al primer modo de vibración del edificio. De esta forma basta con calcular la aceleración de proyecto del sistema elástico equivalente de un solo grado de libertad cuyo período para el caso de edificios de hormigón armado se puede calcular como:

$$T = 0.07 \cdot H^{3/4} \quad (2.20)$$

Donde H es la altura total del edificio medida desde el nivel de apoyo. El coeficiente de la ecuación anterior se ha determinado para edificios regulares, sin

embargo recientes trabajos (Elnashai y Mwafi, 2002 y Santa Ana, 2004) han insistido en el hecho que al considerar el período calculado esperando respuesta elástica conduce a fuerzas sobreestimadas ya que el período elástico de edificios de mediana altura de hormigón armado se ubican hacia el rango medio de los períodos, que para el caso de los suelos usuales de cimentación, coincide con la meseta de máximas aceleraciones del espectro. El argumento anterior ha conducido a plantear la alternativa de calcular las aceleraciones de proyecto basándose en el período inelástico utilizando métodos lineales equivalentes como el de la estructura sustituta de Shibata y Sozen (1976). Los períodos calculados mediante este método alternativo conducen a valores de la aceleración de proyecto que por lo general se ubica dentro de la rama hiperbólica descendente del espectro, en otras palabras, produce aceleración de proyecto más baja que la calculada con el período elástico.

Resumiendo, la utilización de coeficientes que varían entre 0,15 para edificios elásticos hasta 0,09 para edificios rígidos, permite obtener períodos dentro de un rango intermedio razonable entre el período elástico y el inelástico.

El paso siguiente es la determinación de la aceleración de proyecto mediante el período de la estructura, para ello se utiliza el espectro de proyecto elástico escalado mediante el factor de reducción de resistencia R , prescrito para el sistema estructural predominante y en algunos casos, para el nivel de ductilidad esperado que establece el compromiso con el nivel de detallado capaz de garantizar dicho valor. El cortante basal se calcula mediante:

$$V = \underbrace{C_s}_{A_d} \cdot I \cdot W_s \quad (2.21)$$

En esta expresión C_s es el coeficiente sísmico que depende de la aceleración espectral normalizada reducida, I es el factor de importancia de la edificación que privilegia a las edificaciones consideradas como esenciales a la hora de un evento sísmico y que en algunas normativas está considerado directamente en la peligrosidad sísmica al afectar el período de retorno para el cálculo de la aceleración máxima, en esta caso los dos términos anteriores se unifican en la aceleración de proyecto A_d . El término W_s es la sumatoria de los pesos sísmicos de todos los pisos del edificio y que se calcula tomando el peso de la estructura principal, secundaria, cerramientos y demás acabados fijos y un porcentaje de la carga variable (o sobrecarga de uso) porcentaje que varía dependiendo de la naturaleza de la carga variable.

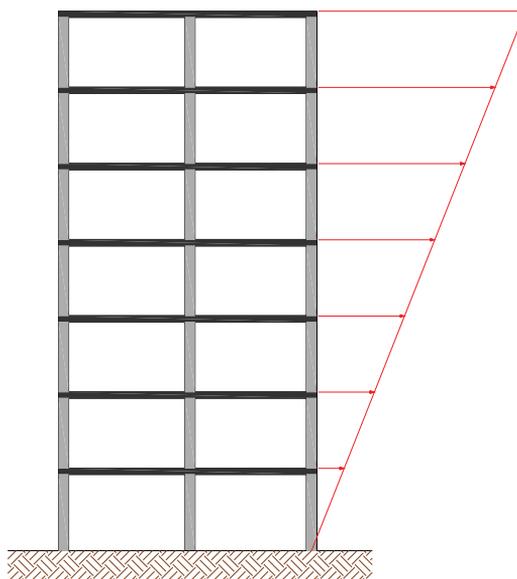


Figura 2.18 Distribución de fuerzas de proyecto conforme al método estático equivalente.

La distribución de las fuerzas sísmicas de proyecto se adapta a la forma del primer modo de vibración cuyos valores son inversamente proporcionales con la altura del piso, ver Figura 2.18. Sin embargo, no todo el cortante basal se puede distribuir uniformemente, se debe calcular una fuerza de tope complementaria a la calculada mediante la distribución de triángulo invertido y que permite incorporar el efecto ‘latigazo’ de los movimientos sísmicos fuertes. Así la forma general para calcular la fuerza sísmica de proyecto del piso ‘i’ está dada por:

$$F_i = (V - F_{\text{TOPE}}) \cdot \frac{w_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j} \quad (2.22)$$

Donde V es el cortante basal, F_{TOPE} es la fuerza complementaria en el tope cuyos valores son acotados generalmente entre 5 y 10% del cortante basal, w_i es el peso sísmico del nivel analizado, h_i la altura mediada desde el nivel de los apoyos y w_j y h_j son el peso sísmico y la altura por encima del nivel considerado. Las fuerzas de proyecto F_i se aplican en los centros de gravedad de los pisos correspondientes.

2.5.2. Método dinámico

En los casos en los que los edificios posea irregularidades en planta o en elevación que hagan necesario la aplicación del análisis modal para calcular los períodos de vibración y las formas modales, las fuerzas de piso se calculan mediante:

$$F_{ij} = m_i \cdot \phi_{ij} \cdot \gamma_j \cdot a_{dj} \cdot g \quad (2.23)$$

Donde es la fuerza sísmica del nivel 'i' debida al modo 'j', es la masa sísmica del piso 'i', es el desplazamiento modal del nivel 'i' debida al modo 'j' es el factor de participación modal del modo 'j' calculado como:

$$\gamma_j = \frac{\sum_{k=1}^n m_k \cdot \phi_{kj}}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot \phi_{kj}^2} \quad (2.24)$$

La aceleración de proyecto a_{dj} es la aceleración espectral de proyecto reducida mediante el factor de reducción de resistencia R obtenida mediante el período estructural T_j , que es el período del modo 'j'. Finalmente, g es la aceleración de la gravedad.

El cortante basal del modo 'j' se calcula como:

$$V_j = \beta_j \cdot m \cdot a_{dj} \cdot g \quad (2.25)$$

Donde V_j es el cortante basal del modo 'j', β_j es la fracción de la masa participativa del modo 'j' y m es la masa total del edificio. La masa participativa se obtiene de:

$$\beta_j = \frac{1}{m} \frac{\left(\sum_{k=1}^n m_k \cdot \phi_{kj} \right)^2}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot \phi_{kj}^2} \quad (2.26)$$

La determinación de las fuerzas sísmicas de proyecto de cada nivel a partir de la combinación modal, se determinan mediante dos métodos, el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS):

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n F_{ij}^2} \quad (2.27)$$

Y si la estructura posee irregularidades que alteran la rigidez global provocando que los modos consecutivos no presenten diferencias entre sí de más del 10%, se sugiere calcular las fuerzas de proyecto mediante el método de la combinación cuadrática completa (CQC) según la expresión:

$$F_i = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n F_i \rho_{ij} F_j} \quad (2.28)$$

El término modal ρ_{ij} se aproxima por:

$$\rho_{ij} = \frac{8(v_i v_j)^{1/2} (v_i + \gamma v_j) \gamma^{3/2}}{(1 - \gamma^2)^2 + 4v_i v_j \gamma (1 - \gamma^2) + 4(v_i^2 + v_j^2) \gamma^2} \quad (2.29)$$

donde $\gamma = \omega_i / \omega_j$ es la relación entre las frecuencias propias de los modos i, j ; v_i y v_j son las fracciones del amortiguamiento crítico correspondientes a los modos de vibración i, j .

Capítulo 3

Ductilidad seccional y estructural

3.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se abordan los conceptos de ductilidad y factores de reducción de respuesta, que como ya se adelantó en el capítulo anterior están firmemente relacionados en el proceso de diseño sismorresistente de estructuras. Se inicia con algunas definiciones básicas que incluyen los dos enfoques actuales del diseño sismorresistente, el diseño basado en resistencia que se encuentra prescrito en la mayoría de los códigos y el diseño basado en desplazamientos privilegiado gracias a la importancia que ha ido cobrando el diseño basado en desempeño durante los últimos años. Se define el concepto de ductilidad con las diversas variantes que adquiere en el diseño estructural y se concluye con una revisión de los factores de reducción de respuesta que permiten obtener los espectros de diseño inelástico, con base en generalmente en los factores de ductilidad esperada, así como las expresiones mostradas en los diferentes códigos de diseño sismorresistente y la comparación de estos valores.

3.2. CONCEPTOS BÁSICOS

3.2.1. Proyecto por comportamiento: estados límite

El enfoque del proyecto por prestaciones (*Performance Based Design*) ha sido desarrollado a partir de 1995, después de los terremotos de Northridge y de Kobe, con el objetivo de minimizar no sólo los daños estructurales, sino también las grandes pérdidas económicas debidas a los sismos. La idea ha sido recogida por

primera vez en un informe del año 1995 elaborado por la Structural Engineers Association of California (SEAOC), denominado “Vision 2000, a Framework for Performance-Based Engineering”. Bajo este enfoque, el diseño sismorresistente de estructuras consiste en controlar los daños que pueden ocurrir mediante la definición de desplomes correspondientes al umbral que indica el límite de daños aceptable en el proyecto. Los estados límite descritos para estructuras de hormigón armado son los siguientes:

- *Estado Límite de Servicio.* Bajo la acción de sismos frecuentes (con períodos de retorno de 50 años) no deben ocurrir daños que requieran reparaciones de la estructura o de componentes no estructurales que interfieran en la operatividad normal del edificio. Se admite que los elementos estructurales y la mampostería no estructural se agrieten, pero no se admite la plastificación significativa de la armadura.
- *Estado Límite de Control de Daños.* Corresponde a acciones sísmicas de mayor intensidad que las del Estado Límite de Servicio. Se admiten daños por plastificación del acero de la armadura en las zonas agrietadas, así como daños en el hormigón que requieran la reparación integral de la sección. Este Estado Límite marca la diferencia entre los daños reparables e irreparables en términos económicos y técnicos.
- *Estado Límite de Seguridad.* Es de esperar que después de sismos de gran severidad la estructura no se pueda reparar, pero que mantenga cierta integridad que le permita seguir soportando las cargas de gravedad. Para asegurar este comportamiento, deben utilizarse detalles de armado de las secciones que permitan alcanzar los desplazamientos inducidos por la acción sísmica fuerte sin que se formen mecanismos de fallo.

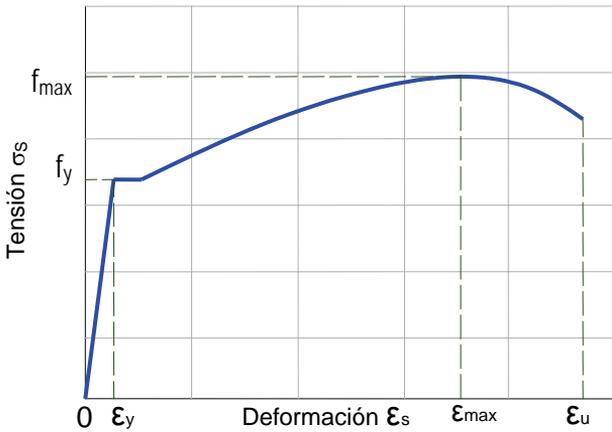
3.3. DUCTILIDAD DEL MATERIAL

La ductilidad es la capacidad que tienen las estructuras, sus componentes o los materiales que las constituyen, de deformarse más allá del límite elástico sin pérdida de resistencia y de acumular energía durante los ciclos de carga (histéresis). Contraria a esta definición se tiene la de fragilidad, que implica una pérdida súbita y completa de la resistencia de una sección, elemento o estructura en el momento en el que se produce un incremento del desplazamiento. Para poder conocer la capacidad dúctil del hormigón armado como material compuesto, es necesario examinar primero las características de sus componentes: acero y hormigón.

3.3.1. Características del acero

El acero es un material dúctil como puede observarse en la Figura 3.1, en la que se representa un diagrama tensión-deformación típico. La principal característica del acero es su capacidad de deformarse plásticamente sin que disminuya su resistencia

antes de alcanzar la rotura. Su contribución más importante es la de asegurar la resistencia a tracción de los elementos de hormigón armado y la capacidad de las secciones de deformarse de forma dúctil.



- f_y : Tensión de plastificación
- f_{max} : Tensión máxima
- ϵ_y : Deformación de plastificación
- ϵ_{max} : Deformación correspondiente a la tensión máxima
- ϵ_u : Deformación última
- ϵ_s : Deformación del acero
- σ_s : Tensión en el acero

Figura 3.1 Diagrama tensión-deformación típico del acero.

Existen diferentes tipos de acero que pueden ser utilizados para proyectar estructuras dúctiles de hormigón armado. Éstos se clasifican de acuerdo con sus prestaciones principales, dentro de las que se encuentran los valores de las tensiones de plastificación, máxima y última así como de las deformaciones de plastificación, máxima y última. En la Tabla 1.1 se muestran los valores nominales de los diferentes tipos de acero recomendados en las normas (Eurocódigo 8 y EHE) a los que se les exige además una resistencia a fatiga, evaluada a través de un ensayo de carga uniaxial, en el que deben soportar más de 2 millones de aplicaciones de carga con una variación de tensión de 150 N/mm².

Tabla 1.1. Características de los aceros recomendados para el diseño dúctil de estructuras de hormigón armado

Tipo de acero	Norma			
	Eurocódigo 8		Instrucción EHE	
	B	C	B 400 SD	B 500 SD
Límite elástico f_y (N/mm ²)	400 a 600	400 a 600	400	500
Carga de rotura f_s (N/mm ²)	-	-	480	575
Relación f_s/f_y	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ y $\leq 1,35$	$\geq 1,20$ y $\leq 1,35$	$\geq 1,15$ y $\leq 1,35$
Alargamiento bajo carga máxima ϵ_{max} (%)	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 9,0$	$\geq 8,0$
Alargamiento de rotura (*), ϵ_u (%)	-	-	$\geq 20,0$	$\geq 16,0$
Resistencia a fatiga	Si	Si	Si	Si

Las características del acero seleccionado pueden incidir notablemente en el comportamiento de los elementos estructurales. Por ejemplo, en la Foto 3.1 se muestra un pilar que ha fallado por la acción de sismo como consecuencia del comportamiento poco dúctil del acero longitudinal de refuerzo.



Foto 3.1 Fallo producido por la insuficiente ductilidad del acero longitudinal del pilar

El concepto de ductilidad del material se relaciona con las deformaciones que pueden verse en la Figura 1.1. Si se conocen los valores de la deformación de plastificación ε_Y (deformación a partir de la cual el comportamiento del material cambia de elástico a plástico) en una dirección dada y de la deformación última, ε_u , en esa dirección, se puede definir la **ductilidad del material**, μ_ε , como

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_Y} \quad (3.1)$$

3.3.2. Características del hormigón

El comportamiento del hormigón es el de un material frágil. Su ductilidad depende fuertemente del tipo y grado de confinamiento que tenga, sea éste suministrado por otros elementos estructurales o no estructurales como los cerramientos o, simplemente, por la presencia en el elemento estructural del acero de armado, tanto longitudinal como transversal. En la Figura 3.2 puede observarse la diferencia entre los diagramas tensión-deformación del hormigón con y sin confinamiento. Es

evidente que, cuando el confinamiento es el adecuado, el hormigón confinado mejora no sólo su capacidad resistente, sino también su capacidad de deformarse de manera dúctil.

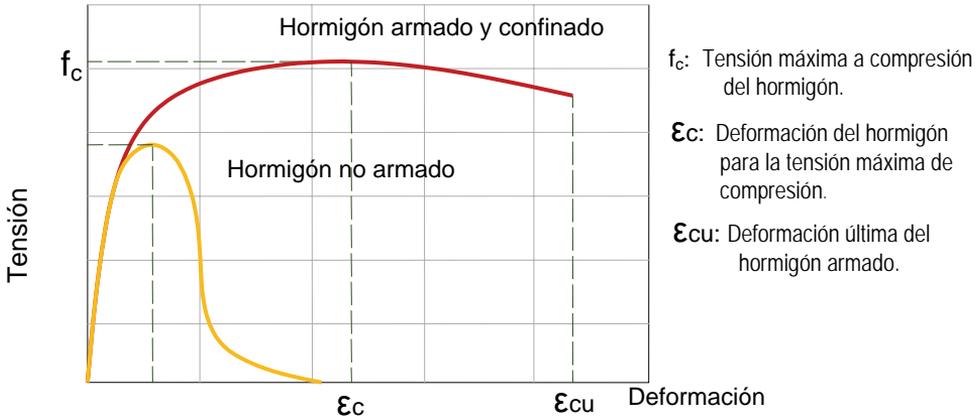


Figura 3.2 Diagrama tensión-deformación del hormigón no armado y de hormigón armado y confinado, obtenido de ensayo de compresión

3.4. DUCTILIDAD DE SECCIONES Y DE ESTRUCTURAS

La **ductilidad estructural**, μ , se determina como la relación entre el desplome último, Δ_U , de un punto predeterminado, usualmente el nivel más elevado del edificio, y el desplome de plastificación idealizado de la estructura, Δ_Y , que se define como el desplome para el que aparece la primera rótula plástica

$$\mu = \frac{\Delta_U}{\Delta_Y} \tag{3.2}$$

Los valores de la ductilidad de un material estructural son, en general, muy superiores a los de la ductilidad estructural.

A la diferencia entre el desplome de plastificación, Δ_Y , y el de fallo de la estructura, Δ_U , se le denomina desplome plástico

$$\Delta_{PLÁSTICO} = \Delta_U - \Delta_Y \tag{3.3}$$

Cuando se proyectan elementos tipo viga o pilar, es conveniente utilizar el concepto de **ductilidad seccional**, tanto si la sección es de acero como de

hormigón armado. La ductilidad de una sección del elemento, que se expresa en radianes por unidades de longitud, se calcula como

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_U}{\phi_Y} \quad (3.4)$$

donde ϕ_U representa el giro último o máximo alcanzado por la sección y ϕ_Y el giro correspondiente a la plastificación del acero de la armadura.

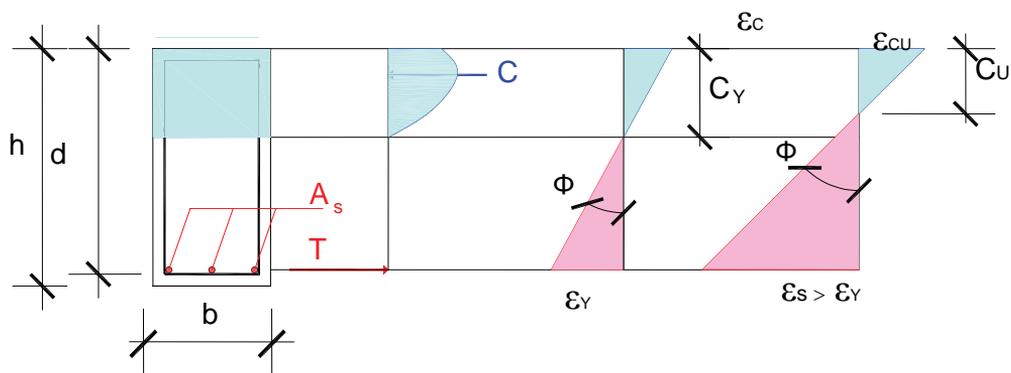


Figura 3.3 Giro de una sección de hormigón simplemente armada

La Figura 3.3 permite deducir la forma de calcular ambos términos de la ductilidad seccional. El giro de plastificación viene dado por

$$\phi_Y = \frac{\epsilon_Y}{(d - c_Y)} \quad (3.5)$$

donde ϵ_Y es la deformación de plastificación del acero, d es la distancia entre la fibra más comprimida y el centro de gravedad de la armadura de tracción y c_Y es la profundidad de la fibra neutra. Si el fallo de la sección se produce por el aplastamiento del hormigón, el giro último se calcula como:

$$\phi_U = \frac{\epsilon_{CU}}{C_U} \quad (3.6)$$

donde ϵ_{CU} es la deformación última del hormigón y C_U la profundidad de la fibra neutra después del fallo de la sección por aplastamiento de la fibra más comprimida del hormigón. La deformación última del hormigón alcanza valores entre 0,3% y 0,4% para hormigones comunes sin confinamiento por armadura transversal y longitudinal (véase la Figura 3.4). Para hormigones con armadura convencional,

producto de la aplicación de las recomendaciones normativas, los valores de la deformación última del hormigón se encuentran en el rango comprendido entre 0,7% y 0,8%.

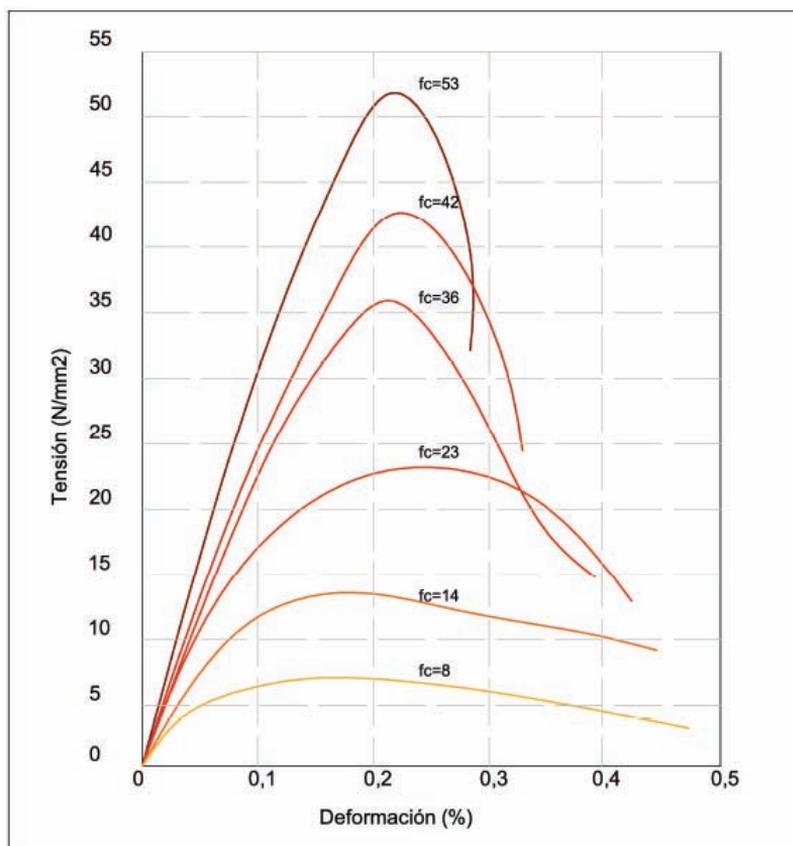


Figura 3.4 Diagramas típicos tensión-deformación del hormigón

En la Figura 3.4 pueden verse diagramas de tensión-deformación típicos para hormigones con diferentes resistencias. Los valores de las deformaciones indican que los hormigones de altas resistencias son más frágiles que los de bajas resistencias, lo que deja claro que las altas resistencias no implican necesariamente altas ductilidades. Finalmente, si se trata de secciones de hormigón proyectadas aplicando las recomendaciones para diseño sismorresistente, las deformaciones últimas alcanzan valores de hasta 1,2%. De acuerdo con esta última observación, es evidente que la mejora de la capacidad dúctil de las secciones de las estructuras porticadas resistentes a momentos pasa inevitablemente por un adecuado confinamiento del hormigón más que por una alta resistencia de éste. En lo sucesivo, los términos de ductilidad seccional y ductilidad estructural se utilizarán para hacer referencia, a la ductilidad local y global, respectivamente.

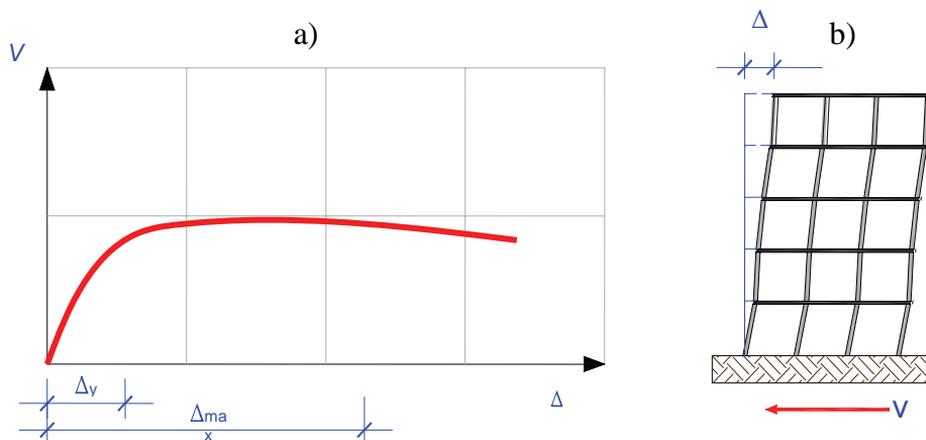


Figura 3.5 a) Curva de capacidad típica de un edificio porticado de hormigón armado y b) cortante en la base y desplome de edificio

Al estudiar la respuesta inelástica de los edificios es especialmente ilustrativa la denominada **curva de capacidad** que se muestra en la Figura 3.5a. Dicha curva se obtiene a partir del análisis no lineal de la estructura de la Figura 3.5b sometida a fuerzas estáticas horizontales, denominado en inglés *pushover analysis*, que relaciona el desplome del nivel superior del edificio, Δ , con el cortante en la base, V . En esta curva se observa que los valores que la definen la ductilidad estructural μ , es decir, el desplome de plastificación Δ_y y el desplome último Δ_{max} , se pueden determinar de una forma relativamente sencilla. Estudios recientes realizados sobre estructuras sometidas a cargas cíclicas horizontales, han puesto de manifiesto que para alcanzar valores de ductilidad estructural próximos a los valores de proyecto, es necesario que los valores de la ductilidad seccional sean mucho más altos. Esto es debido a que los distintos elementos que conforman la estructura no plastificarán al mismo tiempo cuando están sometidos a cargas cíclicas. En otras palabras, en un instante dado, la estructura tendrá algunos elementos que habrán alcanzado la plastificación, generándose en ellos rótulas plásticas, mientras que otros se mantendrán dentro del rango elástico. Este comportamiento requiere que los elementos plastificados tengan secciones con giros muy altos, es decir, altos valores de ductilidad seccional. Por ejemplo, para alcanzar valores de ductilidad estructural de 6, son necesarios valores de ductilidad seccional que sobrepasen el valor de 10.

3.5. APLICACIÓN DEL CONCEPTO DE DUCTILIDAD AL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS

Para explicar mejor la influencia de la ductilidad sobre el comportamiento sísmico global de las estructuras, es necesario introducir una serie de definiciones básicas

referentes al concepto de proyecto sismorresistente que se aplica. En este sentido puede distinguirse entre un proyecto con base en la resistencia y uno con base en los desplazamientos. A continuación se comentan brevemente estos dos enfoques.

3.5.1. Diseño sismorresistente con base en la resistencia

Consiste en dimensionar las secciones de hormigón armado procurando evitar fallos frágiles de los elementos. El comportamiento global de la estructura debe ser tal que se garantice, al menos, que su resistencia lateral sea igual a la resistencia elástica afectada por factores de reducción de respuesta. A continuación se recogen varias definiciones relativas al diseño con base en la resistencia.

Resistencia. En términos de diseño, la resistencia representa un valor que depende de las secciones adoptadas y de los materiales seleccionados para constituir los elementos de una estructura.

Resistencia requerida. Es la resistencia que se alcanza como consecuencia de la aplicación de las acciones normativas aumentadas y ponderadas.

Resistencia ideal. También se conoce como resistencia nominal y representa el límite de fallo de una sección. Para garantizar un diseño seguro es necesario que la resistencia ideal sea mayor que la resistencia requerida

$$\phi RS_i \geq RS_u \quad (3.7)$$

donde RS_i es la resistencia ideal afectada por un coeficiente de seguridad ϕ y RS_u es la resistencia requerida.

Resistencia probable. La resistencia de los materiales utilizados en el diseño de secciones suele ser mayor que su resistencia nominal. El valor de esta resistencia se establece mediante procesos de verificación realizados en laboratorio. La resistencia probable, RS_p , debe alcanzar, al menos, el valor de la resistencia ideal RS_i afectada por un coeficiente de seguridad ϕ correspondiente al tipo de tensiones a las que están sometidos los elementos de la estructura

$$RS_p = \phi RS_i \quad (3.8)$$

Reserva de resistencia. Es un concepto que se aplica tanto al comportamiento de elementos individuales como al global de la estructura y se define

$$RS_o = \lambda_o RS_i \quad (3.9)$$

siendo RS_o la resistencia real, RS_i la resistencia idealizada y λ_o el coeficiente de la reserva de resistencia del elemento o de la estructura. La reserva de resistencia incluye factores que contribuyen a que la resistencia ideal de una sección sea sobrepasada. La naturaleza de la reserva de resistencia, referida específicamente a elementos y estructuras de hormigón armado, se examina con más detalle en el capítulo siguiente.

3.5.2. Diseño sismorresistente con base en el desplazamiento

En el enfoque del proyecto por prestaciones se fijan límites a los desplazamientos para poder garantizar que la estructura no rebasará ciertos umbrales de deterioro. Esto significa que la estructura se proyecta de acuerdo con criterios de comportamiento global. Existen dos métodos para proyectar con base en este enfoque: el método de los desplazamientos iguales y el método del desplazamiento directo.

Método de diseño por desplazamientos iguales. Supone que la respuesta en desplazamientos de una estructura dúctil puede obtenerse a partir de una estructura elástica equivalente.

Método de diseño por desplazamiento directo. Supone que la ductilidad de una estructura puede ser expresada en función de un amortiguamiento estructural equivalente y que la respuesta sísmica puede reducirse mediante la cantidad de energía disipada por la deformación post-plastificación de los componentes del sistema. En la Figura 3.6 se muestra la idealización del período estructural inelástico equivalente T_i , que es el período de la estructura cuando se han producido plastificaciones significativas en sus elementos (rama A-B de la curva fuerza-desplazamiento); en la misma figura puede identificarse el período elástico T_e (período inicial de la estructura, cuando no se ha producido ninguna plastificación —rama OA de la curva fuerza-desplazamiento—) y la ductilidad estructural $\mu = \Delta_u / \Delta_y$.

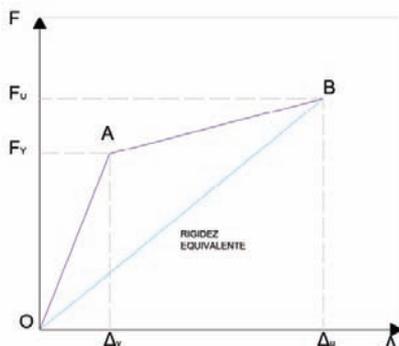


Figura 3.6 Idealización del período inelástico

Concretamente, el período inelástico T_i se puede calcular como una función del período elástico T_e y de la ductilidad estructural μ mediante la ecuación

$$T_i \cong T_e \sqrt{\mu} \quad (3.10)$$

La transformación de la ductilidad en amortiguamiento equivalente ζ^{eq} se consigue mediante la expresión

$$\zeta^{eq} = \frac{\sqrt{\mu} - 1}{\pi \sqrt{\mu}} \quad (3.11)$$

Este amortiguamiento equivalente a la ductilidad, ζ^{eq} , es complementario al amortiguamiento propio de la estructura, ζ , de manera que el amortiguamiento total equivalente $\hat{\zeta}_{tot}^{eq}$ es

$$\hat{\zeta}_{tot}^{eq} = \zeta + \zeta^{eq} \quad (3.12)$$

Es de hacer notar que el proyecto por desplazamientos actualmente se aplica mediante sistemas de un grado de libertad equivalente al sistema de múltiples grados de libertad, siendo establecidas las propiedades del sistema equivalente mediante el procedimiento de la estructura sustituta, Shibata y Sozen (1976).

Capítulo 4

Factores de reducción de respuesta

4.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se abordan los conceptos de ductilidad y factores de reducción de respuesta, que como ya se adelantó en el capítulo anterior están firmemente relacionados en el proceso de proyecto sismorresistente de estructuras. Se inicia con algunas definiciones básicas que incluyen los dos enfoques actuales del proyecto sismorresistente, el proyecto basado en resistencia que se encuentra prescrito en la mayoría de las normas y el proyecto basado en desplazamientos privilegiado gracias a la importancia que ha ido cobrando el proyecto basado en desempeño durante los últimos años. Se define el concepto de ductilidad con las diversas variantes que adquiere en el proyecto estructural y se concluye con una revisión de los factores de reducción de respuesta que permiten obtener los espectros de proyecto inelástico, con base en generalmente en los factores de ductilidad esperada, así como las expresiones mostradas en los diferentes códigos de proyecto sismorresistente y la comparación de estos valores.

4.2. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA

El concepto de los factores de reducción de respuesta se basa en la premisa de que un sistema estructural bien detallado es capaz de sostener grandes deformaciones sin llegar a colapsar.

Al aplicar en el proyecto de estructuras sismorresistentes, factores de reducción mayores que la unidad, el proyectista acepta una simplificación importante: la de que con las herramientas de cálculo lineal se pueden obtener unas cuantificaciones razonables de la respuesta real de las estructura. La segunda simplificación asumida es que si se acepta un comportamiento significativamente no lineal, es lógico esperar que ocurra un daño global importante en la estructura.

La adopción de los factores de reducción para determinar fuerzas sísmicas de proyecto a partir de las correspondientes a la respuesta elástica se realiza partiendo de los valores sugeridos inicialmente por Veletsos y Newmark (1960), que vincularon los factores de reducción de respuesta con los valores esperados de ductilidad global de desplazamiento, conforme a los rangos de períodos dentro del espectro de aceleraciones. Los valores adoptados obedecen a los criterios derivados de la comparación de los espectros elásticos e inelástico de respuesta, los cuales mostraban iguales fuerzas para el rango de frecuencias altas, igual energía absorbida para el rango de frecuencias intermedias e iguales desplazamientos para las frecuencias bajas. Esto permitió plantear los siguientes valores para los factores de reducción:

$$\begin{array}{ll} R = 1 & \text{Para } T = 0 \\ \\ R = \sqrt{2\mu - 1} & \text{Para el rango de los} \\ & \text{períodos moderados.} \\ \\ R = \mu & \text{Para el rango de los} \\ & \text{períodos intermedios y} \\ & \text{largos.} \end{array} \quad (4.1)$$

Siendo R el factor de reducción, μ y T los valores de la ductilidad global y el período de la estructura, respectivamente.

Estos valores de R han demostrado ser unas buenas aproximaciones iniciales, según criterio de Newmark y Hall permiten un proyecto conservador. Los factores de reducción se han determinado desde entonces sobre la base de análisis estadísticos y de juicio ingenieril o la opinión de expertos, en espectros de proyecto elástico correspondientes a suelos que comparten similares características sismológicas y tectónicas (Chakraborti y Gupta 2004).

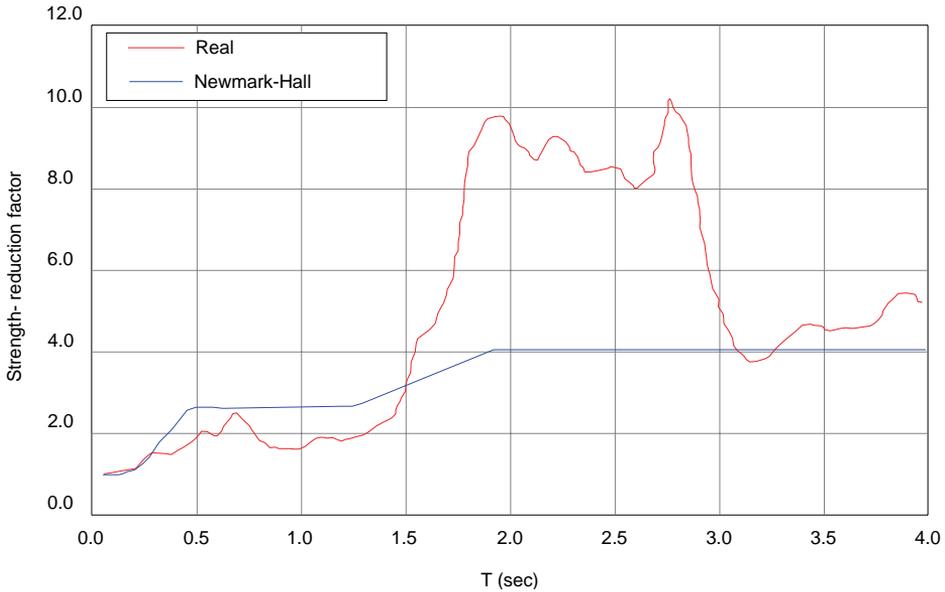


Figura 4.1 Factor de reducción por ductilidad, Ordaz y Pérez-Rocha (1998)

El procedimiento se ha mantenido a lo largo de los años en las normas de proyecto sismorresistente debido al relativo buen desempeño exhibido por las estructuras diseñadas con este método, que han mantenido su integridad y preservado vidas al haber sido sometidas a sismos fuertes. La dependencia del factor de reducción respecto a la ductilidad global y del período estructural ha prevalecido en las normas de proyecto, a pesar de que recientes investigaciones han demostrado que aplicar dichos factores redundante en proyecto poco seguro para el rango de los períodos bajos y excesivamente conservador para los períodos intermedios y largos, tal como se muestra en la Figura 4.1 (Ordaz y Pérez-Rocha 1998).

Eisenberg 2002, reporta que la reducción de fuerzas aplicada mediante factores de reducción R en el proyecto de edificios de mediana altura ubicados en Armenia, en los que se produjo predominio de las cargas gravitatorias al subestimar las cargas sísmicas fue el origen de que un gran número de edificios de este tipo colapsaran originando una gran cantidad de pérdida de vidas durante el terremoto de Spitak- Armenia (1998).

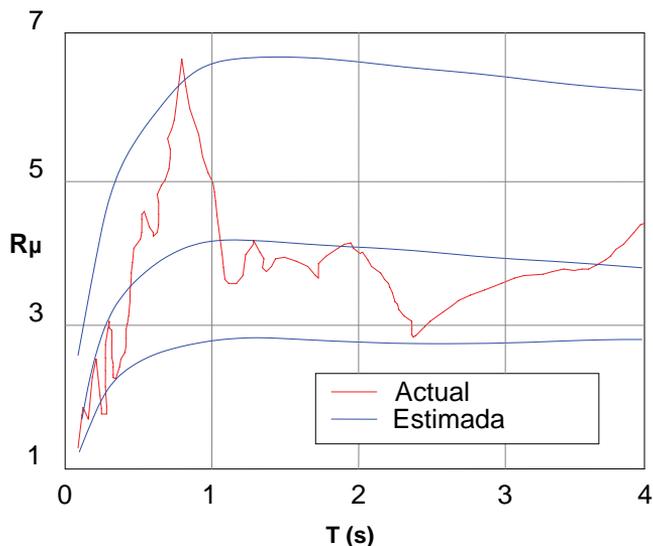


Figura 4.2 Consideración del efecto de sitio

Entre 1990 y 2000 gran parte de la investigación se concentró en la determinación de la influencia del efecto de sitio sobre los factores de reducción (Figura 4.2) formulándose expresiones comúnmente obtenidas por regresión para representar los valores de los factores de reducción en función del período estructural y de la ductilidad estructural de desplazamiento esperada. Esta ductilidad de desplazamiento se define como la relación entre el valor del desplazamiento último entre el desplazamiento para el cual ocurre la aparición de la primera rótula plástica en los elementos de la estructura.

A nivel normativo, los factores de reducción son considerados por primera vez en el articulado del Blue Book (SEAOC, 1959) de forma explícita en el cálculo de la fuerza cortante mínima considerada en el análisis de edificios, según la expresión:

$$V_b = C \cdot K \cdot W \tag{4.2}$$

En esta expresión V_b es el cortante en la base mínimo, C es un factor a determinar que depende del período fundamental de la estructura, K es un factor de reducción que depende del tipo estructural considerado y cuyo valor es el inverso del factor de reducción de respuesta propiamente dicho y W es el peso sísmico total del edificio. Desde esta primera aproximación se realiza la recomendación de que los factores de reducción deberían ser aplicados de acuerdo con el juicio del proyectista, pero requiriendo profundizar en la determinación más precisa de los valores de estos.

Posteriormente, el UBC (ICBO, 1961) incluye el factor de zonificación Z en la expresión de cálculo del cortante mínimo de proyecto, manteniendo el factor de reducción en el formato de K de la expresión anterior.

$$V_b = Z \cdot C \cdot K \cdot W \quad (4.3)$$

Los factores de reducción R , tal como se les conoce actualmente son presentados en la publicación del ATC-3-06 (ATC 1978), que modernizó todo el procedimiento general aplicado en la ingeniería sísmica. El procedimiento propuesto, que permite la aplicación del método de las fuerzas sísmicas equivalentes mediante la reducción del cortante en la base calculado a partir del espectro de proyecto elástico con un amortiguamiento igual al 5% del amortiguamiento crítico y para el correspondiente peso sísmico de la edificación:

$$V_b = \frac{V_e}{R} = \frac{S_{a,5} \times W}{R} \quad (4.4)$$

El cortante en la base de proyecto V_b se calcula escalando el cortante en la base elástico V_e por el factor de reducción R correspondiente al proyecto. En el cálculo del cortante en la base elástico V_e se considera la aceleración del espectro elástico de proyecto calculado por los métodos dinámicos conocidos, para un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico, lo que permite obtener la aceleración de proyecto $S_{a,5}$. Esta aceleración afecta al peso sísmico W , que generalmente corresponde al 100% de las cargas permanentes más un porcentaje de las sobrecargas de uso.

Posteriormente, la adecuación de las normas de proyecto sismorresistente al análisis de secciones basado en resistencia que sustituía al análisis por esfuerzos admisibles, propició la aparición del factor de reducción R_w , que en términos generales poseía valores mayores que su predecesor. Este nuevo factor de reducción se encuentra en el articulado del UBC-97 y del IBC-2003, sin embargo en las últimas revisiones de dichos códigos han sufrido importantes reducciones respecto a las versiones anteriores.

En la Figura 4.3 se pueden observar las relaciones existentes entre los valores de los cortantes calculados en las distintas fases de proyecto, haciendo uso de la representación de la curva de capacidad típica de una estructura porticada.

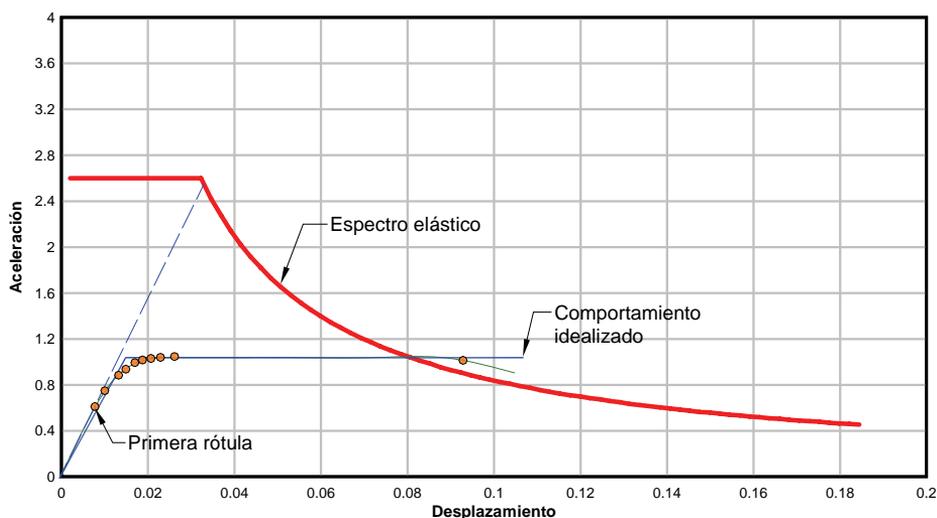


Figura 4.3 Curva de demanda y de capacidad típica

4.2.1. Componentes del factor de reducción de respuesta R

Investigadores de Berkeley (1987) estimaron que el factor de reducción de respuesta es el producto de tres factores interrelacionados entre sí:

$$R = R_s \cdot R_\mu \cdot R_\xi \quad (4.5)$$

Los factores son: el factor de reducción por resistencia R_s que contiene la reducción debida a las consideraciones conservadoras asumidas en el proyecto en general, el factor de reducción por ductilidad R_μ que presenta la influencia de la ductilidad y el factor de reducción por amortiguamiento R_ξ , que incluye el efecto del amortiguamiento propio de los materiales que constituyen la estructura. De estos tres factores, los dos primeros pueden determinarse directamente de la curva de capacidad, en base a la relación de las fuerzas cortantes en la base, así el factor de resistencia R_s es:

$$R_s = \frac{V_u}{V_b} \quad (4.6)$$

Siendo V_u el cortante en la base último y V_b el cortante en la base de proyecto.

Es frecuente encontrar que en las normas de proyecto no se distingue entre el valor del factor de reducción R y el factor de reducción por ductilidad R_{μ} . Éste último viene dado por la relación entre los cortantes en la base elástico V_e y último V_u de la curva de capacidad de la estructura.

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_u} \quad (4.7)$$

Donde los valores del factor de reducción de respuesta R están acotados, para todas las ductilidades y amortiguamientos:

$$T = 0 \rightarrow R_{\mu} = 1 \quad (4.8)$$

$$T = \infty \rightarrow R_{\mu} = \mu$$

Witthaker *et al.* (1997) considera para el factor de amortiguamiento el valor de la unidad, presumiblemente por que los casos estudiados correspondían a edificios analizados considerando el valor del coeficiente de amortiguamiento como el 5% del amortiguamiento crítico. El FEMA (1996) recomienda los valores de la Tabla 4.1 para coeficientes de amortiguamiento diferentes al 5%.

Tabla 4.1. Factor de Reducción por amortiguamiento (FEMA, 1996)

Coeficiente de amortiguamiento	Períodos cortos	Períodos largos
<2%	0,8	0,8
5%	1,0	1,0
10%	1,3	1,2
20%	1,8	1,5
30%	2,3	1,7
40%	2,7	1,9
>50%	3,0	2,0

Estos valores aparecen graficados en la Figura 4.4, determinándose por regresión una curva de ajuste que permite la interpolación para coeficientes de amortiguamiento no tabulados. Sin embargo, es necesario señalar que es poco probable que las estructuras lleguen a tener amortiguamientos mayores que el 20% del amortiguamiento crítico.

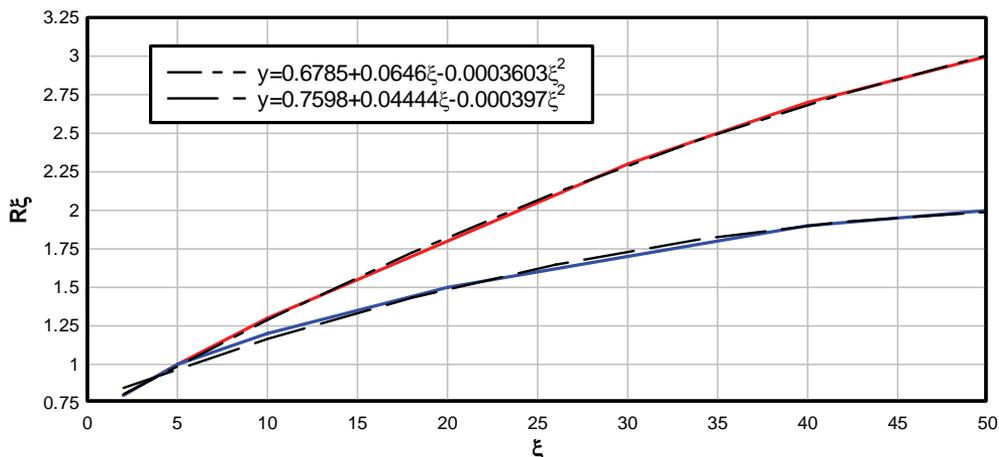


Figura 4.4 Funciones del factor de reducción por amortiguamiento, FEMA (1996)

La evaluación de la influencia del amortiguamiento ha demostrado que los factores de reducción son ligeramente superiores en aquellos casos en los que el amortiguamiento es nulo, en comparación con los casos en los cuales el amortiguamiento es el que suele atribuirse a las estructuras. Similar conclusión es obtenida al comparar los factores de reducción calculados con el modelo bilineal, comparados con los calculados con modelos que incorporan las propiedades no lineales (Chakraborti y Gupta 2004).

4.2.2. Propuesta ATC-19 (1995)

En la propuesta del ATC 1995, no figura el factor de amortiguamiento, siendo el factor R el producto de los factores de reducción por resistencia R_s y el de reducción por ductilidad R_μ , asignándole importancia a un factor adicional denominado factor de redundancia R_R . De estos tres factores los dos primeros son dependientes del período, por lo que resulta conveniente representarlos como espectros para posibles aplicaciones en el proyecto, mientras que los valores del factor de redundancia suelen presentarse como valores fijos sugeridos para distintos tipos estructurales, sin que exista claridad en cuanto a su determinación ya que suele incluirse den el factor de reserva de resistencia y en algunos casos ni siquiera es señalado.

$$R = (R_s \cdot R_\mu) \cdot R_R \tag{4.9}$$

Se parte de la comprobada influencia de el amortiguamiento en la reducción de los desplazamientos pero desigual en la reducción de las fuerzas una vez que se ha alcanzado el estado de plastificación. Adicionalmente, debe comentarse que si bien el ATC 1995 no incluye expresamente afectar el factor de reducción tomando en consideración la irregularidad en planta o en alzado de la edificación, sugiere la

aplicación de criterios de forma semejante a los empleados en la Japanese Building Standard Law (Earthquake 1992) y que han sido incorporados en la última propuesta del EUROCÓDIGO-8 (Draft 2003).

Factor de resistencia R_S

El factor de resistencia R_S se origina por la diferencia que existe entre el corte en la base de proyecto V_b y el cortante en la base último V_u , esta diferencia es el resultado de proyectar para grupos de fuerzas mayoradas de forma estadística con base en la dispersión que las estas presentan (mayores a las resistidas por la estructura durante su vida útil) conjuntamente con propiedades minoradas de los materiales. Adicionalmente, el proyecto de los elementos sismorresistentes implica satisfacer condiciones de desplazamientos máximos (derivadas de piso) y de detallado de partes de la estructura para mejorar su capacidad de disipación dúctil. Por tratarse de uno de los factores estudiados en la presente investigación, el tema se aborda con mayor amplitud en el capítulo siguiente, conjuntamente con el tema de la redundancia.

Factor de redundancia R_R

De todos los factores, sobre este es el que menos investigación se ha llevado a cabo, la mayoría de las referencias se fundamentan en la investigación de Moses (1974) que realizó un estudio estadístico de la respuesta de edificios porticados frente a las acciones de viento, variando el número de líneas resistentes verticales. Posteriormente, Bertero (1999) retoma el tema adicionando al planteamiento estadístico la influencia del tipo de sismo, pulsativo o armónico, en la posible respuesta de edificios de múltiples grados de libertad. Como ejemplo ilustrativo, se propenso el análisis de la respuesta de una estructura de un solo pórtico con otra de dos pórticos, para este último se establece la relación entre la calidad constructiva de cada línea resistente vertical independiente, mediante un coeficiente de correlación:

Factor de ductilidad R_μ

Finalmente, el factor de ductilidad propuesto en el ATC es similar a al definido en el apartado anterior.

4.2.3. Factores de reducción con base en en ductilidad. Trabajos realizados en el área

Dada la evidente importancia de los factores de reducción con base en en ductilidad R_μ en el cálculo de factores de reducción, se incluye en este apartado una revisión

del estado del arte que contempla trabajos realizados aplicando diferentes enfoques, así como modelos estructurales.

Nassar y Krawinkler (1992)

Utilizaron el modelo elasto plástico bilineal en el cálculo de la respuesta inelástica de sistemas de un grado de libertad, para diferentes niveles de ductilidad global. Los espectros de R_μ se expresan en función del período estructural T , de la ductilidad global μ y del endurecimiento post-cedente α :

$$R_\mu = [c \cdot (\mu - 1) + 1]^{1/c} \tag{4.10}$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^\alpha}{1 + T^\alpha} + \frac{b}{T}$$

Donde los parámetros de ajuste coeficiente a y b dependen de la rigidez post-cedente α , según los valores que de indican en la Tabla 4.2:

Tabla 4.2. Parámetros de ajuste del espectro.

Rigidez post cedente α (%)	Parámetros	
	a	b
0	1.00	0.42
2	1.00	0.37
10	1.00	0.29

En la Figura 4.5 se muestra los espectros de factores de reducción obtenidos por Nassar y Krawinkler y que se comparan con estudios posteriores.

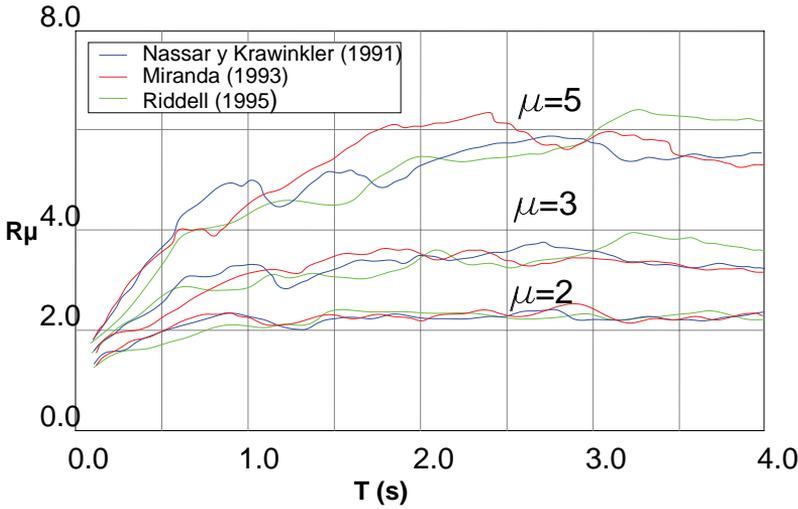


Figura 4.5 Espectros de factores de reducción, Nassar y Krawinkler (1992)

Vidic et al. (1994)

Plantearon espectros de R_μ obtenidos como la idealización de espectros obtenidos a partir de modelo histerético poligonal, cuyos parámetros de ajuste se calculan a partir de las características del material de la estructura. El espectro presenta dos ramas lineales de pendientes del período:

$$\begin{aligned}
 & T < T_0 && (4.11) \\
 & R_\mu = C_1(\mu - 1)^{C_R} \frac{T}{T_0} + 1 \\
 & T \geq T_0 \\
 & R_\mu = C_1(\mu - 1)^{C_R} + 1
 \end{aligned}$$

Donde el período característico de la estructura T_0 depende de la ductilidad global, la relación entre la demanda-capacidad de la estructura y el tipo de material. Los parámetros C_1 y C_R dependen del comportamiento histerético y del amortiguamiento respectivamente.

Miranda y Bertero (1994)

Esta investigación introdujo el efecto de sitio en el cálculo de factores de reducción por ductilidad, para lo que utilizó el análisis de la respuesta no lineal de los suelos para determinar la respuesta en superficie y el modelo elasto plástico perfecto para

determinar la respuesta inelástica de estructuras modeladas como sistemas de un grado de libertad. La expresión utilizada es:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad (4.12)$$

El factor ϕ contiene la dependencia del período y la información relativa a la influencia del tipo de suelo:

$$\phi = 1 + \frac{1}{10 \cdot T - \mu \cdot T} - \frac{1}{2T} \cdot e^{-1.5(T-0.6)^2} \quad \text{Roca (suelo tipo S1)} \quad (4.13)$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{12 \cdot T - \mu \cdot T} - \frac{2}{5T} \cdot e^{-1.5(T-0.2)^2} \quad \text{Depósitos aluvionales (suelo tipo S2)}$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3 \cdot T} - \frac{3T_g}{4T} \cdot e^{-3\left(\frac{T}{T_g} - 0.25\right)^2} \quad \text{Suelos blandos (suelo tipo S3)}$$

Siendo T_g el período característico del suelo. Los espectros obtenidos de la aplicación de las expresiones anteriores aparecen en la Figura 4.6 comparados con los espectros suavizados de Nassar y Krawinkler.

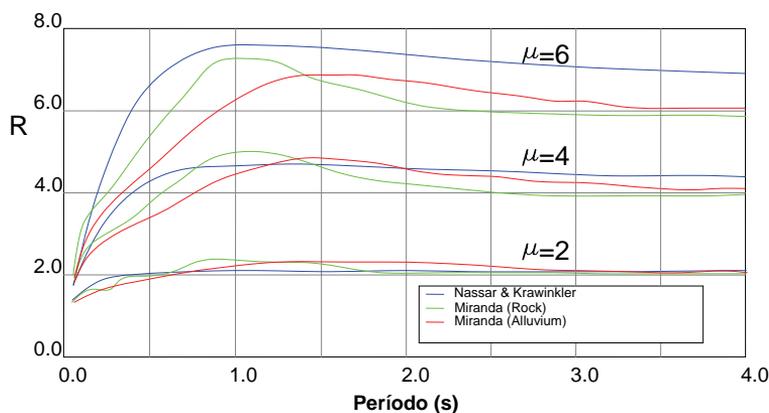


Figura 4.6 Factores de reducción por ductilidad, función idealizada

Ordaz y Pérez Rocha (1998)

Proponen espectros de R_{μ} calculados a partir de espectros elásticos de desplazamiento y de velocidades escalados mediante el desplazamiento y velocidad máxima del terreno alcanzada. La novedad de este enfoque es que permite

incorporar directamente el efecto de sitio sin tener expresiones que dependan explícitamente del período estructural. La expresión propuesta es la siguiente:

$$R_{\mu} = 1 + \left(\frac{V(T)}{V_{\max}} \right)^{\alpha} \left(\frac{D(T)}{D_{\max}} \right)^{\beta} (\mu - 1) \quad (4.14)$$

Es de hacer notar sin embargo, que el período queda incluido de forma implícita en los espectros de velocidad $V(T)$ y de desplazamiento $D(T)$.

Lee, Han y Oh (1999)

Utilizaron diferentes modelos histeréticos poligonales que les permitieron establecer el grado de influencia del tipo de degradación en los valores de R_{μ} de sistemas de un grado de libertad. La expresión depende del período de la estructura y de la ductilidad global esperada:

$$\begin{aligned} R_{\mu} &= A_0 \left[1 - e^{-B_0 T} \right] \\ A_0 &= 0.99 \cdot \mu + 0.15 \\ B_0 &= 23.69 \cdot \mu^{-0.83} \end{aligned} \quad (4.15)$$

Chakraborti y Gupta (2004)

Este trabajo presenta un enfoque similar al encontrado en el trabajo de Ordaz y Pérez Rocha, pero además de aplicar modelos que incorporan degradación de la estructura, incorporan las características de sitio mediante al escalar los espectros de proyecto (aceleraciones) previamente normalizados respecto a la aceleración pico alcanzada en el terreno. En este caso los espectros de R_{μ} si poseen una dependencia explicita respecto al período estructural:

$$R_{\mu} = \beta(T) \left(\frac{PSA(T)}{PGA} \right)^{\alpha(T)} + \mu \left(\frac{T}{10} \right)^{\beta} \quad (4.16)$$

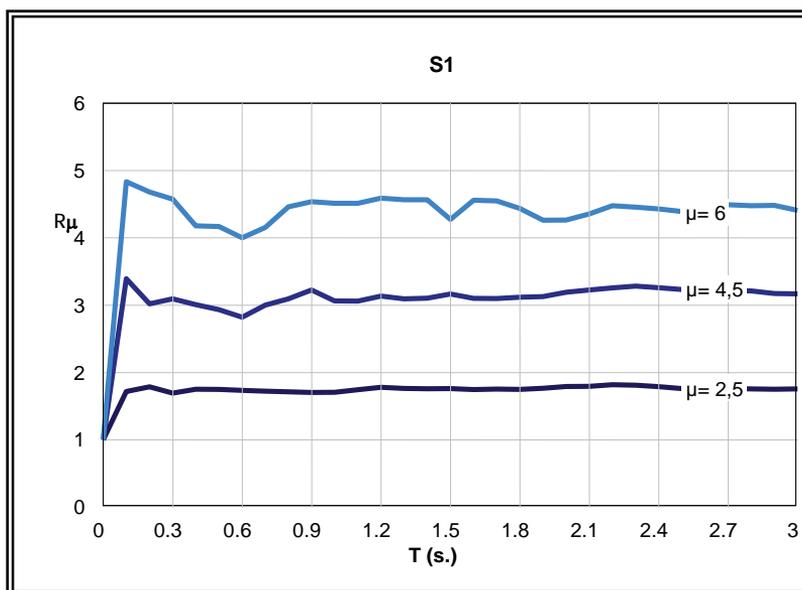


Figura 4.7 Espectros de factores de reducción considerando comportamiento no-lineal, Vielma *et al.* (2004)

Vielma *et al.* (2004)

Consideran el comportamiento histerético de suelo y estructura, utilizando modelos no lineales con degradación de rigidez, deterioro de resistencia y estrangulamiento propios de tipos estructurales prescritos en códigos sismorresistentes. Los factores R_{μ} propuestos se calculan a partir de espectros promedio para cada combinación de casos específicos, obteniendo espectros idealizados bilineales dependientes de la ductilidad global, el período estructural y de parámetros de ajuste que incluyen la respuesta degradada y el efecto de sitio para suelos que van desde los más rígidos hasta los más blandos. La expresión depende del período característico determinado a partir de la respuesta inelástica promediada de las estructuras, mostrada en la Tabla 4.7:

$$\begin{aligned}
 & T < T_g && (4.17) \\
 & R_{\mu} = 1 + \mu \cdot T / (a \cdot T_g) \\
 & T \geq T_g \\
 & R_{\mu} = 1 + \frac{\mu}{a} + bT
 \end{aligned}$$

Los valores de los parámetros para cuatro tipos estructurales diferentes se muestran seguidamente en la Tabla 4.3:

Tabla 4.3. Período característico y parámetros de ajuste de espectro de R_{μ}

PORTICOS DE HORMIGÓN ARMADO					PORTICOS DE H. ARMADO Y MAMPOSTERÍA				
	DUCTILIDAD	Tg	a	b		DUCTILIDAD	Tg	a	b
S1	$\mu=2$	0,12	2,773	0,0194	S1	$\mu=2$	0,16	2,720	0,0144
	$\mu=4$	0,19	1,910	0,0425		$\mu=4$	0,22	1,841	-0,0147
	$\mu=6$	0,25	1,708	-0,1026		$\mu=6$	0,27	1,658	-0,0980
S2	$\mu=2$	0,22	3,825	0,0406	S2	$\mu=2$	0,24	3,733	0,0069
	$\mu=4$	0,29	2,057	0,0024		$\mu=4$	0,31	2,108	0,01236
	$\mu=6$	0,38	1,996	0,0024		$\mu=6$	0,50	1,725	-0,0948
S3	$\mu=2$	0,34	3,385	0,0817	S3	$\mu=2$	0,31	2,891	0,0296
	$\mu=4$	0,47	1,867	0,0267		$\mu=4$	0,64	1,839	0,0220
	$\mu=6$	0,74	1,798	-0,0078		$\mu=6$	0,87	1,692	-0,0783
S4	$\mu=2$	0,60	3,590	0,0343	S4	$\mu=2$	0,62	2,587	0,0046
	$\mu=4$	0,71	1,861	0,0487		$\mu=4$	0,85	1,720	-0,0764
	$\mu=6$	0,82	1,798	-0,0002		$\mu=6$	1,05	1,625	-0,1332

PORTICOS DE ACERO					MUROS DE CONCRETO ARMADO				
	DUCTILIDAD	Tg	a	b		DUCTILIDAD	Tg	a	b
S1	$\mu=2,5$	0,19	3,342	0,0061	S1	$\mu=1,5$	0,15	3,627	0,0631
	$\mu=4,5$	0,26	2,144	0,0135		$\mu=3$	0,26	2,180	0,0495
	$\mu=6$	0,32	1,696	-0,0826		$\mu=4,5$	0,35	2,003	0,0575
S2	$\mu=2,5$	0,20	3,299	0,0096	S2	$\mu=1,5$	0,33	6,042	0,0311
	$\mu=4,5$	0,32	2,078	0,0105		$\mu=3$	0,42	3,242	0,1580
	$\mu=6$	0,51	1,828	-0,0279		$\mu=4,5$	0,50	3,017	0,2573
S3	$\mu=2,5$	0,27	3,298	0,0064	S3	$\mu=1,5$	0,58	5,285	0,0580
	$\mu=4,5$	0,48	2,250	0,0679		$\mu=3$	0,82	3,618	0,2697
	$\mu=6$	0,65	1,928	0,0501		$\mu=4,5$	1,04	3,331	0,4439
S4	$\mu=2,5$	0,60	3,076	0,0314	S4	$\mu=1,5$	0,63	4,215	0,0336
	$\mu=4,5$	0,71	2,190	0,0715		$\mu=3$	0,88	2,812	0,2064
	$\mu=6$	0,83	1,985	0,0708		$\mu=4,5$	1,12	2,677	0,3860

Dolšek y Fajfar (2004)

Investigan sobre la influencia de la degradación de estructuras de hormigón armado y mampostería, realizando un estudio paramétrico aplicando un modelo poligonal representativo de la degradación combinada de ambos materiales. Obtienen expresiones para los factores de reducción haciendo énfasis en dos aspectos, el primero que la influencia de la degradaciones importante en la determinación de factores de reducción, segundo, que los espectros inelásticos de proyecto adquieren una forma diferente a la clásica en las normas de proyecto, consistente en tres ramas donde la rama de aceleraciones se mantiene constante, al tener valores de factores de reducción variables esta rama no es horizontal sino que presenta pendiente negativa y tercero, resaltan la importancia de compatibilizar los espectros de proyecto con los espectros de reducción para obtener rangos de períodos para el cambio de las expresiones de reducción. La expresión básica propuesta por Dolšek y Fajfar es:

$$R_{\mu} = c(\mu - \mu_0) + R_0 \quad (4.18)$$

Donde R_0 es la reducción que depende del período y de la (reducida) ductilidad aportada por la mampostería, c es un coeficiente que se obtiene mediante el período esquina, el grado de deterioro de resistencia esperado y el período fundamental de la estructura, μ es la ductilidad global y μ_0 es la ductilidad complementaria que es también función del aporte de ductilidad de la mampostería.

A manera de resumen, se tiene que los valores de los factores de reducción por ductilidad R_{μ} se pueden sintetizar mediante funciones que dependen de la ductilidad μ , del período T o una función de ajuste del período $\Psi(T)$ que depende de los parámetros de las curvas obtenidos del análisis de regresión:

$$R_{\mu} = (\mu - 1)\Psi(T) + 1 \quad (4.19)$$

El actual avance en la formulación de modelos constitutivos que incorporan la no linealidad geométrica y constitutiva de los materiales, ha permitido determinar valores de factores de reducción por ductilidad, tanto por la vía de aplicación del análisis no lineal estático, como mediante el análisis no lineal dinámico. Al utilizar directamente el análisis no lineal, los factores de reducción por ductilidad engloban tanto el efecto de la ductilidad como del amortiguamiento que en propuestas anteriores aparecían por separado (Chakraborti y Gupta 2004).

En general, la determinación de los valores de R_{μ} con el objeto de proponer valores para el proyecto sismorresistente, debe incorporar al análisis aspectos determinantes como:

- *Organización de registros.* Los registros deben estar clasificados según su magnitud y distancias epicentrales, con variedad en las condiciones de la fuente y en el patrón de transmisión del sismo. Como en contadas ocasiones las características están disponibles, se agrupa a los registros obtenidos en varios sitios con similares condiciones tectónicas y de suelos.
- *Normalización.* Ya que las diferencias de las magnitudes de los registros impiden la comparación absoluta entre éstos, es necesario escalarlos con respecto a un parámetro predeterminado como, por ejemplo la aceleración máxima del terreno.
- *Sismo de proyecto.* Es necesario evaluar la magnitud, distancia a la fuente y condiciones sub-superficiales, para obtener una apropiada caracterización del sismo de proyecto.

- *Efecto del amortiguamiento.* La mayoría de las normas presentan implícito el valor del 5% del amortiguamiento crítico sin considerarlo como un parámetro variable. Recientes investigaciones han demostrado que la relación existente entre las ordenadas de los espectros elásticos y los inelásticos, no es siempre la misma para todos los factores de amortiguamiento: el factor R depende del amortiguamiento y decrece con el incremento del factor de ductilidad μ .
- *Efecto del modelo histerético.* El efecto del modelo histerético adoptado revela una variación entre 30% y 50% entre las ordenadas espectrales, por lo que no es conveniente extrapolar los espectros de proyecto obtenidos para un modelo histerético específico, para sistemas que obedecen a modelos histeréticos diferentes.
- *Efecto de las condiciones de sitio.* La utilización de un factor constante para suelos por parte de varios códigos no es apropiada, debido a la marcada influencia de las condiciones del sitio para suelos blandos, períodos intermedios y bajas ductilidades de desplazamiento. Las condiciones del sitio afectan las amplitudes, el contenido frecuencial y la duración de los sismos, dependiendo su influencia de la geometría y las propiedades de los materiales de la sub-superficie, topografía del sitio y presencia del nivel freático.

Adicionalmente, es importante reconocer la influencia de la existencia de múltiples grados de libertad; Miranda (2001) demostró que estructuras de múltiples grados de libertad diseñadas con resistencia lateral igual a la correspondiente a una estructura de un grado de libertad con similar período, llega a experimentar demandas de ductilidad superiores. Se ha planteado la siguiente relación entre los factores de reducción para sistemas de múltiples grados de libertad.

$$R_M = \frac{R_{MDOF}}{R_{SDOF}} \quad (4.20)$$

Los valores R_M representa la relación entre el factor de reducción de un sistema de múltiples grados de libertad R_{MDOF} y el factor de reducción de un sistema de un grado de libertad R_{SDOF} con un período del primer modo de vibración similar al del primero. Como ejemplo se tiene el trabajo de Nassar y Krawinkler (1991) que calcularon valores de R_M para edificios con diferente número de pisos, planteándose una expresión preliminar en función de la ductilidad y el período estructural, dependiente del período T y de la ductilidad μ :

$$R_M = [1 + 0,15 \times T^2 \times \ln(\mu)]^{-1} \quad (4.21)$$

4.3. FACTORES DE REDUCCIÓN APLICADOS EN DIFERENTES NORMAS

A continuación se hace una recopilación de los factores de reducción R aplicados en las normas sismorresistentes de diferentes países. En este resumen se procura incluir las normas de generación reciente, para notar por un lado la importancia que siguen manteniendo los factores de reducción en el proyecto sismorresistente y para poder efectuar una comparación entre las características que son tomadas en cuenta a la hora de seleccionar los valores de estos factores.

4.3.1. Factores de reducción de respuesta en el EUROCÓDIGO-8

Al igual que en la mayoría de las normas de proyecto sismorresistente, en el EC-8 se admite el análisis elástico de las estructuras, partiendo de la reducción de las ordenadas del espectro de proyecto elástico mediante la aplicación de factores de reducción. En la Figura 4.8 se muestran los espectros elásticos de proyecto correspondientes a la versión 2003 del EC-8 para riesgo sísmico alto (tipo 1) y para diferentes tipos de suelos.

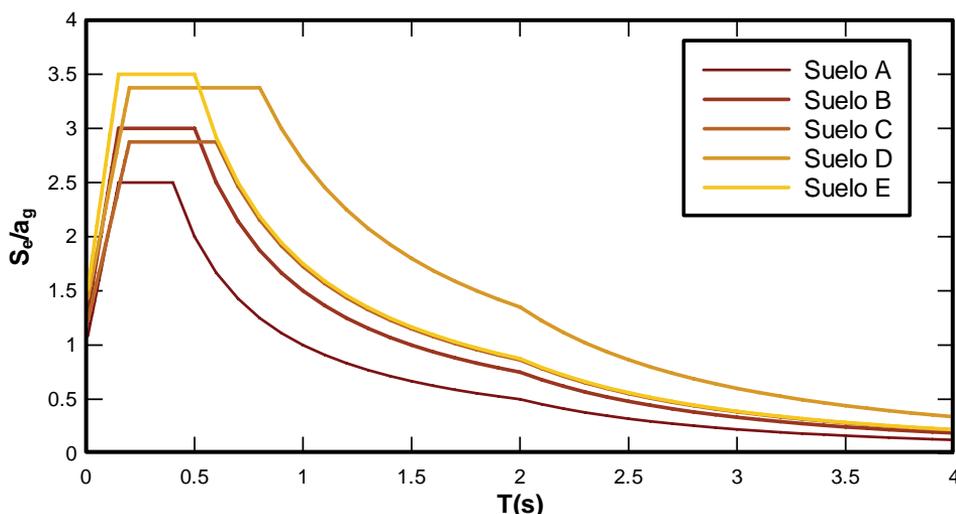


Figura 4.8 Espectros elásticos de proyecto, riesgo sísmico alto (EC-8)

Los factores de reducción de respuesta son identificados en el EC-8 mediante la letra q. En lo sucesivo, en este trabajo se utilizará la letra R para identificar los factores de reducción, inclusive a los del EC-8. Estos factores de reducción son aplicados a los espectros elásticos de proyecto para obtener las aceleraciones de proyecto y se expresados mediante la siguiente ecuación:

$$R = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (4.22)$$

En esta ecuación, q_0 es el factor básico de reducción de respuesta que depende de la tipología estructural predominante, de su regularidad en elevación, así como del valor de la ductilidad de la estructura. Para dicha ductilidad existen dos niveles: DCM (clase de ductilidad media) y DCH (clase de ductilidad alta); los valores para ambos niveles se muestran en la Tabla 4.4. El otro término de la Ecuación (4.22) es el factor k_w que considera el modo de fallo predominante en estructuras con pantallas de cortante.

Tabla 4.4. Valores en el EC-8 para el factor básico de reducción de respuesta q_0 .

Tipo estructural	DCM	DCH
Sistema porticado, dual o acoplado a muros de corte	$3,0\alpha_u / \alpha_1$	$4,5\alpha_u / \alpha_1$
Sistema con muros de corte	3,00	$4,0\alpha_u / \alpha_1$
Sistema torsionalmente flexible	2,00	3,00
Sistema de péndulo invertido	1,50	2,00

En la Tabla 4.4, el valor α_1 es el coeficiente sísmico correspondiente a la formación de la primera rótula plástica en cualquiera de los elementos de la estructura. El valor α_u es el coeficiente sísmico necesario para que se produzca la inestabilidad de la estructura, en otras palabras, para que se haya alcanzado el fallo de la misma. La relación de estos valores, α_u/α_1 , describe el efecto de la redundancia estructural sobre el factor de reducción de respuesta R . De acuerdo con las especificaciones de la norma EC-8, los valores α_1 y α_u de la Tabla 4.4 se pueden obtener directamente de la curva de capacidad de la estructura, determinada mediante el análisis inelástico estático. En este caso, α_1 es el valor de la ordenada del cortante en la base de proyecto y α_u es el cortante en la base inelástico, correspondiente al desplome último, de colapso. En consecuencia, la relación α_u/α_1 equivale a un factor de reducción por redundancia. Sin embargo, para los casos en los que no se realiza un análisis inelástico estático, se recomienda aplicar los valores de la Tabla 4.5, cuando la estructura es predominantemente de pórticos o de pórticos acoplados a pantallas de cortante. Cabe señalar que este factor multiplicador tiene en cuenta el efecto de la redundancia estructural, al considerarse valores más altos a medida que se incrementa el número de vanos y el de niveles.

Tabla 4.5. Valores en el EC-8 para el factor básico de reducción de respuesta q_0

Sistema porticado, dual o acoplado a muros de corte	α_u / α_1
Edificación de un solo nivel	1,10
Edificación de múltiples niveles pero de un solo vano	1,20
Edificación de múltiples niveles y múltiples vanos	1,30

Los multiplicadores, adquieren valores entre 1,1 y 1,30, pero presentan una gran dispersión, por lo que en el EC-8 se recomienda, la aplicación del análisis estático no lineal para poder determinar de forma precisa los valores para cada edificio. Si el sistema estructural es predominantemente de pantallas de cortante, los factores de reducción por resistencia R_s , se obtienen de la Tabla 4.6.

Tabla 4.6. Valores en el EC-8 para los multiplicadores

Sistema con muros de corte	α_u / α_1
Edificación con sólo dos muros desacoplados por dirección horizontal	1,00
Edificación con otros sistemas desacoplados de muros	1,10
Edificación con sistemas duales o acoplados a muros estructurales	1,20

En la Figura 4.9 se muestra la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal, a partir de la cual se obtienen las relaciones de coeficientes para calcular los factores multiplicadores. En el eje de las abcisas se representan los desplomes del nivel de cubierta expresados en %, normalizados respecto a la altura total del edificio y en el eje de las ordenadas se representa el cortante en la base normalizado respecto al peso sísmico del edificio. Sin embargo el EC-8 limita el valor máximo de los multiplicadores obtenidos aplicando el procedimiento en base al análisis inelástico estático a 1,5.

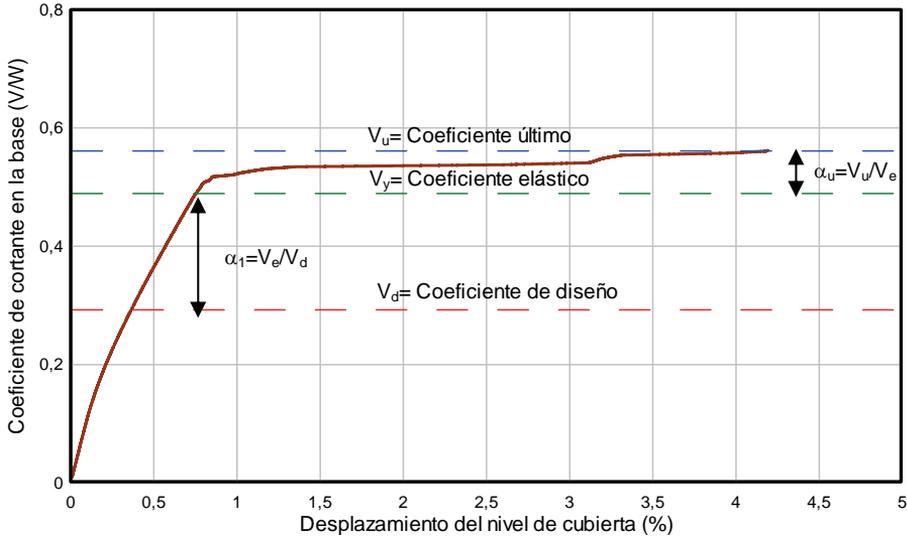


Figura 4.9 Determinación de los coeficientes multiplicadores a partir de la curva de capacidad

El otro término del factor de reducción de respuesta tiene que ver con el comportamiento de estructuras con predominio de pantallas de cortante. En este caso se aplica al factor básico, q_0 , un factor de predominio del modo de fallo k_w , que es menor o igual que la unidad y, por tanto penaliza el predominio del fallo por cortante. Las estructuras con pantallas de cortante tienen menor capacidad de desarrollar respuesta dúctil en comparación con las edificaciones porticadas. De esta manera, en la medida en que los muros son más esbeltos, el valor de k_w se aproxima a su cota inferior que es $1/3$, sin llegar a alcanzarla ya que el EC-8 lo limita expresamente a $0,5$.

Efecto de la irregularidad estructural

La irregularidad en planta es penalizada en el EC-8 con factores multiplicadores iguales a 1, lo que equivale a no aplicarle ningún incremento al factor básico de reducción por resistencia y redundancia. Sin embargo, en el articulado del EC-8 no se distingue entre los diferentes tipos de irregularidad en planta, que determinan de modo diferente los efectos torsionales. De igual forma, los valores de q_0 pueden reducirse hasta un 20% si la estructura analizada presenta irregularidades en elevación; quedando el porcentaje de reducción a juicio del proyectista, dependiendo del grado de irregularidad. Además, se establece un incremento de los valores de q_0 cuando se disponga de un plan especial de calidad, que nunca superará el 20%.

Factores de reducción R. Edificios porticados

En las Tabla 4.8 se muestran los factores de reducción para edificios porticados teniendo en cuenta los factores básicos de cálculo asignados de acuerdo con el nivel de ductilidad estructural (alto o medio), la existencia de irregularidades en planta y en elevación y una combinación de ambas. Se aplican los valores extremos sugeridos en el EC-8, entendiéndose que entre los máximos y los mínimos se encuentra un rango de valores que, tal como se ha indicado, quedan a juicio del proyectista. Finalmente, se aplican incrementos a los factores de reducción en virtud de la existencia de planes especiales de control de calidad en la elaboración del proyecto. En las Tabla 4.8, las siglas CPC y SPC significan que el proyecto cuenta o no, respectivamente, con un plan de control de calidad.

Tabla 4.7. Factores de reducción para estructuras porticadas con nivel de ductilidad alto

	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia $\alpha_w \alpha_1$	Factor por modo predominante de fallo K_w	Irregulares							
				regulares		en planta		en elevación		planta elevación	
				q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)
un solo nivel	4,50	1,10	1,00	4,95	5,94	4,50	5,40	4,13	4,95	3,75	4,50
múltiples niveles un solo vano	4,50	1,20	1,00	5,40	6,48	4,50	5,40	4,50	5,40	3,75	4,50
múltiples niveles múltiples vanos	4,50	1,30	1,00	5,85	7,02	4,50	5,40	4,88	5,85	3,75	4,50

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad
 CPC: Edificio con proyecto de control de calidad

Tabla 4.8. Factores de reducción para estructuras porticadas con nivel de ductilidad bajo

	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia $\alpha_w \alpha_1$	Factor por modo predominante de fallo K_w	Irregulares							
				regulares		en planta		en elevación		planta elevación	
				q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)
un solo nivel	3,00	1,10	1,00	3,30	3,96	3,00	3,60	2,75	3,30	2,50	3,00
múltiples niveles un solo vano	3,00	1,20	1,00	3,60	4,32	3,00	3,60	3,00	3,60	2,50	3,00
múltiples niveles múltiples vanos	3,00	1,30	1,00	3,90	4,68	3,00	3,60	3,25	3,90	2,50	3,00

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad
 CPC: Edificio con proyecto de control de calidad

Factores de reducción R. Edificaciones con pantallas de cortante

Para este tipo estructural, que comprende una amplia gama de configuraciones, inclusive combinaciones con estructuras porticadas, se presenta una variante que consiste, en la aplicación de un factor corrector que varía en función del modo de fallo predominante. En las Tabla 4.11, se muestran los valores correspondientes a estructuras con pantallas de cortante para ductilidades bajas y altas, adoptándose el

valor de $k_w = 1$ para los casos con predominio de fallo por flexión y de $k_w = 0,5$ que es la cota mínima norma para edificios con fallos por cortante.

Tabla 4.9. Factores de reducción para estructuras con pantallas de cortante con nivel de ductilidad bajo

	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia α_w/α_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	regulares		Irregulares					
						en planta		en elevación		planta elevación	
				q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)
sólo dos muros desacoplados	4,00	1,00	1,00	4,00	4,80	4,00	4,80	3,33	4,00	3,33	4,00
otros sistemas desacoplados de muros	4,00	1,10	1,00	4,40	5,28	4,00	4,80	3,67	4,40	3,33	4,00
sistemas duales o acoplados a muros	4,00	1,20	1,00	4,80	5,76	4,00	4,80	4,00	4,80	3,33	4,00

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad
 CPC: Edificio con proyecto de control de calidad

Tabla 4.10. Factores de reducción para estructuras con pantallas de cortante, con nivel de ductilidad alto, modo de fallo predominante por cortante

	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia α_w/α_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	regulares		Irregulares					
						en planta		en elevación		planta elevación	
				q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)
sólo dos muros desacoplados	4,00	1,00	0,50	2,00	2,40	2,00	2,40	1,67	2,00	1,67	2,00
otros sistemas desacoplados de muros	4,00	1,10	0,50	2,20	2,64	2,00	2,40	1,83	2,20	1,67	2,00
sistemas duales o acoplados a muros	4,00	1,20	0,50	2,40	2,88	2,00	2,40	2,00	2,40	1,67	2,00

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad
 CPC: Edificio con proyecto de control de calidad

Tabla 4.11. Factores de reducción para estructuras con pantallas de cortante, con nivel de ductilidad alto, modo de fallo predominante por flexión

	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia α_w/α_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	regulares		Irregulares					
						en planta		en elevación		planta elevación	
				q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)
sólo dos muros desacoplados	3,00	1,00	1,00	3,00	3,60	3,00	3,60	2,50	3,00	2,50	3,00
otros sistemas desacoplados de muros	3,00	1,10	1,00	3,30	3,96	3,00	3,60	2,75	3,30	2,50	3,00
sistemas duales o acoplados a muros	3,00	1,20	1,00	3,60	4,32	3,00	3,60	3,00	3,60	2,50	3,00

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad
 CPC: Edificio con proyecto de control de calidad

La aplicación de los factores de reducción del EC-8 no conduce a valores únicos para una ductilidad estructural, sino que proporciona un rango de valores que dependen, por un lado, de la capacidad para disipar energía que poseen las estructuras y de su reserva de resistencia y, por el otro, de los controles de proyecto por parte del proyectista. A la larga, dichos controles aseguran el cumplimiento de las prescripciones de proyecto complementarios a la norma, lo que conduce al incremento de la capacidad disipativa de la estructura.

Los factores típicos de reducción contemplados en el EC-8 se muestran en la Figura 4.10, para estructuras porticadas y una combinación de suelo rocoso (tipo A). Se observa que un espectro de factores de reducción presenta tres ramas: una primera rama creciente, una segunda constante, y una tercera que se reduce una vez alcanzado el período máximo de aceleración constante del espectro elástico de proyecto. Además, el EC-8 define un valor mínimo de aceleración de proyecto para los períodos altos, razón por la que se observa un cambio de pendiente en la rama descendente del espectro de factores de reducción a partir del período de 2 segundos.

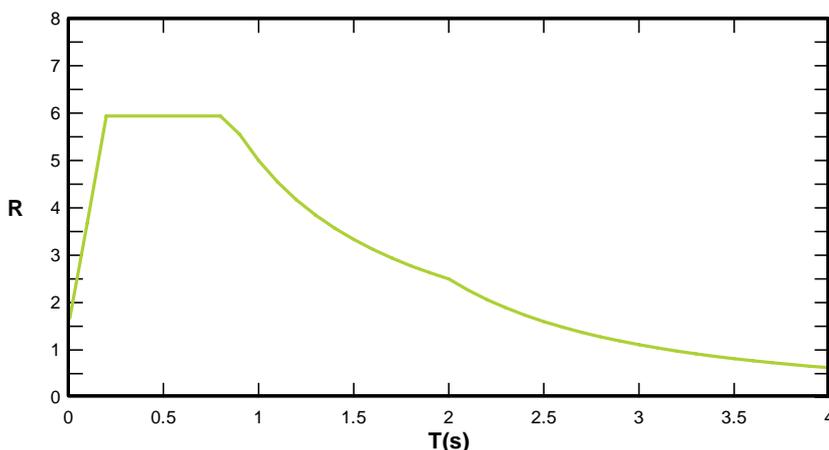


Figura 4.10 Espectros de factores de reducción

4.3.2. Factores de reducción de respuesta del UBC 97

En el UBC 97 se encuentran prescritos valores de factores de reducción de respuesta asignados conforme a la estructura resistente a fuerzas laterales predominante y del material considerado en el proyecto, es importante notar que el nivel de proyecto queda implícitamente considerado al hacerse referencia a la categoría de ‘pórticos especiales’ referida a la característica de observar las recomendaciones de dimensionado y detallado sismorresistente se pueden observar los valores mostrados en la Tabla 4.12 que es un resumen de los valores que interesan en virtud de las estructuras que se consideran en el presente trabajo.

Tabla 4.12. Factores de reducción de respuesta y de reserva de resistencia, UBC-97

	R	Ω_0
1. Pórticos especiales resistentes a momentos		
a. Acero	8.5	2.8
b. Hormigón	8.5	2.8
2. Pórticos de mampostería resistentes a momentos	6.5	2.8
3. Pórtico intermedio resistente a momento	5.5	2.8
4. Pórticos ordinarios resistentes a momentos		
a. Acero	4.5	2.8
b. Hormigón	3.5	2.8
5. Pórticos de celosías de acero especiales resistentes a momentos	6.5	2.8

En la tabla anterior se muestran también los valores de los factores de reserva de resistencia estructural que en el UBC-97 se asignan a cada tipo específico de estructura. Este factor es aplicado para amplificar las componentes horizontales de las fuerzas sísmicas utilizadas en las combinaciones de carga, según la expresión:

$$E_m = \Omega_0 E_h \tag{4.23}$$

Donde E_m es la máxima fuerza sísmica estimada, Ω_0 es el factor de reserva de resistencia correspondiente al tipo estructural predominante y E_h es la componente horizontal de la carga sísmica determinada a partir del cortante en la base.

Puede notarse que el UBC 97 presenta valores de reducción evidentemente superiores que el resto de las normas de proyecto estudiadas, sin embargo esta diferencia es aparente al considerarse la posibilidad de incrementar las fuerzas de proyecto mediante la consideración de la redundancia estructural, aplicando la siguiente expresión:

$$1 \leq \rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max} \sqrt{A_B}} \leq 1.5 \tag{4.24}$$

Aquí A_B representa el área de la planta expresada en metros cuadrados, r_{\max} es la relación entre la fuerza cortante máxima en los pilares y el cortante total de piso obtenida para la estructura entera. Esta expresión engloba lo que se puede interpretar como una especie de densidad de pilares, que en el caso de estructuras porticadas resistentes a momentos, son los encargados de resistir las fuerzas cortantes inducidas por las cargas horizontales de los sismos. La forma de aplicarla dentro del proceso de cálculo de las fuerzas sísmicas es igual a la aplicada en el caso del factor de reserva de resistencia, como factor de amplificación de las fuerzas horizontales de proyecto:

$$E = \rho E_h + E_v \tag{4.25}$$

4.3.3. Factores de reducción de respuesta del IBC 2003

El IBC 2003 presenta pocas diferencias respecto a los valores del UBC 97, incluso el formato de presentación de valores es similar en cuanto a la consideración de casos de proyecto, sistema estructural y tipo de material utilizado. Los valores de los factores de reducción se listan en la Tabla 4.13, en la que se nota que los valores más altos corresponden a las estructuras cuya tipología permite desarrollar comportamiento dúctil.

Tabla 4.13. Factores de reducción de respuesta y de reserva de resistencia IBC 2003

	Factor de reducción de respuesta R	Factor de reserva de resistencia Ω_0
Pórticos especiales de acero resistentes a momentos	8	3
Pórticos de celosías de acero especiales resistentes a momentos	7	3
Pórticos intermedios de acero resistentes a momentos	4.5	3
Pórticos especiales de hormigón resistentes a momentos	8	3
Pórticos intermedios de hormigón armado resistentes a momentos	5	5
Pórticos ordinarios de hormigón armado resistentes a momentos	3	3
Pórticos especiales de compuestos resistentes a momentos	8	3
Pórticos intermedios de compuestos resistentes a momentos	5	3
Pórticos de compuestos parcialmente restringidos resistentes a momentos	6	3
Pórticos ordinarios de compuestos resistentes a momentos	3	3
Pórticos de muros de mampostería	5.5	3

Los factores de reducción pueden ser modificados mediante el factor de importancia de la edificación, que privilegia las edificaciones consideradas como esenciales, exigiendo la aplicación de mayores fuerzas de proyecto.

Otra de las semejanzas existentes entre el procedimiento contemplado en la norma UBC-97 y la IBC-2003 es la forma explícita de considerar la reserva de resistencia y la redundancia como factores de amplificación de las fuerzas sísmicas de proyecto.

4.3.4. Factores de reducción de respuesta NZBC

La norma neozelandesa presenta los factores de reducción referidos a valores de ductilidad, siendo esta última establecida conforme al tipo de estructura resistente predominante y el tipo de material que la compone. Los valores de la ductilidad son directamente aplicados a la reducción de fuerzas de piso. En la Tabla 4.14 se muestra el resumen de los factores de reducción para tres niveles de ductilidad: estructuras que se espera tengan una respuesta elástica, estructuras con una ductilidad intermedia y estructuras que bajo condiciones especiales de detallado son capaces de desarrollar grandes deformaciones evitando el colapso por cargas verticales.

Tabla 4.14. Factores de reducción de respuesta NZBC

		Material predominante en la estructura			
		Acero estructural	Hormigón armado	Hormigón pretensado	Mampostería reforzada
Estructuras con respuesta elástica		1,25	1,25	1,00	1,25
Estructuras con ductilidad limitada					
	Pórticos diagonalizados				
	Cedencia en tensión y compresión	3,00	-	-	-
	Cedencia en compresión solamente	3,00	-	-	-
	Pórticos resistentes a momentos	3,00	3,00	2,00	2,00
	Muros	3,00	3,00	-	2,00
	Muros cargados en voladizo	-	2,00	-	2,00
Estructuras dúctiles					
	Pórticos diagonalizados	6,00	-	-	-
	Pórticos resistentes a momentos	6,00	6,00	5,00	4,00
	Muros	-	5,00	-	4,00
	Pórticos con diagonales excéntricas	6,00	-	-	-

4.3.5. Factores de reducción de respuesta en la Japanese Building Standard Law 2004

En la norma japonesa, Japanese Building Standard Law 2004, los factores de reducción de respuesta se calculan como los inversos de los factores de ductilidad y, además, los valores dependen del grado de ductilidad que sea preciso desarrollar en cada nivel del edificio.

Tabla 4.15. Factores de reducción de respuesta para edificios de acero

Edificios de acero			
Ductilidad	Pórtico resistente a momentos	Otro tipo de pórtico	Pórtico con barras a compresión
Excelente	0,25	0,30	0,35
Buena	0,30	0,35	0,40
Regular	0,35	0,40	0,45
Pobre	0,40	0,45	0,50

Tabla 4.16. Factores de reducción de respuesta para edificios de hormigón armado

Edificios de hormigón armado			
Ductilidad	Pórtico resistente a momentos	Otro tipo de pórtico	Pórtico con barras a compresión
Excelente	0,30	0,35	0,40
Buena	0,35	0,40	0,45
Regular	0,40	0,45	0,50
Pobre	0,45	0,50	0,55

La norma considera valores del factor de reducción que dependen del material de la estructura, asignando mayores valores de reducción a las estructuras de acero en comparación con los de las estructuras de hormigón armado. En las Tabla 4.16 se muestran los valores previstos, que también dependen de la tipología estructural predominante en el edificio, así como también del nivel de ductilidad que el proyectista dispone para los elementos de cada nivel.

Los factores mostrados en estas tablas indican que la norma japonesa tiene como criterio el de proyectar los edificios para ductilidades bajas, lo que conduce a estructuras más rígidas, con períodos propios más bajos que los de los edificios proyectados mediante otras normas sismorresistentes del mundo. También es necesario indicar que la norma contempla la penalización de la reducción de las fuerzas sísmicas mediante la aplicación de factores que valoran la regularidad en planta y elevación de la estructura.

4.3.6. Factores de reducción de respuesta en la Norma NCSE-02

La norma sismorresistente española vigente NCSE-02 permite el análisis elástico de estructuras una vez reducidos los valores espectrales por el coeficiente de respuesta β . El coeficiente de respuesta es función de la ductilidad de proyecto y del porcentaje de amortiguamiento crítico que la misma norma prescribe para los diferentes materiales del sistema estructural

$$\beta = \frac{v}{\mu} \tag{4.26}$$

donde v es el factor de modificación en función del amortiguamiento, calculado mediante a la expresión (19) y μ es el coeficiente de comportamiento por ductilidad. El factor de modificación por amortiguamiento considera la reducción directa del espectro elástico en función de la capacidad de disipación que posee la estructura, según la relación entre el amortiguamiento de 5% que usualmente se encuentra prescrito en otros códigos de proyecto y el amortiguamiento real de la estructura, Ω .

La norma establece los valores del amortiguamiento típicos para estructuras usuales. Los valores del coeficiente de comportamiento por ductilidad se presentan en la Tabla 4.17.

Tabla 4.17. Parámetros del factor de reducción previstos en la norma NCSE-02

Tipo de estructura	Compartimentación	Amortiguamiento (% del crítico)	Ductilidad		
			Alta	Intermedia	Baja
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4,00	4,00	3,00	2,00
	Compartimentada	5,00	4,00	3,00	2,00
Estructura con muros de corte	Compartimentada	6,00	No	No	2,00

Si bien la norma NCSE-02 no define directamente el uso de factores de reducción, éstos se expresan aquí como el inverso de los coeficientes de respuesta β , lo que permite compararlo con los factores de reducción del EC-8. De esta forma, se obtienen los valores de R para cada uno de los niveles de ductilidad, que dependen fundamentalmente de la capacidad de las estructuras de disipar energía frente a la acción de cargas cíclicas, mediante elementos estructurales expresamente proyectados para tal fin y acoplados en las dos direcciones principales de la estructura. Los valores de los factores de reducción de respuesta se muestran en las Tabla 4.20, para ductilidad alta, intermedia y baja, respectivamente.

Tabla 4.18. Factores de reducción en la norma NCSE-02, para ductilidad alta.

Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad μ	Amortiguamiento v	Multiplicador β	Factor reductor R
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4,00	1,09	0,27	3,66
	Compartimentada	4,00	1,00	0,25	4,00

Tabla 4.19. Factor de reducción en la norma NCSE-02, para ductilidad intermedia

Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad μ	Amortiguamiento v	Multiplicador β	Factor reductor R
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	3,00	1,09	0,36	2,74
	Compartimentada	3,00	1,00	0,33	3,00

Tabla 4.20. Factor de reducción en la norma NCSE-02, para ductilidad baja

Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad μ	Amortiguamiento ν	Multiplicador β	Factor reductor R
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	2,00	1,09	0,55	1,83
	Compartimentada	2,00	1,00	0,50	2,00
Estructura con muros de corte	compartimentada	2,00	0,93	0,46	2,15

En la Figura 4.11 se muestran los espectros correspondientes a un suelo granular de compacidad media (clasificado como de tipo III), reducidos por el factor de estructura porticada compartimentada, para un nivel de ductilidad alto. Cabe indicar que tanto los espectros elásticos como los inelásticos muestran ramas de aceleración constante para distintos intervalos de períodos, lo que se debe a la aplicación del factor de contribución k contemplado en la norma NCSE-02.

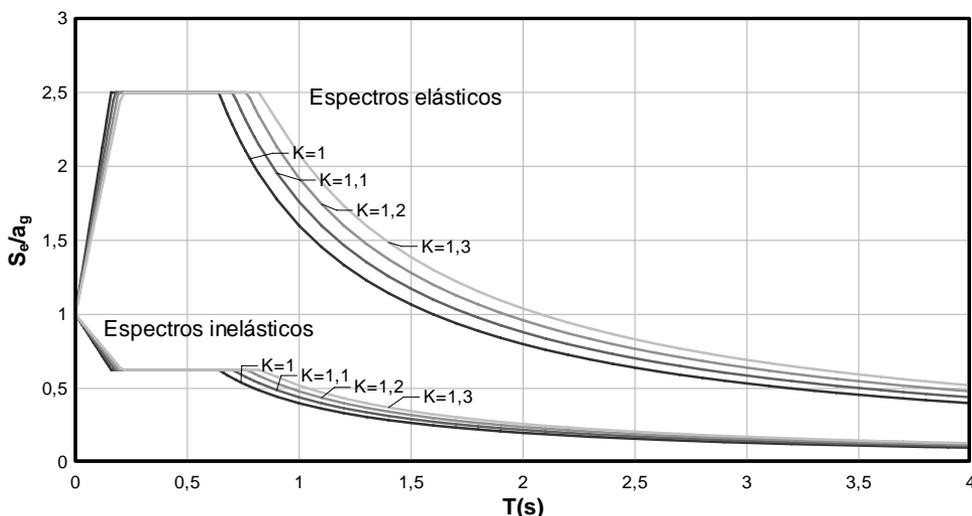


Figura 4.11 Espectros de proyecto elástico e inelásticos para sistemas porticados con alta ductilidad, y para suelo tipo III

Finalmente, en la Figura 4.12 se ha representado el factor de reducción de respuesta típico aplicado en la norma NCSE-02. Se distinguen las dos ramas: la primera varía en función del período T y la segunda tiene valores constantes e iguales al valor de la ductilidad estructural μ .

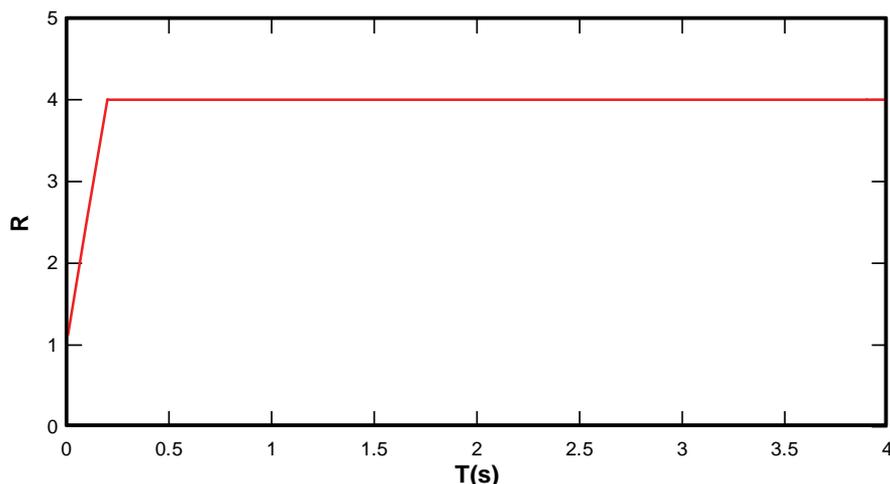


Figura 4.12 Espectro típico de factor de reducción norma NCSE-02, suelos tipo III

4.3.7. Factores de reducción de respuesta en la Norma Covenin 1756-98

Los factores de reducción son prescritos de forma directa en la norma venezolana Covenin 1756-98 y sus valores dependen de dos características. La primera vincula los niveles de reducción de ordenadas espectrales con el nivel de proyecto aplicado, obligando esto al cumplimiento de ciertas condiciones que garanticen la ductilidad de las estructuras. La segunda está relacionada con la tipología estructural utilizada, correspondiendo los niveles más altos de reducción de la respuesta a las estructuras porticadas (Tipo I) y los más bajos a las estructuras incapaces de tener un comportamiento similar al de las que responden como diafragma rígido.

Los valores máximos de los factores de reducción son los que en anteriores versiones de la norma correspondían a la ductilidad, sin que intervengan en su determinación factores adicionales tales como la reserva de resistencia o el amortiguamiento.

En la Tabla 4.23 se muestran los valores máximos para tres familias de estructuras: de hormigón armado, de acero y mixtas de hormigón armado y acero. En cuanto a la influencia de las posibles irregularidades tanto en planta como en elevación, la normativa recomienda la aplicación global de factores de reducción iguales al 75% de los señalados para estructuras regulares, sin hacer ninguna valoración sobre el tipo de irregularidad y sus posibles consecuencias sobre la respuesta dúctil de la estructura.

Tabla 4.21. Factor de reducción en la norma Covenin 1756-98 para estructuras de hormigón armado

Nivel de diseño	Estructuras de Hormigón armado				
	Tipo de estructura				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,00	5,00	4,50	5,00	2,00
ND2	4,00	3,50	3,00	3,50	1,50
ND1	2,00	1,75	1,50	2,00	1,25

Tabla 4.22. Factor de reducción en la norma Covenin 1756-98 para estructuras de acero

Nivel de diseño	Estructuras de acero				
	Tipo de estructura				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,00	5,00	4,00	6,00	2,00
ND2	4,50	4,00	-	-	1,50
ND1	2,50	2,25	2,00	-	1,25

Tabla 4.23. Factor de reducción en la norma Covenin 1756-98 para estructuras mixtas de hormigón armado y acero.

Nivel de diseño	Estructuras mixtas de Hormigón armado y acero				
	Tipo de estructura				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,00	5,00	4,00	6,00	2,00
ND2	4,00	4,00	-	-	1,50
ND1	2,25	2,50	2,25	-	1,00

En estas tablas se incluyen los valores de los factores de reducción R por tipos de estructura, desde las más dúctiles (tipo I) para las que la estructura predominante es porticada, a las menos dúctiles (tipo IV) como son las estructuras sustentadas por una sola columna, sin diafragma rígido o con forjados de vigas planas. Los valores de R también dependen del nivel de proyecto, siendo mayores para el nivel de proyecto ND3 que requiere un armado más exigente de las secciones y de las conexiones entre elementos, y valores inferiores para el nivel de proyecto sin consideraciones sismorresistentes (ND1).

4.3.8. Comparación entre los valores de los factores de reducción

El primer aspecto a resaltar es que sólo en el EC-8 existe una referencia explícita a un factor básico de ductilidad que depende de la ductilidad global que puedan desarrollar las estructuras correctamente diseñadas. En las normas españolas (NCSE-02) y venezolana (Covenin 1756-98) los factores de reducción tienen un

factor componente que depende exclusivamente de la ductilidad R_{μ} , para la cual se fijan niveles de proyecto que no son más que un marco de especificaciones mínimas que se deben cumplir en la etapa de proyecto. Los dos factores componentes del factor R del Eurocódigo 8 (EC-8) que dependen de la reserva de resistencia y del amortiguamiento, se incorporan mediante coeficientes multiplicadores que varían en función de la redundancia estructural R_{SR} y del amortiguamiento de los materiales de la estructura R_{ζ} . En la norma no se realiza una referencia directa a este último coeficiente pero sí se utilizan coeficientes de seguridad diferentes para las estructuras de acero, porticadas de hormigón armado y con pantallas a cortante.

En cuanto a los valores de los factores de reducción de respuesta, las normas investigadas coinciden en otorgar los valores más altos a los edificios con pórticos resistentes a momentos y los más bajos para los edificios con pantallas de cortante, sin embargo es notable la diferencia que existe entre los valores de R para una misma tipología, por ejemplo para edificios porticados la norma japonesa establece valores de 3,33 mientras que el UBC-97 fija valores de 8,5.

La NCSE-02 es la única de las normas revisadas que hace una referencia directa a la influencia del amortiguamiento en el cálculo de los factores de reducción. Sin embargo, recomienda el valor promedio para el comportamiento de las diferentes estructuras, clasificadas de acuerdo con sus materiales, sin hacer referencia a valores que dependan de los muros divisorios no estructurales, que se ha demostrado que alteran los valores esperados del amortiguamiento de las estructuras. En la Norma Covenin 1756-98 no se señala la participación del amortiguamiento estructural en la determinación de los factores de reducción R ; sólo es posible seleccionar valores de R ligeramente superiores en el caso de las estructuras porticadas de acero.

En cuanto a los valores de los factores R , es interesante notar que sólo el EC-8 presenta limitaciones a las aceleraciones para las estructuras con períodos largos (superiores a los 2 segundos) limitando explícitamente la aceleración a considerar en el cálculo inelástico a un valor mínimo de 0,2 veces la aceleración espectral normalizada. Este último aspecto hace que el espectro de factores de reducción tenga cuatro ramas bien diferenciadas: la de los períodos cortos que se calcula a partir de la regla de igual energía; la de los períodos intermedios con aceleraciones constantes; una tercera rama decreciente, de desplazamientos constantes, proporcional a la rama decreciente del espectro elástico; y una última rama que no decrece de la misma forma que la tercera, consecuencia de la cota inferior de las aceleraciones de proyecto.

El período característico para el cual se produce la transición entre la rama creciente dependiente del período y la rama horizontal dependiente de la ductilidad, presenta cierta uniformidad en los tres códigos analizados. Estos valores se

encuentran entre 0,2 s y 0,4 s y corresponden a períodos típicos de los espectros de respuesta obtenidos con registros sobre suelos rocosos o muy duros. Sin embargo, trabajos recientes han demostrado que el período característico depende del período del suelo.

Se puede observar la importancia que se da en las normas analizadas a la relación que existe entre el valor de la ductilidad estructural y la exigencia del detalle de armado que debe considerarse en el proyecto de la estructura. Por ejemplo, la norma NCSE-02, por permitir ciertas irregularidades de la estructura y detalles de armado menos rigurosos para los elementos estructurales y los nudos, establece niveles máximos de ductilidad que se encuentran por debajo de los valores máximos especificados en el EC-8.

En casi todas las normas revisadas se ha podido verificar que los factores de reducción de respuesta correspondientes a estructuras de acero, son mayores que los correspondientes a las estructuras de hormigón armado. Algunas normas incluso llegan a contemplar valores para los sistemas estructurales usuales, tal como es el caso del EC-8, Covenin-1756-98, NZBC, IBC-97 y UBC-2003.

En la mayoría de las normas sismorresistentes se incorporan aspectos sugeridos en estudios recientes, tales como la incorporación de los factores de redundancia estructural. Ejemplo de esto son los factores que incrementan de los factores de reducción del EC-8, cuando las estructuras cumplen con ciertas características de redundancia de elementos resistentes verticales. Igual característica se observa en el IBC-97 y el UBC-2003, sin embargo su aplicación es de carácter aproximado.

La regularidad estructural se tiene en cuenta directamente en el EC-8, la norma japonesa y la norma Covenin, sin embargo sólo el EC-8 contempla valores que consideran el tipo de irregularidad (planta, elevación o ambas). En el resto de las normas se deja a juicio del proyectista la aplicación de penalizaciones a los factores de reducción, producto de la irregularidad de la estructura.

Capítulo 5

Reserva de resistencia y redundancia estructural

5.1. INTRODUCCIÓN

En el capítulo anterior se abordó el tema de los factores de reducción de respuesta, los términos que intervienen en su composición, haciendo especial énfasis en los factores que responden a la respuesta inelástica o factor de reducción por ductilidad R_{μ} . Se señaló al factor basado en ductilidad como el encargado de aportar la mayor parte de la reducción de las ordenadas espectrales, existe un factor que agrupa la influencia de la reserva de resistencia y la redundancia estructural, que en algunos casos de proyecto sismorresistente llega a ser de considerable importancia ya que se ha demostrado que tanto la reserva de resistencia como la redundancia estructural han sido determinantes en la adecuada respuesta, e incluso en la supervivencia de estructuras durante eventos sísmicos que han superado largamente la capacidad global para la cual fueron diseñadas originalmente estas estructuras. En este capítulo se presentan las definiciones de la reserva de resistencia y de la redundancia estructural, se muestran los resultados de investigaciones realizadas específicamente sobre ambos tópicos así como los criterios de desempeño utilizados para la obtención de los parámetros de las curvas de capacidad. Finalmente, se hace un breve resumen de las características comunes del análisis no lineal aplicado en las investigaciones estudiadas.

5.2. RESERVA DE RESISTENCIA

La reserva de resistencia ha sido estudiada tanto a nivel de elementos y secciones como a nivel de la respuesta global de las estructuras. Seguidamente se presentan los conceptos que definen cada una de ellas.

5.2.1 Reserva de resistencia en elementos y secciones

Usualmente en proyecto sismorresistente el término reserva de resistencia es utilizado para definir la capacidad adicional que poseen los elementos estructurales para soportar cargas superiores a las consideradas en el proyecto, Así, según Paulay y Priestley (1992), la reserva de resistencia de un elemento se obtiene como:

$$S_0 = \lambda_0 S_i \quad (5.1)$$

Donde S_0 es la reserva de resistencia de la sección, λ_0 es el factor de reserva de resistencia y S_i es la resistencia ideal de la sección. El factor de reserva de resistencia de una sección depende entre otras cosas de la resistencia real del acero de refuerzo superior a la nominal, incremento de la resistencia debido al endurecimiento (hardening) post-plastificación del acero, resistencia del hormigón superior a la resistencia nominal debido a la edad de este o al efecto que sobre la resistencia tiene el confinamiento una vez que se han alcanzado ciertas deformaciones en el hormigón. En la Figura 5.1 se muestra un ejemplo típico de confinamiento en pilar, conforme a las recomendaciones normativas.

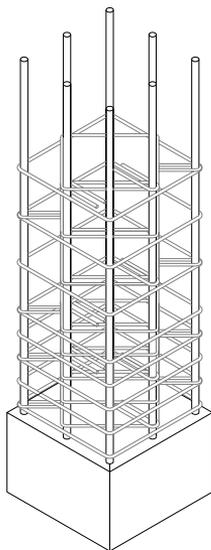


Figura 5.1 Ejemplo típico de confinamiento en pilar de hormigón armado conforme a disposiciones normativas vigentes

Como ejemplo puede señalarse que el esfuerzo de plastificación de las barras de acero de refuerzo presenta incrementos que en promedio alcanzan el 17%, pero que incluso llegan a ubicarse entre el 40 y el 50% por encima del valor nominal. También puede señalarse que en el proyecto usual de secciones de hormigón armado sometidas a flexo-compresión el hormigón es tratado como si no estuviese confinado, situación que no es real, ya que el confinamiento proporcionado por la distribución de armaduras longitudinales y transversales, ver Figura 5.1, origina que a medida que el nivel de esfuerzos se aproxima al nivel máximo resistente del hormigón y éste último comienza a aplastarse y a deformarse lateralmente, se topa con el acero de refuerzo, el cual reacciona contra esta deformación lateral, produciendo el confinamiento una resistencia a compresión superior a la resistencia nominal considerada en el proyecto, lo cual incrementa la reserva de resistencia.

5.2.2 Reserva de resistencia global

La gran cantidad de factores que intervienen en la reserva de resistencia hacen que esta sea difícil de cuantificar a nivel de cada elemento estructural evitando que esta pueda ser incorporada de forma racional en las normas de proyecto sismorresistentes a pesar de que se le considera muy importante en el mejoramiento de la respuesta de los edificios; por esto es más conveniente considerar el efecto de la reserva de resistencia sobre la respuesta global de la estructura mediante la utilización de las relaciones de fuerza- deformación obtenidas del análisis estático no lineal (pushover).

La incorporación del factor de reserva de resistencia no se realiza de forma explícita en las normas de proyecto debido a esta gran cantidad de factores, sin embargo un mejor conocimiento del fenómeno permitiría su aplicación desacoplada del factor de reducción de respuesta R .

El factor de reserva de resistencia R_s se origina por la diferencia que existe entre el corte basal de proyecto V_b y el cortante en la base último V_u , esta diferencia resulta del hecho de proyectar para grupos de fuerzas mayoradas de forma estadística con base en la dispersión que las estas presentan (mayores a las resistidas por la estructura durante su vida útil) conjuntamente con propiedades minoradas de los materiales. Adicionalmente, el proyecto de los elementos sismorresistentes implica satisfacer condiciones de desplomes máximos (desplomes relativos de piso) y de detallado de partes de la estructura para mejorar su capacidad de disipación dúctil.

En la Figura 5.2 se puede observar como se establecen las relaciones de resistencia. Primero, la curva de comportamiento permite definir un comportamiento elasto plástico idealizado, considerando el punto para el que se alcanza la máxima fuerza cortante en la base, claramente esta fuerza cortante máxima se alcanza en un punto en el que la estructura ha alcanzado el comportamiento plástico, permitiendo ubicar el segmento horizontal B-C. Seguidamente se define la recta de comportamiento

elástico O-B uniendo el origen con el punto sobre la curva de comportamiento que corresponde al 75% del valor del cortante máximo idealizado, puede notarse que este punto presenta un cortante en la base superior al que se alcanza al ocurrir la primera plastificación o formación de la primera rótula plástica en algún punto de la estructura. Además este punto permite definir un desplome ‘elástico’.

La definición del fallo o colapso de la estructura, tal como se verá más adelante, varía de acuerdo con criterios referidos bien en desplomes o desplomes relativos de piso o bien de acuerdo a la variación de los valores de la fuerza cortante en la base. En todo caso, el punto en el que se alcanza el fallo de la estructura permite definir el desplome máximo ‘inelástico’ que conjuntamente con el desplome ‘elástico’ permiten calcular la ductilidad estructural.

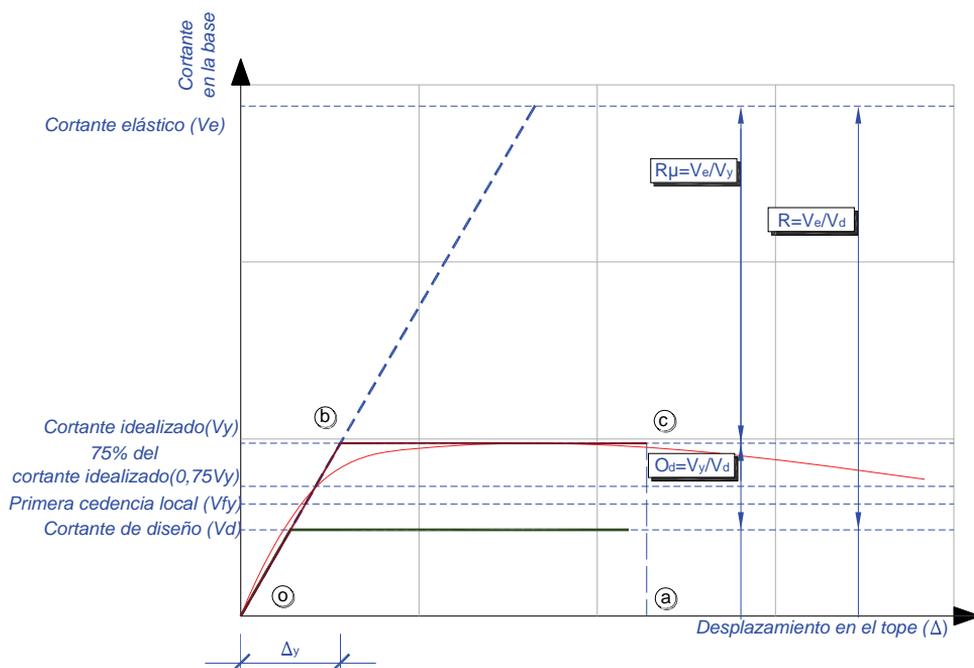


Figura 5.2 Resistencias y desplomes característicos para el cálculo de la reserva de resistencia y la ductilidad de desplome

Todo esto conduce finalmente a secciones con resistencia superior a la calculada por simple resistencia. Investigaciones relativas al tema han permitido determinar factores de reserva de resistencia (Bertero 1986) que demuestran la clara dispersión de los valores de R_s para edificios porticados de hormigón armado, por lo que es necesario profundizar en este campo, Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Factores de reducción por reserva de resistencia, según investigaciones relativas al tema

Investigación	Casos estudiados	Rs
Osteraas y Krawlinker (1990)	Pórticos resistentes a momento	2,1-6,5
	Pórticos perimetrales	1,8-3,5
	Pórticos con diagonales concéntricas	2,2-2,8
Uang y Maarouf (1993)	Edificio de acero de 13 pisos	4,0
	Edificio de hormigón de 6 pisos	1,9
Hwang y Shinozuka (1994)	Edificio de hormigón de 4 pisos	2,2

De la tabla anterior se tiene que los valores de reserva de resistencia más altos corresponden a los pórticos en los que las cargas de gravedad poseen una mayor influencia sobre el proyecto de las secciones, por esta razón la reserva de resistencia de los pórticos resistentes a momento alcanza valores más altos que los pórticos perimetrales, para los que las cargas de gravedad son menores pero que mantienen las mismas fuerzas sísmicas de proyecto que los pórticos resistentes a momento.

Tabla 5.2. Factores de sobre resistencia, según estudios efectuados a edificios de hormigón armado

	Casos estudiados	Rs
Fischinger, Fajfar y Vidic (1994)	Edificios de hormigón armado de mediana y baja altura	1.6-4.6
Panagiotakos y Fardis (1998)	Edificios de hormigón armado	2.0-2.5
Elnashai y Mwafi (2002)	Edificios de hormigón armado mediana altura e irregularidad vertical	2.0-3.0

Al establecer la relación entre el proyecto actual de edificios de hormigón armado, se llega a alcanzar valores de los factores de resistencia R_s que en todo caso presentan la misma dispersión de valores, ver Tabla 5.2.

La estimación de los factores de reducción por resistencia R_s se complica por efectos como la resistencia actualizada de los materiales (una vez que se ha incursionado en comportamiento plástico o ha ocurrido daño), los efectos del confinamiento, presencia de elementos estructurales tales como losas de hormigón y elementos no estructurales no considerados de forma explícita en el análisis, haciendo necesario reconocer que no todos estos efectos contribuyen

favorablemente al incremento del factor de reserva de resistencia. Entre los efectos que pueden tener contribución desfavorable se incluyen el incremento de la reserva de resistencia en vigas puede dar origen al fallo frágil por cizallamiento, elementos de cerramiento pueden causar efectos de columna corta y las irregulares distribuciones de las alturas de las columnas y la discontinuidad en las líneas resistentes verticales pueden producir el efecto de piso blando (Park 1996).

En la Tabla 5.3 se presenta una lista que contiene los factores anteriormente citados y la etapa del proyecto de la edificación en la cual son incorporados.

Tabla 5.3. Factores que influyen en la reserva de resistencia

Causa de la reserva de resistencia	Etapa del proyecto en la cual se incluye		
	Modelado	Análisis	Diseño
Diferencia de la resistencia actual y nominal de los materiales	X		
Diseño conservador y requerimientos por ductilidad			X
Factores de carga y múltiples casos de carga combinados		X	
Consideración de torsión accidental		X	
Provisiones para cumplir estado límite de servicio (flechas)			X
Participación de elementos no estructurales (losas)	X		
Cumplimiento de cuantías mínimas de acero			X
Diseño de secciones múltiples de 5			X
Redundancia estructural	X		
Endurecimiento resistente	X		
Efectos del confinamiento	X		
Análisis en base al período elástico		X	
Diseño controlado por rigidez (derivadas)			X

Jain y Navin (1995), estudiaron los valores de reserva de resistencia en edificios de hormigón armado, considerando la influencia de la intensidad sísmica representado por la aceleración de proyecto básica correspondiente a diferentes zonas sísmicas de la India, y del número de niveles del edificio. Los resultados, que se muestran en la Figura 5.3, reflejan que la reserva de resistencia es mayor para edificios ubicados en zonas de baja sismicidad en los que predomina el proyecto por cargas gravitacionales. Igualmente debe resaltarse el hecho que para edificios de baja altura en los que las fuerzas de piso no adquieren valores tan altos como en los edificios de mayores masas sísmicas, los factores de reserva de resistencia son mayores.

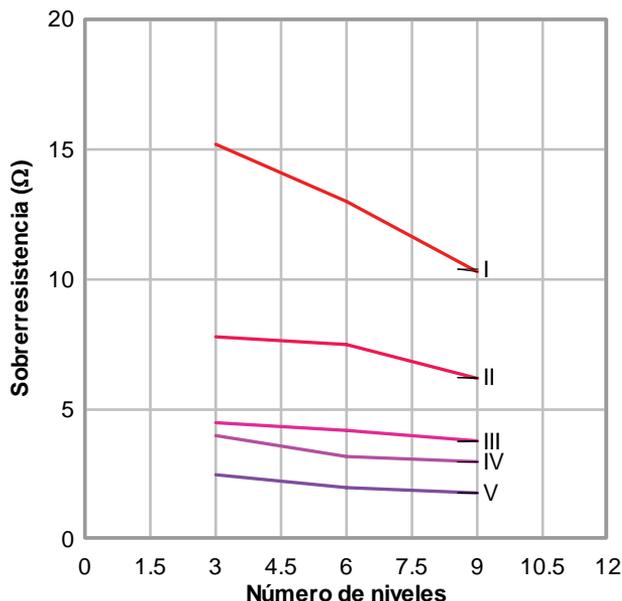


Figura 5.3 Factores de reducción por reserva de resistencia determinados por Jain y Navin 1995

Más recientemente, Massumi *et al.* (2004), retoman el estudio de la influencia del número de niveles e incluyen el número de vanos en el cálculo de factores de reserva de resistencia obtenidos mediante los resultados de las relaciones de fuerza deformación resultantes del análisis estático y dinámico no lineal. Los resultados obtenidos muestran que el número de vanos o de líneas resistentes verticales son inversamente proporcionales a los valores de reserva de resistencia lo que contradice los resultados obtenidos de forma probabilista por Bertero y Bertero (1999). En la Figura 5.4 se muestran factores de reserva de resistencia calculados en este trabajo, apreciando que los valores señalados son semejantes a los de la Figura anterior, para el caso de edificios diseñados para zonas de alta sismicidad. En esta misma Figura es posible observar que los valores de reserva de resistencia varían muy poco con el método de análisis no lineal aplicado, sea este dinámico o estático, conclusión similar a la de otros trabajos (Mwafi y Elnashai, 2002).

Otro de los factores a considerar al evaluar la reserva de resistencia global es el efecto producido por la ductilidad estructural de proyecto, así las secciones y el armado resultantes del proyecto de una estructura para un nivel alto de ductilidad, son mayores que en el caso que la misma estructura se diseñase para un nivel inferior de ductilidad, así es posible obtener valores de reserva de resistencia mayores para edificios de alta ductilidad que para edificios de baja ductilidad (Mwafi y Elnashai, 2002). Sin embargo el análisis de diversos niveles de ductilidad escapa de los alcances de este trabajo.

Mwafi y Elnashai (2002), concluyen que los valores de la reserva de resistencia se deben fundamentalmente a tres fuentes principales: las características resistentes reales de los materiales, la utilización del período elástico en el cálculo de las demandas sísmicas y el proyecto de secciones de pilares utilizando la flexión biaxial. De acuerdo con estos factores, consideran que adoptar valores mínimos de reserva de resistencia igual a 2, conduce a resultados conservadores, más aún habiendo sido estimados a partir del análisis estático que presenta resultados inferiores a los obtenidos del análisis dinámico.

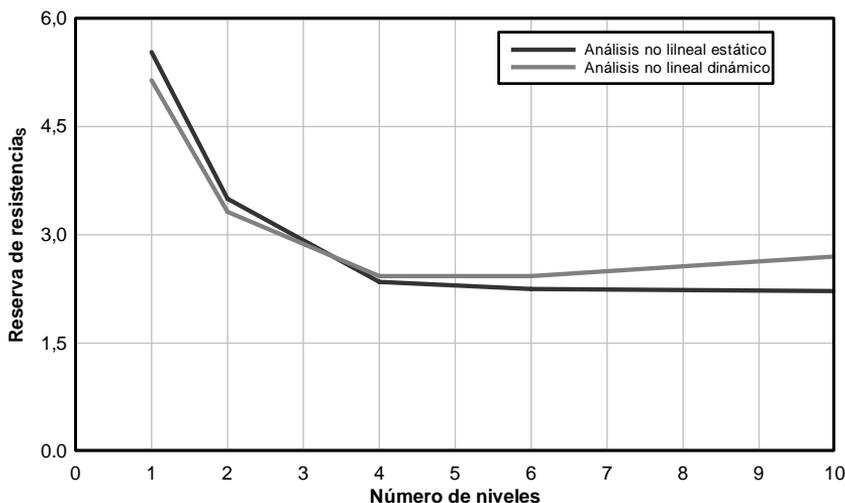


Figura 5.4 Factor de reducción por reserva de resistencia, determinado por Massumi *et al.* 2004

5.3 REDUNDANCIA ESTRUCTURAL R_R

La redundancia estructural ha cobrado valor a partir del comportamiento de edificios de hormigón armado durante los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995). El término ‘redundancia’ dentro del contexto de la ingeniería sismorresistente no debe ser interpretado como superfluo o sobrante, Bertero y Bertero (1999). Como se pudo verificar en el capítulo anterior, en las normas de proyecto se encuentran pocas referencias explícitas a la influencia de la redundancia estructural sobre los factores de reducción de respuesta. La redundancia no se encuentra bien definida en las normas de proyecto sismorresistente y su efecto se asocia generalmente con los factores de reducción por reserva de resistencia, si bien existe una creencia generalizada sobre los beneficios que aporta la reserva de resistencia a la respuesta dúctil de las estructuras, en pocos casos se encuentran referencias claras de cómo debe ser calculada e incorporada en el proyecto de manera explícita.

La redundancia estructural es frecuentemente asociada con la supervivencia de algunos edificios frente a cargas catastróficas no previstas en el proyecto, tales

como las ocurridas en los edificios World Trade Center (1993) y Murrah Building de Oklahoma (1995) en ambos casos por la acción de explosivos.

Las normas recientemente han incorporado los efectos beneficiosos de la redundancia (ASCE7-02, UBC-97, IBC-2003, EC-08) pero los criterios empleados que consisten esencialmente en la reducción del factor de reducción de respuesta R , son del tipo empírico y no contemplan la posibilidad de que el diseñador pueda modificar o seleccionar adecuadamente el factor de redundancia en base a las características del edificio que se encuentra analizando. En la expresión siguiente, repetida del capítulo anterior, se muestra el factor que permite introducir la redundancia estructural en el cálculo del factor de reducción de respuesta R , contemplada en el UBC-97 y el IBC-2003.

$$1 \leq \rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max} \sqrt{A_B}} \leq 1.5 \quad (5.2)$$

La redundancia tiene un rol nulo en la respuesta de estructuras mientras estas se mantienen intactas. Sin embargo dicho rol se puede convertir en esencial una vez que alguno o varios de los elementos de esa estructura ha sufrido daño tal que lo haga incapaz de seguir recibiendo incrementos de carga o de mantener las cargas que le correspondía transmitir, lo cual provoca una redistribución de estas cargas hacia el resto de los elementos de la estructura que permanecen intactos.

La redundancia en un sistema puede ser de dos tipos: redundancia activa y redundancia pasiva. La redundancia activa implica que todos los elementos de un mismo tipo son capaces de recibir y distribuir cargas, mientras que la reserva de resistencia pasiva implica que ciertos componentes comienzan a funcionar una vez que ha ocurrido el fallo de otros elementos.

Dependiendo del tipo de análisis que se adopta, el concepto práctico de la redundancia estructural puede variar, así si el análisis utilizado es el pseudo-estático no lineal, la redundancia es igual al número de rótulas plásticas que es necesario que se formen en una estructura, de manera que esta colapse bajo la acción de las deformaciones laterales monótonamente incrementadas. En cambio, si el análisis seleccionado es el dinámico no lineal, la redundancia consiste en el número mínimo de rótulas plásticas que deben formarse de manera simultánea bajo la acción de una excitación variable con el tiempo (acelerograma).

De todos los factores el que menos ha sido estudiado es el factor de reducción por redundancia, encontrando entre las investigaciones resultados que en algunos casos son contradictorios, a pesar de que todos coinciden en el efecto beneficioso que tiene la redundancia en la adecuada respuesta e incluso en la supervivencia de las estructuras sometidas a acciones sísmicas severas.

La mayoría de las referencias se fundamentan en la investigación de Moses (1974) que realizó un estudio estadístico de la respuesta de edificios porticados frente a las acciones de viento, variando el número de líneas resistentes verticales. Posteriormente, Bertero y Bertero (1999) retoman el tema adicionando al planteamiento estadístico la influencia del tipo de sismo, pulsativo o armónico, en la posible respuesta de edificios de múltiples grados de libertad. Como ejemplo ilustrativo, se propuso el análisis de la respuesta de una estructura de un solo pódico con otra de dos pódicos, para este último se establece la correlación entre la calidad constructiva de cada línea resistente vertical independiente (línea de pilares) mediante un coeficiente de correlación:

$$\frac{\beta_2}{\beta_1} = \frac{1,411}{\sqrt{1 + \rho_v}} \quad (5.3)$$

En la relación anterior β_1 es el índice de seguridad para una línea resistente, β_2 es el índice de seguridad para dos líneas resistentes y ρ_v es el coeficiente de correlación de calidad constructiva, que resume la relación entre la calidad de construcción existente entre dos líneas resistentes verticales de la misma estructura.

Queda claro que para estructuras con un número de líneas resistentes mayor, el coeficiente de correlación de la calidad constructiva se reduce, incrementando la relación de índice de seguridad de un edificio con varias líneas resistentes, respecto al edificio con una sola línea resistente. Valores considerados por Bertero y Bertero (1999), indican que para que una estructura disponga de un factor de reducción por redundancia al menos igual que la unidad, deberá disponer de al menos 4 líneas resistentes verticales, ver Tabla 5.4.

Tabla 5.4. Factores de reducción por redundancia, Bertero (1999)

Líneas resistentes verticales	Factor de redundancia
2	0,71
3	0,86
4	1,00

Las causas de esta última consideración son las siguientes:

- Capacidad de rotación en secciones en las cuales ya ha ocurrido la plastificación
- Se evita el conocido efecto de tamaño por concentración de solicitaciones de grandes magnitudes en un número limitado de secciones o elementos resistentes.

La redundancia de edificios duales (porticados y con muros de corte) de hormigón armado, analizado siguiendo las directrices del trabajo anterior, concluye que el incremento de líneas resistentes verticales combinando las bondades del sistema dual, permite esperar incrementos del factor de resistencia del orden del 24%.

En trabajos relevantes, (Bertero 1986 y Witthaker *et al.* 1999) han incluido a la redundancia estructural como un factor independiente en la determinación de los factores de reducción de respuesta, sin embargo es necesario señalar que hasta la fecha se carece de investigaciones que confirmen su grado de participación o rango de valores aplicables a las distintas tipologías estructurales. Esta propuesta se muestra en la expresión siguiente:

$$R = R_S \cdot R_\mu \cdot R_{VG} \cdot R_{SR} \quad (5.4)$$

De acuerdo con la expresión anterior, el factor de reducción R queda definido como el producto de cuatro factores: el factor de reducción por resistencia R_S , el factor de reducción por ductilidad R_μ , el factor de reducción por múltiples grados de libertad R_{VG} y el factor de reducción por redundancia R_{SR} .

Cabe indicar además que el factor de reducción por redundancia es definido generalmente como independiente del período, a diferencia de los factores de reducción por ductilidad y por reserva de resistencia. Sin embargo, al igual que ocurre con el resto de las características inherentes a la redundancia, se ha demostrado que en realidad si existe una relación entre el factor de redundancia y el número de niveles y por tanto es dependiente del período estructural, como se verá en el apartado siguiente.

5.3.1 Determinación del factor de redundancia estructural

En el apartado anterior se evidenció la importancia de la redundancia en la determinación de los factores de reducción de respuesta. Seguidamente, se presenta una explicación que ilustra de qué manera la reserva de resistencia contribuye a mejorar la respuesta de estructuras, cuando éstas sobrepasan el límite elástico, y que además permite plantear el procedimiento de cálculo del componente de redundancia dentro del factor de reserva de resistencia.

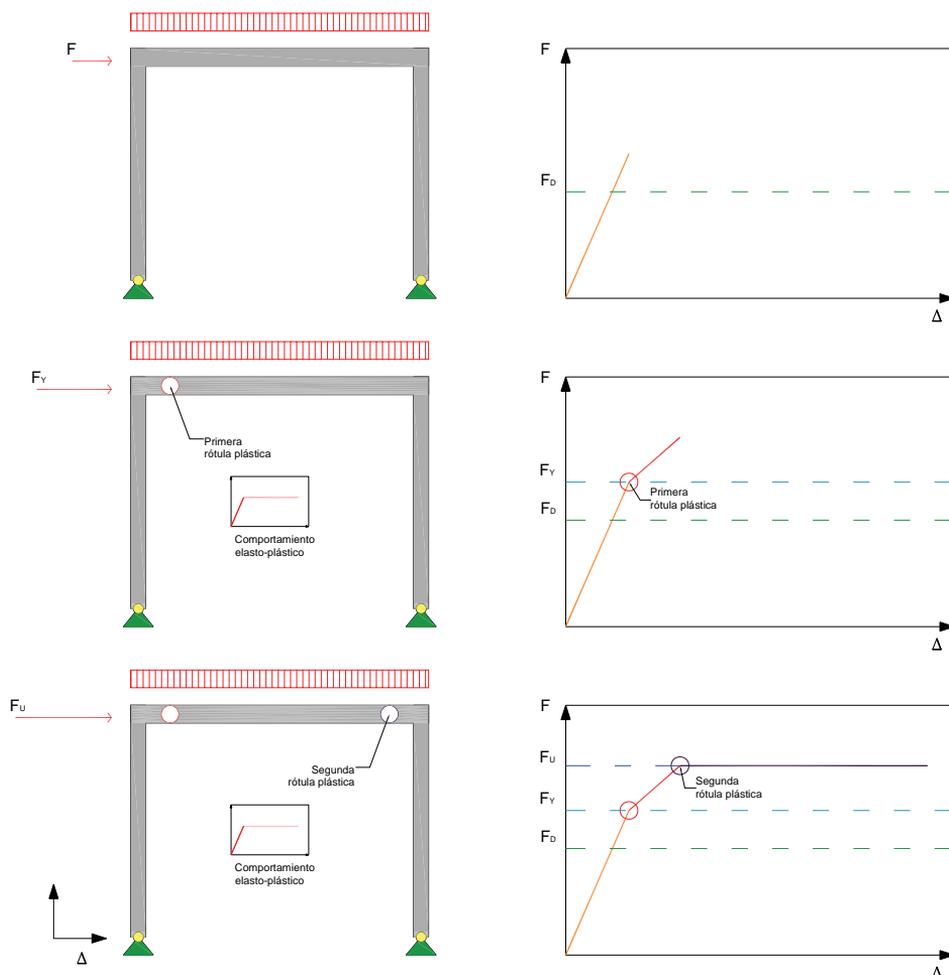


Figura 5.5 Secuencia de formación de rótulas plásticas y su influencia en el factor de redundancia estructural

En la Figura 5.5 se puede observar un pórtico de un solo vano y de un solo nivel. La viga del pórtico está sometida a la acción de cargas de gravedad constantes y a una carga lateral que se incrementa progresivamente. Los extremos de los pilares se encuentran apoyados sobre articulaciones. Además en el proyecto se ha procurado que la estructura disponga de pilares más fuertes que la viga, por lo que se espera que en los extremos de ésta aparezcan las rótulas plásticas. El comportamiento de los materiales se asume que se corresponde con el comportamiento elasto-plástico perfecto. Como es de esperar, a medida que la fuerza lateral se incrementa, el desplome lateral del nivel de cubierta de los pilares crece, al principio de manera proporcional obedeciendo al comportamiento plástico, hasta que la fuerza lateral aplicada alcanza un valor para el que se produce la plastificación en el extremo izquierdo de la viga, lo que indica la aparición de la primera rótula plástica. A partir de éste momento, la rigidez inicial de la estructura se reduce, aunque mantiene un valor que le permite a la estructura seguir

recibiendo incrementos de la fuerza lateral, hasta alcanzar un valor máximo, caracterizado por la fuerza F_U , a partir de la que el comportamiento se hace completamente plástico. La diferencia entre los valores de la fuerza de proyecto, señalada como F_D en la Figura, y la fuerza máxima F_U representa la reserva de resistencia total de la estructura, mientras que la diferencia entre la fuerza de plastificación F_Y y la fuerza máxima F_U es la reserva de resistencia atribuible a la redundancia estructural.

Para poder calcular el valor del factor de reducción por redundancia es necesario trabajar con la curva de capacidad. El problema consiste en diferenciar que parte del incremento de resistencia corresponde a la reserva de resistencia y que porción corresponde a la redundancia. Para ello se hace uso de la definición de sistema no redundante es aquel para el cual el fallo de un componente representa el fallo global, o desde otro punto de vista consiste en comparar el fallo de un sistema considerado redundante con otro considerado como no redundante, con características geométricas y mecánicas equivalentes. De acuerdo con esto último, diversos autores (Massumi *et al.* 2004 y Husain y Tsopelas 2004) han asumido que la reserva de resistencia es la resistencia adicional contada desde el valor de la resistencia de proyecto hasta la aparición de la primera rótula plástica. El incremento adicional del valor de la resistencia debido a las sucesivas rótulas plásticas hasta alcanzar el valor de la resistencia máxima o resistencia plástica idealizada, será el valor adicionado por la redundancia y por tanto será el valor a utilizar en la estimación del factor de reducción por redundancia, ver Figura 5.6.

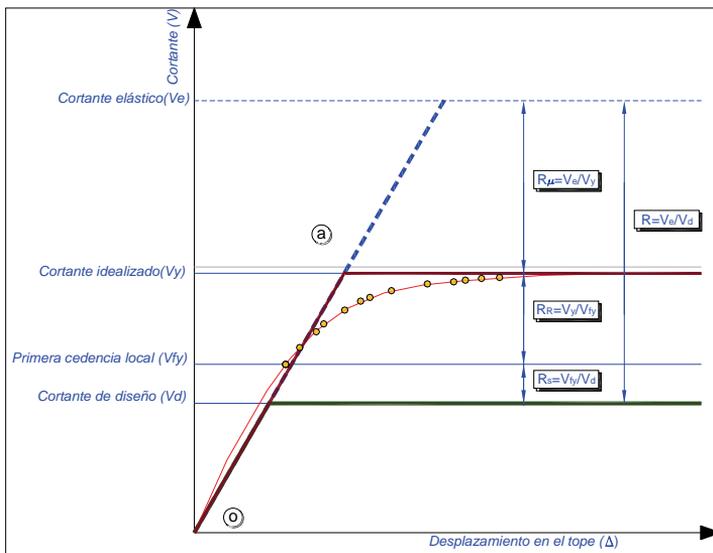


Figura 5.6 Determinación de las resistencias características para el cálculo de los factores de reducción por redundancia y por reserva de resistencia

De la Figura anterior se tiene que la relación de resistencias permite el cálculo del factor de reducción por redundancia estructural.

$$R_R = \frac{V_y}{V_{fy}} \quad (5.5)$$

El factor de reducción por redundancia calculado conforme a la expresión anterior es un factor determinístico. Wen y Song (2000) han propuesto factores de deducción por redundancia con base en exclusivamente en el análisis probabilístico de la variación de las acciones sísmicas, la resistencia de los elementos estructurales y la ductilidad, para riesgo uniforme:

$$R_R = \begin{cases} 1 & \text{cuando } P_c \leq P_c^t \\ \frac{S_a^c}{S_a^t} & \text{cuando } P_c > P_c^t \end{cases} \quad (5.6)$$

Donde P_c es la probabilidad actual de colapso incipiente, P_c^t es la probabilidad aceptable de colapso incipiente y S_a^c y S_a^t son las aceleraciones espectrales correspondientes a ambos casos de colapso. Se plantean dos casos, uno para $P_c > P_c^t$ para el que se tiene desempeño satisfactorio y no es necesario ajustar el factor de reducción por redundancia y el segundo caso para $P_c \leq P_c^t$ con el cual el desempeño no es satisfactorio y es necesario realizar el ajuste de factor de reducción mediante el cociente de aceleraciones mostrado en la ecuación anterior. Como se verá más adelante, el enfoque probabilista presenta factores de reducción por redundancia que difieren de los obtenidos mediante aplicación del enfoque determinista, a pesar de que ambos consideran en algunos casos similares variables.

5.3.2 Factores que influyen sobre la redundancia

Desde el punto de vista del enfoque probabilístico entre las variables que contribuyen a la redundancia se encuentran los imponderables del movimiento del terreno, el número de elementos resistentes tanto verticales como horizontales y la ductilidad de estos elementos. Conforme al enfoque determinista, los factores que se deberían considerar en el cálculo de R_R están el tipo de análisis aplicado, el número de vanos de los pórticos el número de niveles la variación de la relación entre las cargas de gravedad y sísmicas y el valor esperado de ductilidad.

Del análisis de edificios de hormigón armado (Husain y Tsopelas 2004) se concluye que el número de niveles afecta el valor del factor de reducción por redundancia, haciéndose más alto para edificios de baja altura, lo cual no significa

que el valor absoluto de la resistencia disponible en edificios altos sea menor, ya que se trata de la comparación de los cocientes de resistencias.

En cuanto al tipo de elemento, los valores de reducción por redundancia se incrementan a medida que la relación entre la luz de las vigas y su medida vertical se hace más grande, esto es, para vigas más flexibles. Todo lo contrario ocurre para los pilares, ya que a medida que los pilares son más flexibles (menores dimensiones en las secciones transversales y mayores alturas de piso) los factores de reducción por redundancia disminuyen.

El número de vanos tiene especial importancia en el factor de reducción por redundancia, ya que implícitamente contiene el número de líneas resistentes verticales, sin embargo, tal como se indicó anteriormente, los criterios de cuantificación de su influencia varían lo que ha producido resultados contradictorios, que van desde los que no consideran que el número de vanos tiene relevancia hasta los que le otorgan vital importancia. Husain y Tsopelas (2004) afirman que el incremento del número de vanos es importante hasta alcanzar la cantidad de 4, a partir de este valor la contribución sobre la redundancia es prácticamente imperceptible.

Los espectros resultantes de graficar los factores de reserva de resistencia contra los períodos estructurales, muestran la variabilidad de los primeros y que sería deseable poder compatibilizar los espectros de reserva de resistencia con los espectros de reducción por ductilidad R_{μ} . A pesar de no contar con abundantes estudios sobre el tema, suele apreciarse a los espectros de factores de redundancia R_R como independientes del período, en todo caso es necesario profundizar al respecto para obtener la confirmación de esta apreciación general.

Al notar las grandes diferencias entre los valores de los factores de reducción por redundancia estructural se justifica un esfuerzo dirigido a investigar sobre la forma en que influye la redundancia estructural en la respuesta no lineal y sobre los valores que ésta puede llegar a alcanzar.

5.3.3 Criterios de desempeño

Al realizar el análisis estático no lineal es fundamental poseer criterio de desempeño previamente definido de manera que sea posible determinar la resistencia alcanzada al momento de la fallo del sistema estructural. Para ilustrar los criterios de desempeño existentes se muestra la Figura 5.7. Se observa el pórtico con su geometría original (no deformada) al lado del pórtico que ha sufrido la deformación debida a la acción de fuerzas laterales, además de los desplomes de los nudos no empotrados. El primer desplome que se determina es el desplome del nivel de cubierta, que corresponde a todos los nodos del nivel de cubierta ya que el forjado se considera infinitamente rígido en su plano, por lo que toda la línea se traslada.

Existen diferentes criterios de desempeño, unos están con base en índices de daño (ID) lo que se pueden obtener a nivel global, sin embargo presentan el inconveniente de no representar una cantidad física real, que pudiera interpretarse de forma intuitiva. El otro grupo de criterios de desempeño está formado por los con base en la consideración de cantidades relacionadas con el daño, tales como son los desplomes máximos de ciertos puntos de la estructura, denominados nudos de control.

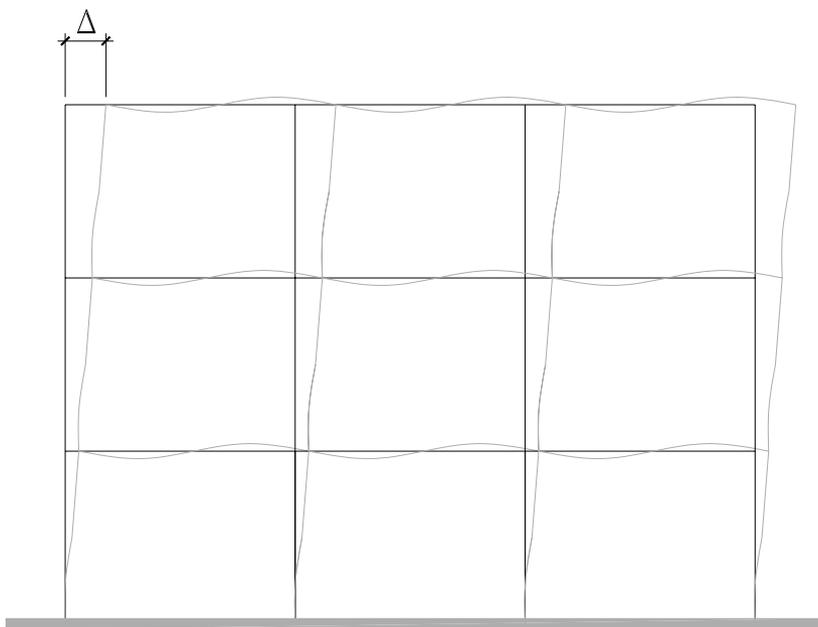


Figura 5.7 Desplomes de pórtico plano sometido a la acción de cargas laterales

Estos criterios suelen expresarse en función de desplomes de los niveles o desplomes relativos lo que funciona muy bien para aquellos edificios en los que la regularidad tanto en planta como en elevación permiten que la respuesta sea asimilable a la respuesta del primer modo de vibración y en los que no sea significativo el efecto de la torsión; la medida frecuentemente utilizada es el desplome del nivel de cubierta de la estructura Δ_T . Otra medida, que es más conveniente tanto para edificios regulares como irregulares es la relación entre los desplomes de dos niveles adyacentes, mejor conocida como desplome relativo δ_{nivel_i} , que consiste en una efectiva cuantificación del daño tanto en elementos estructurales como no estructurales y que se obtiene mediante la razón de dividir las diferencias máximas de las traslaciones horizontales de piso en una dirección determinada, entre la altura promedio del entrepiso, lo cual proporciona un valor adimensional:

$$\delta_{\text{nivel}_i} = \frac{(\Delta_i - \Delta_{i-1})}{(h_i - h_{i-1})} \quad (5.7)$$

A continuación se enumeran los criterios de desempeño utilizados en investigaciones que se han aplicado en el análisis estático no lineal.

Jain y Navin (1995). Adoptan como criterio principal la desplome máximo del último nivel de la estructura, estimando que para una deriva igual al 2,5% de la altura del edificio se alcanzaba el comportamiento plástico idealizado, de acuerdo con esto, se garantiza no incursionar en efectos de segundo orden (efecto P- Δ).

Kiremidjian y Singhal (1995). Al estudiar el daño sísmico en edificios de hormigón armado, sugieren rangos de valores para limitar los daños tanto a nivel local como global, basándose en el espesor estimado de grietas, para el caso de daños leves y en el desplome relativo para estados más elevados de daño. Los rangos de valores se muestran en la Tabla 5.5 .

Estos rangos de valores conviene aplicarlos de manera combinada con los valores de desplomes del nivel máximo de la estructura, de tal forma que permita un control del daño global y un control del daño local.

Tabla 5.5. Criterios de desempeño Kiremidjian y Singhal 1995

Estado de daño	Rango del parámetro de respuesta
Menor	0,5mm < ancho de grieta < 0,8mm
Moderado	$\delta_{\text{piso}} \leq 0,015$
Severo	$0,015 \leq \delta_{\text{piso}} \leq 0,025$
Colapso	$\delta_{\text{piso}} > 0,025$

Calvi (1999). Este autor relaciona los valores de los desplomes relativos de entrepiso con los estados límite de los edificios. Considera la aplicación de cuatro estados límite, que van desde el más leve hasta el colapso total de la estructura.

Estado límite 1. No ocurre ningún tipo de daño ni en los elementos estructurales ni en los no estructurales, para este estado límite los desplomes relativos de entrepiso deben encontrarse dentro de los valores de 0,1% y 0,3%.

Estado límite 2. Este es un estado en el que se alcanzan daños menores en los elementos estructurales y moderados en los elementos no estructurales, permitiendo la inmediata ocupación del edificio, sin que sea preciso proceder a reparación y/o refuerzo estructural de relativa importancia. Fija como valores de desplomes relativos de entrepisos los comprendidos entre 0,3% y 0,5 %.

Estado límite 3. Es un estado en el que se tiene significativo daño estructural y extensos daños de elementos no estructurales. El edificio amerita reparación y /o

refuerzo, sin embargo no alcanza el colapso, por lo que permite la preservación de vidas. El grado de reparación debe ser tal que permita que esta sea no sólo factible desde el punto de vista técnico sino también económico. Los desplomes relativos de entrepiso alcanzan valores entre 0,5% y 1,5%.

Estado límite 4. Se alcanza el colapso de la estructura y esta deberá ser demolida ya que su reparación no es posible ni conveniente. Los valores que alcanzan los desplomes relativos de entrepiso superan el valor de 1,5%.

Kappos y Manafpour (2001). En su propuesta de proyecto de edificios de hormigón sugieren la revisión del procedimiento conforme a dos estados límite. Los autores sugieren que estos estados límites sean el de servicio y el estado límite último, aunque solamente sugieren valores de verificación de desempeño para el estado límite de servicio, mediante dos criterios. El primer criterio consiste en limitar la máxima deriva de entrepisos a valores ubicados dentro del rango siguiente: 0,02 y 0,05, cuyos extremos dependen del tipo de material de los cerramientos, si son muy frágiles como corresponde a la mampostería usual se asume el valor más bajo, si los materiales son cerramientos más flexibles, se puede asumir valores más altos para este criterio.

El segundo criterio limita los valores de las rotaciones de las rótulas en las vigas, asumiendo los recomendados en el FEMA 273, en el que se recomiendan valores de 0.005 radianes para las vigas. Otra forma de aplicar este mismo control consiste en limitar la ductilidad de rotación a valores entre 1 y 2.

Mwafi y Elnashai (2002). Combinan criterios de fallos locales y globales. Los criterios de fallo locales se basan en curvatura de secciones de hormigón armado y en la no superación de la resistencia nominal a cortante. Los criterios globales requieren la comparación con el desplome máximo del edificio limitándola a un valor del 3% de la altura total del edificio, además de los desplomes relativos. Adicionalmente se aplica un criterio de comprobación de estabilidad que relaciona el coeficiente de fuerzas de gravedad y fuerzas sísmicas de nivel con los desplomes máximos probables alcanzados.

De manera complementaria fijan los siguientes criterios locales y globales para los que se alcanza el fallo:

- Formación de rótula plástica en columna
- Reducción súbita de la capacidad resistente mayor al 10% del valor alcanzado den el incremento de cargas anterior.
- Que la sensibilidad del desplome de piso supere el valor de 0,3.

Lu (2002). Muestra mediante ensayos bajo carga cíclica realizados sobre modelos a escala representativos de diferentes configuraciones de edificios de hormigón

armado que para edificios porticados la respuesta histerética se mantienen estable para desplomes relativos del nivel máximo inferiores al 2,4% de la altura máxima del edificio y que esta muestra una rápida degradación en rigidez y resistencia para valores de desplomes relativos que superan el 3% de la altura del edificio.

Balendra y Huang (2003). Al aplicar el análisis estático inelástico a edificios de acero, aplicaron los criterios siguientes, algunos de los cuales pueden generalizarse como criterios de fallo de edificios porticados:

El desplome relativo se limita a un valor máximo del 2%.

Capacidad de rotación, que indica la fallo localizada en un elemento específico de la estructura. Es un criterio aplicable más bien a estructuras metálicas.

Mecanismo de colapso, es un criterio controlado por el número mínimo de rótulas plásticas que deben formarse y coincidir en un instante dado para que la estructura se transforme en un mecanismo inestable bajo la acción de cargas horizontales, ver Figura 5.8 .

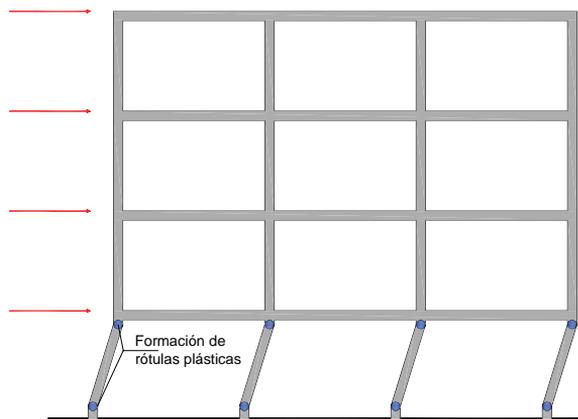


Figura 5.8 Formación de mecanismo inestable por la formación de rótulas en los extremos de todos los pilares de un mismo nivel

Control de resistencia a cortante, es un criterio que busca controlar los fallos indeseables (poco dúctiles) que ocurren bajo la acción de cortante. El parámetro de control generalmente consiste en el coeficiente demanda/capacidad.

5.3.4 Análisis estático y dinámico no lineal

En este apartado se resumen brevemente algunos aspectos comunes encontrados en el procedimiento de análisis estático y dinámico no lineal aplicado en las investigaciones citadas en el apartado anterior. El análisis estático no lineal consiste en mantener constantes las cargas de gravedad e ir incrementando progresivamente las fuerzas sísmicas de piso hasta alcanzar el modo de fallo. La

distribución de fuerzas sísmicas de obedece por lo general a un patrón de distribución obtenido de la distribución modal de desplomes, ver Figura 5.9, sin embargo para edificios regulares en planta y en elevación y sin irregularidades en la distribución de masas, el patrón de fuerzas de pisos crecientes con la altura (forma triangular invertida) ha mostrado ser la predominante. De igual forma, para edificios que guardan regularidad en planta, los efectos torsionales pueden manejarse desde el punto de vista de proyecto mediante excentricidades accidentales, que por lo general se determinan como un porcentaje de la longitud de la planta que se analiza. En este caso es válido el análisis plano de edificios, esto es se puede descomponer la estructura en pórticos planos que reciben las cargas de los forjados y las cargas sísmicas proporcionales a la rigidez del pórtico.

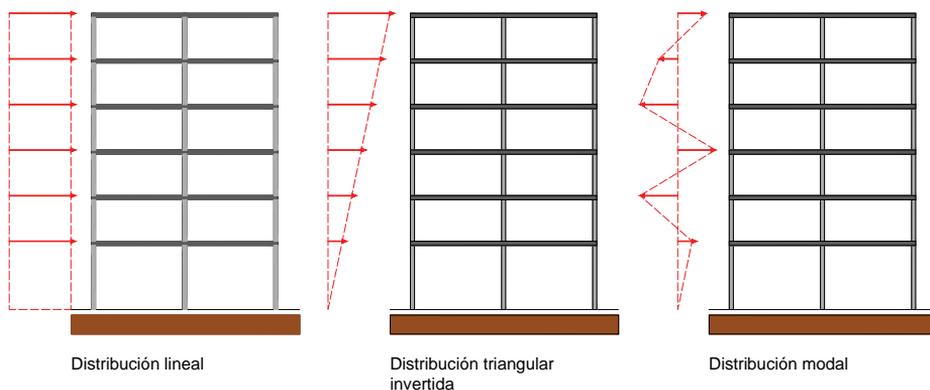


Figura 5.9 Patrones de distribución de fuerzas utilizados en el análisis estático no lineal.

En la Figura 5.10 se muestran las curvas de capacidad obtenidas mediante la aplicación de dos patrones de distribución de fuerzas distintos. Primeramente se ha aplicado una distribución lineal (fuerzas iguales en todos los niveles) y luego se ha aplicado una distribución creciente con la altura, es evidente la diferencia de cortante en la base máximo que se obtiene con la aplicación de ambos patrones.

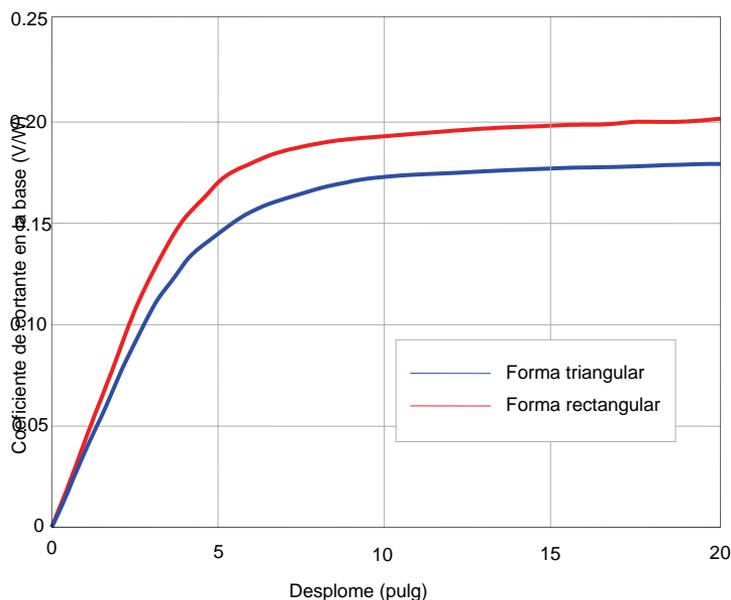


Figura 5.10 Influencia del patrón de fuerzas aplicadas sobre la curva de capacidad

Del análisis estático no lineal, es necesario obtener los valores siguientes, para poder calcular el factor de reducción por reserva de resistencia y redundancia:

- El desplome elástico y la correspondiente resistencia para el que se alcanza la primera plastificación (en cualquiera de los elementos de la estructura).
- El desplome elástico máximo correspondiente a comportamiento idealizado con la rigidez inicial, hasta que se alcanza la resistencia o cortante en la base elástico de proyecto.
- La resistencia máxima alcanzada por la estructura, que fija el punto de idealización de la rama horizontal.
- Resistencia lateral y desplome para el cual ocurre la plastificación significativa.
- Resistencia lateral y desplome para el cual ocurre el colapso de la estructura.
- El número de fallos locales (rótulas plásticas) necesarias para alcanzar el punto de estado de fallo de la estructura.

Para facilitar la comparación entre los resultados obtenidos para edificios diferentes (respecto a la acción sísmica o respecto a la geometría general) es conveniente normalizar los valores del cortante en la base y del desplome del nivel de cubierta,

mediante la división por el peso sísmico y la altura total del edificio, respectivamente.

La incidencia del tipo de análisis sobre los valores del cortante en la base y por ende en la reserva de resistencia, depende del tipo de estructura y de la regularidad de ésta así, para estructuras más bajas en las que predomina la carga gravitatoria sobre la carga sísmica, la diferencia del análisis es muy pequeña, mientras que para edificios más altos, con predominio de la carga sísmica, la diferencia ronda valores del 20%. Si la estructura analizada además de alta es muy rígida o se trata de una estructura compuesta por pórticos y muros de cortante, la diferencia de los resultados de los análisis se acentúa ubicándose próxima al 30%. La respuesta idealizada a partir de la respuesta dinámica, permite obtener el valor del factor que combina reserva de resistencia y redundancia estructural, además de la relación entre los desplomes de plastificación y de colapso que permiten calcular la ductilidad estructural.

En el análisis dinámico se aplican los criterios de desempeño anteriormente indicados, pero teniendo en cuenta que la aplicación de cargas cíclicas tiende a incrementar la fuerza cortante máxima o resistencia máxima del edificio. El procedimiento a seguir es el de obtener el colapso partiendo de los acelerogramas escalados respecto a la aceleración inicial, que se puede calcular como la aceleración de proyecto entre el factor de reducción de respuesta R considerado en el análisis elástico equivalente. A partir de este valor se incrementa la demanda (aceleraciones) en fracciones de 0,05g, hasta alcanzar el colapso.

Capítulo 6

Análisis y proyecto de los casos de estudio

6.1 INTRODUCCIÓN

La reserva de resistencia es el producto de la contribución de muchos factores de diferente naturaleza. Para poder cuantificarla adecuadamente es necesario contar con la posibilidad de disponer de casos de estudio cuyas características se puedan asimilar a las exhibidas por los edificios diseñados de acuerdo a los procedimientos convencionales y con herramientas de cálculo del tipo convencional. Además, es de particular interés en esta investigación poder estudiar la influencia de la redundancia estructural sobre la respuesta no lineal de los edificios, por lo que se requiere plantear casos en los que se contempla la variación del número de vanos, o de forma equivalente, del número de líneas resistentes.

En este capítulo se tratará lo concerniente al proceso de proyecto elástico de los casos de estudio, partiendo de un detallado estudio sobre el procedimiento de predimensionado de secciones, que da origen a una propuesta alternativa para efectuar el dimensionado a partir de los resultados del análisis espectral, compatibilizando este procedimiento con las premisas del proyecto basado en desempeño. A continuación se describirán los procedimientos de análisis y proyecto de secciones, en los que los edificios son finalmente detallados conforme a dos de las principales normativas de proyecto sismorresistente: el EC-8 y el IBC-2003.

6.2 DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO

En el capítulo anterior se resaltó el interés de estudiar la influencia de la redundancia estructural sobre los factores de reducción, para lograrlo es preciso considerar configuraciones que incluyan número de líneas resistentes verticales variables, que tal como se indicó en el Capítulo 4, son las que mejoran la respuesta de los edificios cuando alguno de sus elementos resistentes han alcanzado la plastificación y se hace imperativa la redistribución de momentos; esto se consigue mediante la variación del número de vanos que es representativo del número de pilares de cada pórtico. En este estudio el número de vanos se hace variar exclusivamente en la dirección de los pórticos de carga (cuya definición se realiza más adelante) así se tiene que el número de vanos es igual a 3, 4 5 y 6. En las Figuras 6.1 a la 6.4 se muestran los alzados con el número de vanos considerado.

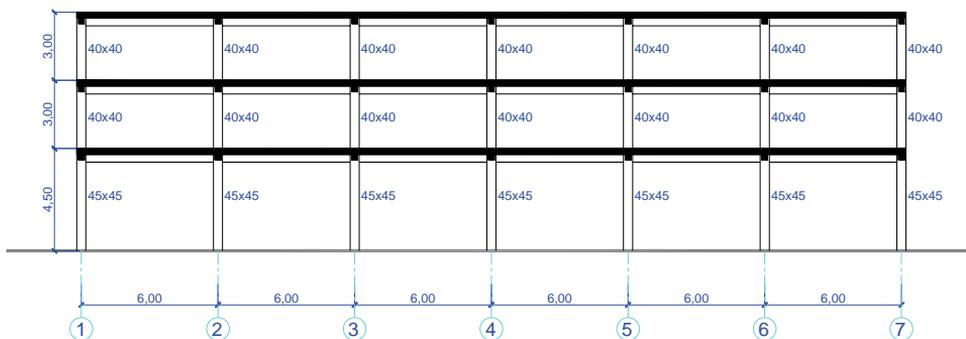


Figura 6.1 Alzado de pórtico de tres niveles



Figura 6.2 Alzado de pórtico de seis niveles

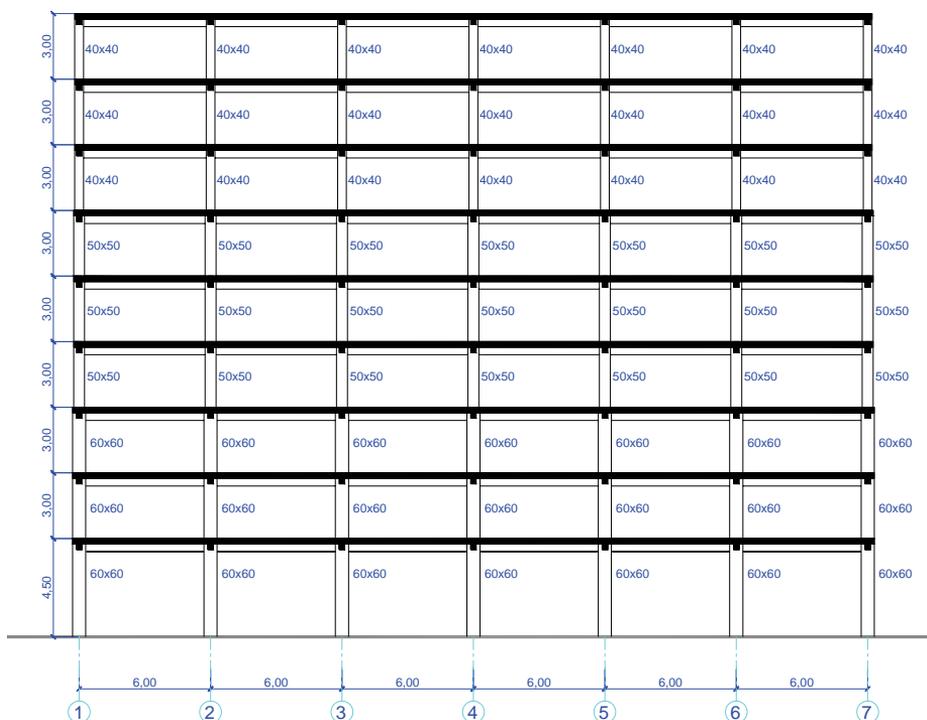


Figura 6.3 Alzado de pórtico de nueve niveles

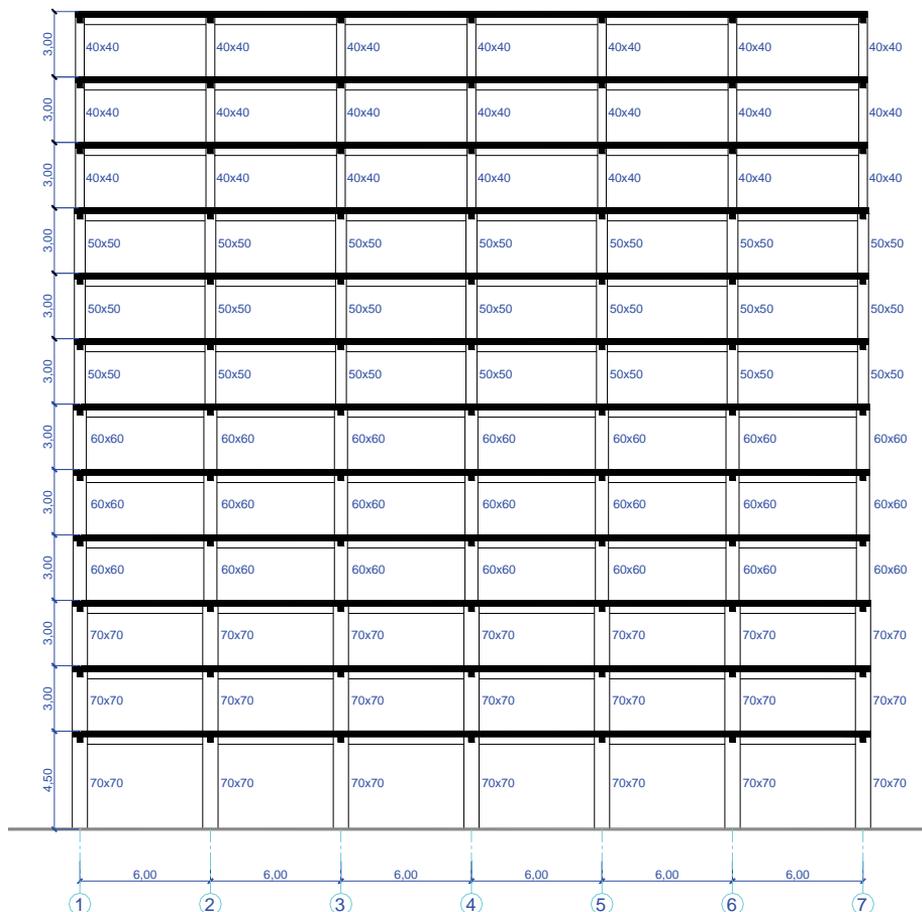


Figura 6.4 Alzado de pórtico de doce niveles

De igual forma, conviene estudiar la respuesta de edificios en un rango de períodos comprendido entre los períodos bajos y los intermedios, por esta razón se incluyen edificios con tres, seis, nueve y doce niveles. En la Figura 6.5 se muestran las plantas de los edificios, en las que se pueden apreciar el incremento de número de vanos en la dirección x , iniciando con tres vanos hasta llegar a seis vanos. En la dirección y , los pórticos son de arriostramiento y el número de vanos se mantiene constante

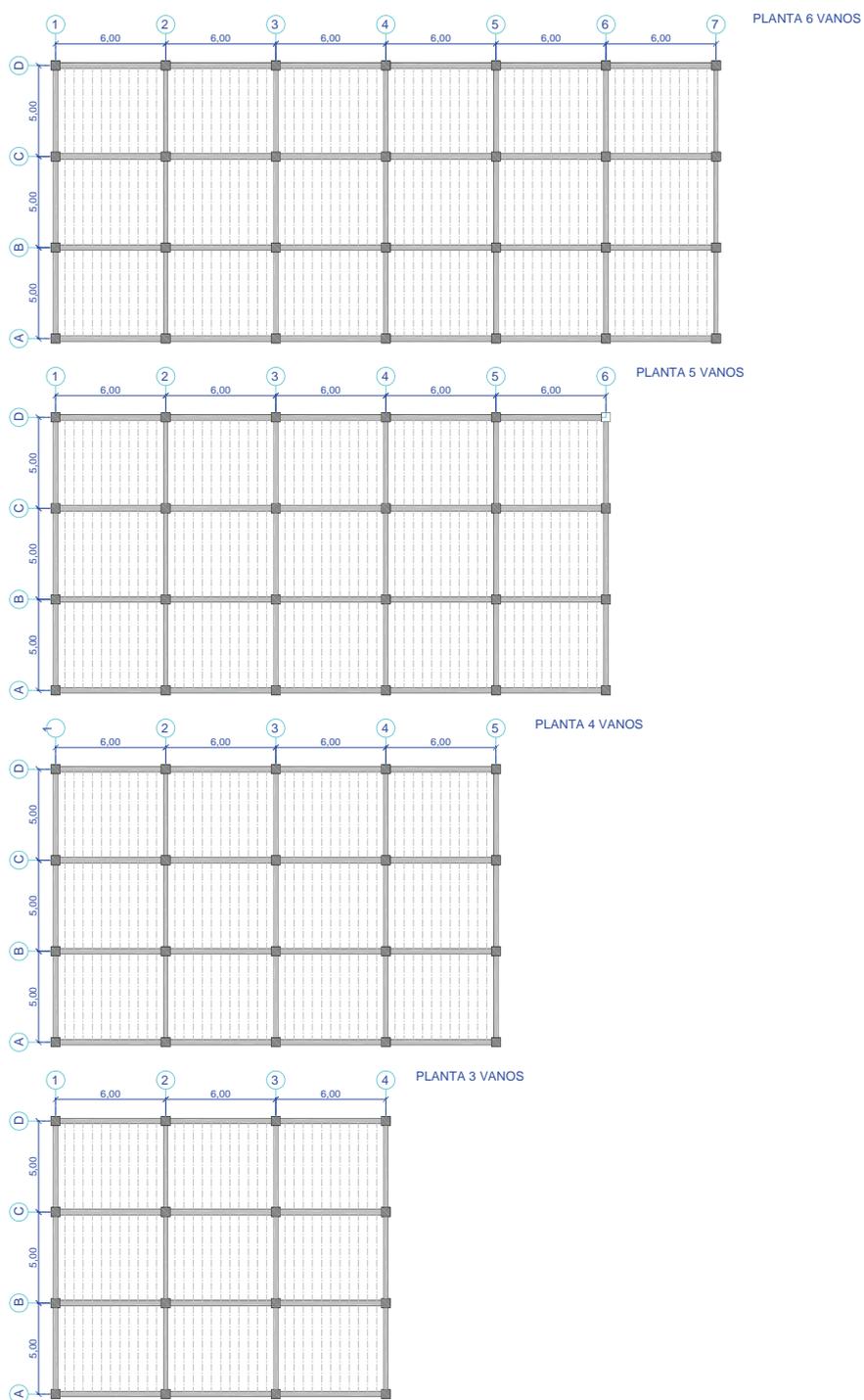


Figura 6.5 Plantas de los casos de estudio

6.3 DIMENSIONADO Y PROYECTO DE LOS EDIFICIOS

El procedimiento aplicado en esta investigación se puede clasificar dentro de los procedimientos conocidos como implícitos, ya que es del tipo iterativo ya que requiere de varios ciclos en los cuales se verifica el cumplimiento de criterios de desempeño y de proyecto. El procedimiento se inicializa con las dimensiones necesarias para resistir las cargas de gravedad únicamente. A continuación se aplica el predimensionado sísmico que consiste en dimensionar por separado los elementos tipo pilar y los elementos tipo viga. Con este dimensionado se produce el modelo matemático sobre el que se colocan las cargas actuantes, conforme a las disposiciones normativas, el cual es analizado bajo los procedimientos convencionales. De este análisis es posible realizar la primera verificación del cumplimiento de los criterios de desempeño, fijados previamente. Si las dimensiones satisfacen estos criterios, es posible pasar a la fase siguiente que es el detallado de las secciones, en esta fase se efectúa la segunda verificación, que consiste en la comprobación que las dimensiones de las vigas y de los pilares son capaces de albergar el acero de refuerzo de proyecto sin problemas ni de cuantías ni del tipo constructivo. A continuación se realiza una descripción detallada de los pasos anteriores.

6.3.1 Aspectos que condicionan el dimensionado de edificios de hormigón armado.

Primero hay que considerar el método de análisis utilizado que en la mayoría de los casos no aparece bien señalado en los códigos de proyecto. Algunos métodos de análisis permiten trabajar con modelos matemáticos que incluyen la sección gruesa de hormigón, en otros casos el método al tratar de incorporar el comportamiento degradado del hormigón, requiere trabajar con secciones reducidas.

Otros de los factores que contribuyen a complicar la determinación de las dimensiones de secciones de hormigón para proyecto por desplazamientos son:

- A pesar que se asume que el hormigón es un material con comportamiento elástico, en realidad el material no es homogéneo y posee un comportamiento no lineal.
- La rigidez y las propiedades elásticas del material varían sensiblemente con el estado del mismo, por ejemplo cuando la sección no está agrietada, cuando la sección está agrietada y cuando se alcanza el estado último.
- No todos los miembros de una estructura ni todas las secciones de un miembro se encuentran en el mismo estado al mismo tiempo.
- Elementos tipo viga en los que el refuerzo se proyecta por flexión, por tanto no siempre es simétrico, las rigideces para la flexión positiva y negativa son diferentes.

- La rigidez de las estructuras varía con el tiempo, bien sea por los cambios en las resistencias que experimenta el hormigón, así como también por la exposición de la estructuras a cargas variables con el tiempo como lo son los vientos y los sismos.
- La rigidez de las estructuras varía también con la amplitud de las fuerzas aplicadas.
- Variaciones de rigidez debidas a las irregularidades en la configuración en alzado de la estructura, tal como discontinuidad en los pilares, pilar corto o piso blando.
- Irregular distribución de la rigidez en planta debida a configuraciones con entrantes o presencia de elementos que generan excentricidades excesivas tales como muros de cortante en núcleos de escaleras y ascensores.
- Diferencias en la relación carga gravitatorias/ cargas sísmicas entre pórticos de una misma dirección.
- Ortotropía en la distribución de cargas de los forjados unidireccionales, que hace que algunos pórticos no reciban cargas gravitatorias, solo cargas sísmicas.

6.3.2 Naturaleza de los desplomes laterales

Los desplomes laterales se deben a varios factores o a la acción conjunta de estos. Por un lado se tienen los desplomes debidos a las rotaciones de los extremos de los elementos tipo viga o pilar, que son los que frecuentemente se encuentran en los pórticos de edificios medianos y bajos. Para edificios altos es necesario tener en consideración los desplomes originados por las deformaciones axiales de los pilares. Finalmente para edificios muy altos la acción de voladizo es la determinante por encima de las dos anteriores.

6.3.3 Predimensionado por cargas de gravedad

En el predimensionado por cargas de gravedad se calculan las cargas por peso propio, cargas permanentes y sobrecargas de uso correspondientes a cada uno de los forjados. Se trabaja de forma simplificada por tratarse de un predimensionado, así las cargas transmitidas a las vigas se determinan a partir de áreas contribuyentes y como el forjado es del tipo unidireccional, esto equivale a determinar un ancho contribuyente para cada viga. Las vigas de arriostramiento, orientadas en la dirección Y de la planta de los edificios, se carga con su peso propio, más el peso correspondiente a la tabiquería. Luego de distribuidas las cargas, se calculan las cargas axiales de cada pilar, para ello se simplifica el cálculo repartiendo las cargas de forma proporcional a las luces de las vigas.

Producto de este primer predimensionado se seleccionan unas secciones de vigas y pilares, sin embargo es de esperar que al incluir las cargas sísmicas las dimensiones resulten insuficientes.

6.3.4 Predimensionado por cargas sísmicas

El predimensionado por cargas sísmicas consiste en la aplicación de las conocidas expresiones de dimensionado de elementos que conforman los diferentes niveles de la estructura. En la siguiente expresión se relaciona la deriva de piso con las rigideces de vigas y de pilares, así como el cortante correspondiente al nivel analizado:

$$\Delta_i = \frac{\left(\sum V\right)_i h_i^2}{12E} \left(\frac{1}{\left(\sum K_v\right)_i} + \frac{1}{\left(\sum K_p\right)_i} \right) \quad (6.1)$$

Los cortantes utilizados en el cálculo proceden del análisis estático equivalente aplicado a cada edificio en el que como es sabido, la distribución de las cargas de nivel corresponde a la distribución triangular invertida. Con las derivas obtenidas se calculan las derivas de entrepisos, de forma que si la rigidez de un nivel produce derivas cuyos valores sobrepasan el límite preestablecido de 0,02, se procede a redimensionar los elementos, incrementando las secciones de los pilares preferiblemente, ya que se trata de mantener la filosofía de ‘viga débil, pilar fuerte’ preconizada en el proyecto sismorresistente. En honor de la brevedad se obvian detalles sobre el proceso iterativo de predimensionado y se pasa a la siguiente fase que corresponde al análisis modal y espectral de la estructura.

6.3.5 Criterios aplicados en el dimensionado de secciones de hormigón

En el proyecto práctico el hormigón se modela como no confinado, por lo que no se toma en cuenta el beneficio que sobre la resistencia y la ductilidad tiene el adecuado confinamiento producto de la aplicación de las disposiciones normativas orientadas a garantizar una respuesta local dúctil y con disipación de energía.

En la figura siguiente se puede apreciar el flujograma del proceso de dimensionado de las secciones de los pilares, hasta alcanzar los valores satisfactorios conforme a los criterios de resistencia y de desempeño, establecidos previamente al procedimiento de proyecto.

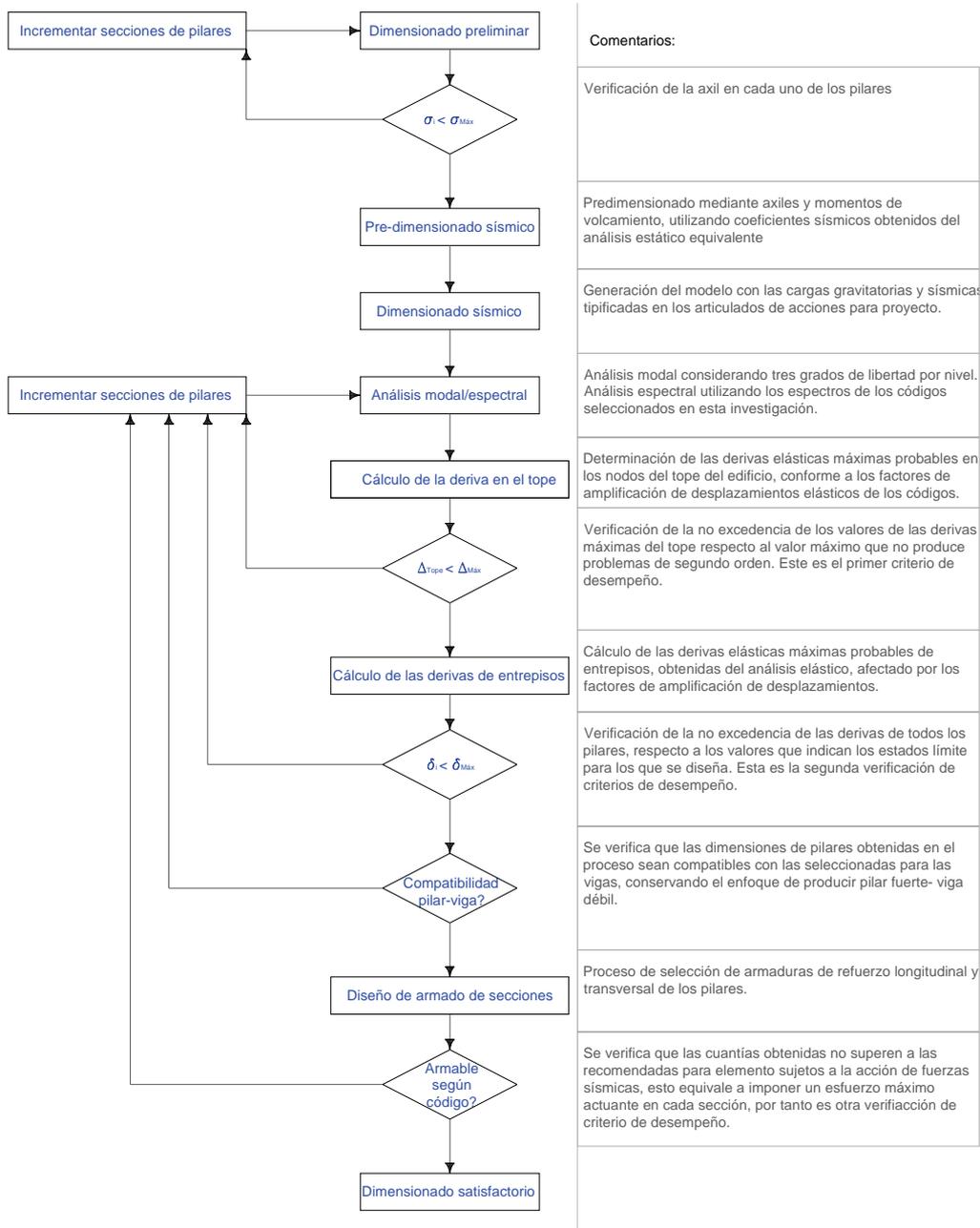


Figura 6.6 Esquema de dimensionado de las secciones transversales de los elementos del edificio

6.3.6 Determinación de los desplomes inelásticos

Como se ha indicado anteriormente, el proyecto de las estructuras se lleva a cabo mediante aproximaciones obtenidas a partir del análisis elástico. En el proyecto por desplomes esta realidad afecta especialmente a la hora de estimar las derivas y las derivas de entrepiso a fin de limitar los estados de daño que puede alcanzar una estructura al se sometida a un determinado sismo. Es bien sabido que uno de los pasos críticos en el proyecto de secciones de hormigón se encuentra a la hora de estimar las secciones a partir de las que se elaborará el modelo matemático y su posterior verificación contra criterios de desempeños que garanticen que tales secciones son suficientes para soportar las cargas gravitatorias y sísmicas a las que van a estar sometidas durante su vida útil.

Existen dos métodos aproximados para calcular los desplomes inelásticos, con base en dos enfoques completamente distintos:

Métodos con base en la linealización equivalente

Métodos con base en coeficientes de modificación d desplomes. A continuación se hace una breve descripción de ambos métodos y su aplicación en las normativas de proyecto sismorresistente que se tratan en esta investigación.

Los métodos con base en la linealización equivalente permiten obtener los desplomes 'inelásticos' a partir de análisis historia-tiempo efectuados sobre estructuras con propiedades equivalentes a los de la estructura cuando esta ha incursionado en comportamiento plástico. Los parámetros que se modifican son el porcentaje de amortiguamiento, que se asume como incrementado una vez que la estructura disipa energía de forma plástica, y el período que se asume también incrementado de acuerdo con la degradación de las secciones de hormigón armado.

Existen varios métodos con base en la linealización equivalente, pero según Miranda (2003) estos suelen ser menos eficientes a la hora de implementar en el cálculo que los métodos con base en coeficientes de modificación, además de conducir a errores de especial consideración, dependiendo del rango de períodos en el cual se encuentre la estructura.

Los métodos con base en coeficientes de modificación de desplomes son más fáciles de aplicar y conducen a resultados que en promedio suelen ser ligeramente superiores a los desplomes inelásticos (Miranda, 2003). Los factores de modificación de desplomes se obtienen a partir de la respuesta elástica de estructuras con condiciones iniciales no degradadas. Con este modelo se calcula la historia-tiempo, calculando el desplazamiento de mayor valor absoluto. A partir de este desplome máximo elástico se calcula el desplome máximo inelástico aplicando un coeficiente que es función de la ductilidad de desplome, del período elástico y del período esquina del espectro de respuesta elástico para el amortiguamiento aplicado (Newmark y Hall 1982).

6.3.7 Ejemplo de dimensionado

Seguidamente se expone el procedimiento de dimensionamiento sísmico explicado anteriormente, para lo cual se ha seleccionado el edificio de tres niveles y de tres vanos en cada una de las direcciones ortogonales en planta (es el caso más simple de todos los analizados).

Del análisis elástico se han calculado los valores del cortante elástico y peso sísmico de los pórticos del edificio, distinguiendo entre los pórticos de carga externos y externos y los pórticos de arriostramiento. En la se muestran dichos valores.

Tabla 6.1 Cortante en la base y pesos sísmicos de los pórticos del edificio

Exterior		
Apoyo	Fx (N)	Fz (N)
1	42429.25	306437.13
5	52094.38	545519.01
9	52094.48	545519.01
13	42429.38	306437.13
Total	189047.49	1703912.28

Interior		
Apoyo	Fx (N)	Fz (N)
17	56618.37	565930.76
19	69074.51	1027599.10
41	69074.49	1027599.10
53	56618.36	565930.76
Total	251385.73	3187059.72

Arriostramiento		
Apoyo	Fx (N)	Fz (N)
1	42429.25	35141.43
17	56618.37	68712.56
21	56618.55	68712.56
25	42429.73	35141.43
Total	198095.90	207707.98

El procedimiento iterativo de dimensionamiento sísmico consiste en calcular las dimensiones de las vigas, de forma que puedan resistir las combinaciones de cargas según normativa, de igual forma se predimensionan los pilares, pero en el procedimiento sólo estos últimos sufrirán incremento en las dimensiones de la sección transversal, mientras que las vigas conservan las dimensiones del predimensionado. Esta decisión se fundamenta en la baja contribución relativa a la rigidez lateral, que proporcionan los incrementos de las secciones de las vigas en comparación con la correspondiente a los pilares. En la se muestra como ejemplo

del procedimiento iterativo, una secuencia de valores calculados del parámetro adimensional de cuantía de pilares, iniciado con secciones constantes de pilares de 30cm por 30cm.

Las secciones se incrementan, como es lógico, desde el nivel inferior al superior. Al lado derecho de las tablas se puede apreciar el porcentaje de área de pilares obtenido para diferentes dimensionamientos. Para cada uno de estos casos se realiza el análisis dinámico y se calculan los desplomes elásticos.

Cuantías de pilares calculadas de acuerdo a distintos dimensionamientos.

Tabla 6.2Cuantías de pilares conforme a dimensionamiento

caso 1					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.20	3.24	270.00	1.20
2	16	0.16	2.56	270.00	0.95
3	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					3.10

caso 2					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.16	2.56	270.00	0.95
2	16	0.16	2.56	270.00	0.95
3	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					2.84

caso 3					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.12	1.96	270.00	0.73
2	16	0.12	1.96	270.00	0.73
3	16	0.12	1.96	270.00	0.73
% total					2.18

caso 4					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.09	1.44	270.00	0.53
2	16	0.09	1.44	270.00	0.53
3	16	0.09	1.44	270.00	0.53
% total					1.60

Los estados límite aplicados en esta investigación se basan en los desplomes relativos, ya que son indicadores más confiables de la concentración del daño y no dependen de ninguna otra variable diferente a los desplomes y las alturas relativas de los niveles. Éstos estados límite se definen en la , se aplican en el proceso de predimensionamiento sísmico, de manera que el proyectista tiene la capacidad de

decidir los cambios de las secciones transversales de los soportes (pilares), en función del estado límite que alcanzaría el edificio, para el nivel de amenaza definido por el espectro de proyecto.

Tabla 6.3 Estados límite considerados en el proyecto elástico

Estado límite	Siglas	Descripción	Desplome relativo
Estado límite operativo	ELO	La respuesta es elástica, no hay daños estructurales y tampoco en elementos no estructurales	$0 \leq \delta < 0,010$
Estado límite de servicio	ELS	La respuesta es plástica en determinados elementos estructurales, alcanzando daños ligeros. Los daños en la mampostería son moderados.	$0,010 \leq \delta < 0,015$
Estado límite de prevención de daños irreparables	ELPDI	Se alcanzan serios daños estructurales, pero éstos son aun reparables, la estructura mantiene su estabilidad. Los daños en la mampostería son extensivos y severos.	$0,015 \leq \delta < 0,020$
Estado límite de colapso	ELPC	Estado avanzado de daños en los elementos estructurales, siendo inconveniente repararlos desde el punto de vista económico, y difícilmente reparables desde el punto de vista técnico	$0,020 \leq \delta < 0,025$
Estado límite de colapso	ELC	Daños extensivos, Inestabilidad del edificio.	$\delta \geq 0,025$

Los desplomes elásticos calculados permiten a su vez determinar los desplomes inelásticos y las derivas relativas, con la finalidad de verificar el cumplimiento de los edificios de los requisitos de desempeño. En la Figura 6.7 se muestra un resumen de los resultados obtenidos para los cuatro valores de porcentajes de pilares. El resto de los casos estudiados se resumen en el Apéndice 1.

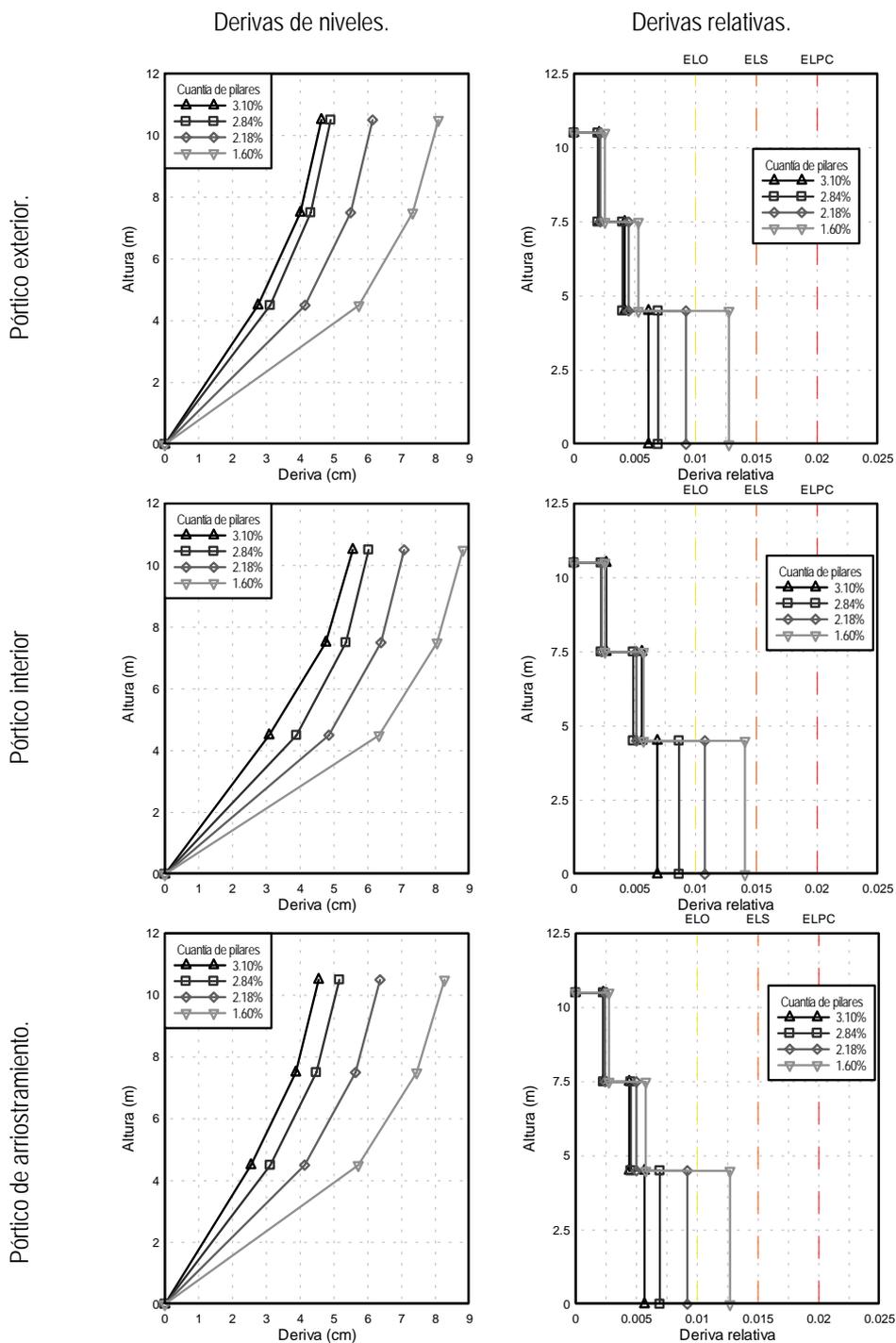


Figura 6.7 Desplomes de piso y desplomes relativos comparados con los criterios de desempeño

Es notable que en todos los pórticos sólo el caso de menor cuantía de pilares ($q=1,60\%$), satisfacen los valores de desplomes del nivel de cubierta y las derivas relativas. Esto indica que, aparentemente el dimensionado de pilares con cuantías superiores a $1,60\%$, conducirían a un proyecto seguro en el cual, para el nivel de amenaza correspondiente al emplazamiento del edificio, no se alcanzarían estados de daño que superen el Estado Límite de Servicio. Sin embargo, de acuerdo a como se tratará más adelante de forma más extensa, las secciones correspondientes a cuantías de $2,84\%$ y $2,84$ no son suficientes para suministrar resistencias superiores a la demanda actuante, por lo que es necesario seleccionar el caso cuya cuantía es de $3,10\%$. Esto último significa que el proyecto es controlado por resistencia y no por desplomes, lo cual contradice la suposición inicial de que el proyecto debe ser controlado por desplomes. En el apartado 6.5 se da una explicación que justifica estos resultados contradictorios.

6.3.8 Período fundamental

Conforme a los resultados obtenidos y mostrados en el ejemplo anterior, es posible notar que los períodos determinados con el procedimiento de dimensionado, difieren de los períodos fundamentales calculados mediante las expresiones normativas. Por ejemplo, para estructuras porticadas el IBC-2003 propone la siguiente expresión:

$$T_a = C_t h_N^{3/4} \quad (6.2)$$

6.3.9 Proyecto de secciones

Una vez determinadas las dimensiones de las secciones transversales de las vigas y de los pilares, se pasa a la siguiente fase, que consiste en el proyecto de las secciones. Cada uno de los edificios se ha analizado para poder determinar el dimensionado definitivo de los elementos que lo integran. En el análisis se aplica el procedimiento modal-espectral a modelos matemáticos 3D, utilizando el software comercial de elementos finitos Robot Millennium ®. Para ilustrar el procedimiento aplicado se incluye el caso más simple analizado que corresponde al edificio de tres niveles con tres vanos, cuya perspectiva axonométrica se muestra en la Figura 6.8.

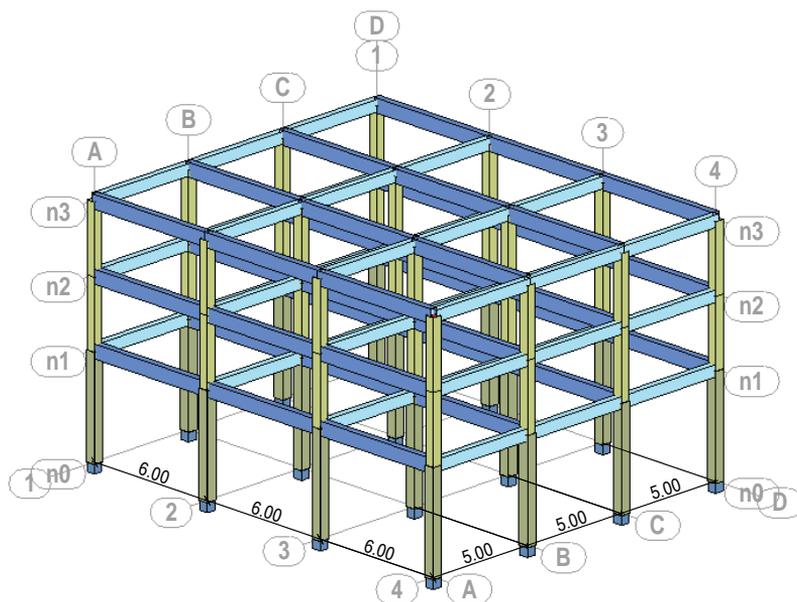


Figura 6.8 Geometría general de edificio típico analizado

Como se indicó al principio del capítulo, los forjados del edificio son del tipo unidireccional, de manera que existen pórticos (dirección x) dimensionados para soportar de forma conjunta las cargas de gravedad provenientes de estos forjados, calculadas estas cargas en base a los criterios aplicados en las normativas de acciones mínimas en las edificaciones. En la otra dirección (y) se encuentran los pórticos de arriostramiento, dimensionados para restringir los desplomes laterales en esa dirección y para transmitir las fuerzas horizontales producto de la acción sísmica.

Tabla 6.4 Características geométricas de las secciones obtenidas del dimensionado del edificio de 3 niveles con tres vanos por dirección ortogonal

Nombre de la sección	Ubicación	Características geométricas de las secciones					
		SX (cm ²)	SY (cm ²)	SZ (cm ²)	IX (cm ⁴)	IY (cm ⁴)	IZ (cm ⁴)
40x40	Pilares 3er nivel	1600,00	1333,33	1333,33	359892,71	213333,33	213333,33
45x45	Pilares 1er y 2do niveles	2025,00	1687,50	1687,50	576478,52	341718,75	341718,75
30x60	Vigas 1er al 3er nivel pórticos de carga	1800,00	1500,00	1500,00	370469,24	540000,00	135000,00
30x50	Vigas 1er al 3er nivel pórticos de arriostramiento	1500,00	1250,00	1250,00	281631,13	312500,00	112500,00

Las secciones resultantes para este edificio, luego de haber aplicado el proceso iterativo de dimensionado explicado en este capítulo, se muestran en la Tabla 6.4:

Cabe indicar que las cargas se distribuyen uniformemente a lo largo de los elementos de la estructura y se transforman posteriormente en masas uniformemente distribuidas a la hora de aplicar el análisis modal. En la Tabla 6.5 se muestran las cargas aplicadas a los distintos elementos del edificio:

Tabla 6.5 Cargas de gravedad aplicadas a los elementos de los pórticos del edificio de tres niveles

Caso	Tipo de carga	Valores de carga	Pórticos sobre los que se aplica	Nivel del pórtico sobre el que se aplica
1	Peso propio	Peso propio * -1,00	Todos los pórticos	Todos
2	Carga permanente (uniforme)	PZ=-12258,31(N/m)	Pórtico de carga exterior	3
2	Carga permanente (uniforme)	PZ=-15935,81(N/m)	Pórtico de carga exterior	1 y 2
2	Carga permanente (uniforme)	PZ=-24516,63(N/m)	Pórtico de carga interior	3
2	Carga permanente (uniforme)	PZ=-38245,93(N/m)	Pórtico de carga interior	1 y 2
3	sobrecarga de uso (uniforme)	PZ=-4903,32(N/m)	Pórtico de carga exterior	3
3	sobrecarga de uso (uniforme)	PZ=-2451,66(N/m)	Pórtico de carga exterior	1 y 2
3	sobrecarga de uso (uniforme)	PZ=-4903,32(N/m)	Pórtico de carga interior	3
3	sobrecarga de uso (uniforme)	PZ=-9806,65(N/m)	Pórtico de carga interior	1 y 2

En esta investigación se considera cargas de diferente naturaleza: cargas permanentes, que incluyen el peso propio de los elementos estructurales tales como pilares, vigas y forjados y el peso propio de los elementos secundarios tales como cerramientos y acabados de pavimentos, cargas variables (o sobrecargas de uso) que incluyen las cargas variables que incluyen el peso del mobiliario y de los ocupantes. La tercera es la carga sísmica, determinada mediante el análisis modal-espectral. No se incluye en este estudio a las cargas de naturaleza eólica, dado que al ser estas cargas que actúan lateralmente, afectan la reserva de resistencia, al incrementar las acciones y por tanto requerir incremento en la capacidad lateral del edificio.

6.3.10 Análisis modal

Una vez que se ha completado el modelo con sus propiedades geométricas y mecánicas, así como con las cargas aplicadas, se realiza el análisis modal. El análisis modal del edificio puede incluir un modo por cada nudo de la estructura, sin embargo como no todos los modos contribuyen de forma significativa en el cálculo de las fuerzas máximas probables, se ha introducido la simplificación de considerar únicamente el número de modo correspondientes a la suma de grados de libertad de cada uno de los forjados: dos traslaciones (en direcciones x y y) y una rotación alrededor de z . Así para cada edificio se considera un número de modos igual a tres veces el número de niveles. En la tabla se muestran los resultados obtenidos de la solución del problema de autovectores y autovalores:

Conocidos los valores de las frecuencias naturales de vibración para cada modo considerado, se obtienen los períodos y se aplica el análisis espectral, para lo que es necesario conocer los valores que definen la amenaza en el sitio de ubicación del edificio, el tipo de suelo, la influencia de fuente cercana y el factor de reducción de respuesta R que corresponde al tipo de estructura resistente a fuerzas laterales predominante en el edificio. Estas características se resumen en la Tabla 6.6.

Tabla 6.6 Datos geotécnicos del emplazamiento de los edificios, para determinar el espectro según IBC-2003

Espectro de proyecto: IBC-2003	
Perfil de suelo	Suelo rígido ($15 \leq N_{SPT} \leq 50$)
	SB
	$760 \text{ m/s} \leq V_s \leq 1500 \text{ m/s}$
Factor de zonificación sísmica	0,3g
Factor de ocupación	1

Estos datos definen el espectro de proyecto inelástico a aplicar en la determinación de las aceleraciones de proyecto a partir de los períodos modales. En la Figura 6.9 se muestra el espectro aplicado en el análisis espectral conforme a la normativa IBC-2003:

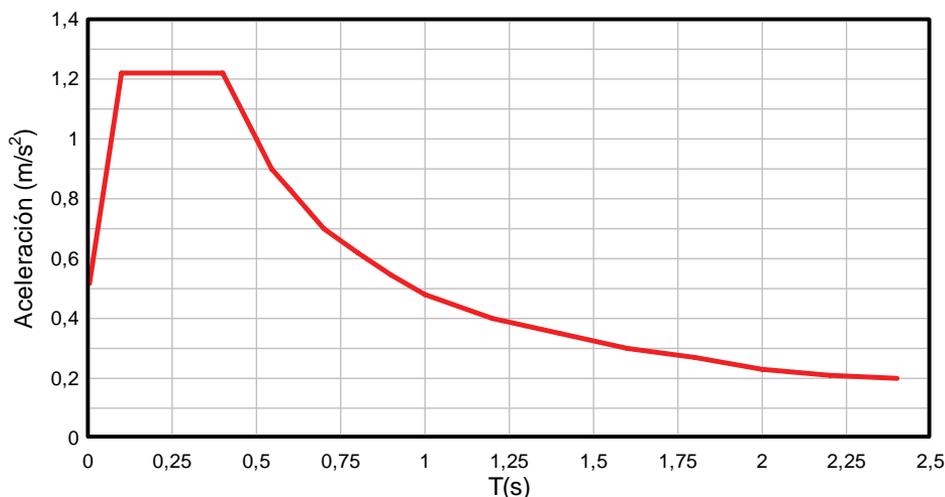


Figura 6.9 Espectro inelástico de proyecto aplicando IBC-2003

En el caso del EC-8, el espectro elástico de proyecto está definido por las cuatro ramas dependientes del período y que obedecen a las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a_g S 2.5\eta \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_e(T) = a_g S 2.5\eta \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s & \quad S_e(T) = a_g S 2.5\eta \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned} \tag{6.3}$$

Se aplicarán valores correspondientes al espectro tipo I, al cual corresponden los valores siguientes:

Para determinar la demanda sobre el edificio es necesario considerar el espectro inelástico de proyecto, que es función del espectro elástico de proyecto, definido en la expresión anterior y del factor de comportamiento q , sobre el que se ha reseñado en el capítulo 4.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_e(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned} \tag{6.4}$$

Las cargas se combinan siguiendo los preceptos normativos. De esta manera se deben calcular las cargas probables mayoradas recibiendo factores probabilísticas que permiten cubrir las variaciones de las cargas. Seguidamente se observan las combinaciones de los casos de carga aplicados, ver Tabla 6.7 .

Tabla 6.7 Combinaciones de cargas aplicadas en el proyecto de las secciones de hormigón armado

Combinación	Nombre	Tipo de análisis	Naturaleza de combinación	Naturaleza de caso	Caso de carga
4 (C)	COMB17	Combinación lineal	ELU	permanente	$(1+2)*1.20+3*1.60$
5 (C) (CQC)	COMB18	Combinación lineal	ELU	permanente	$(1+2)*1.20+3*1.60+11*1.00$
6 (C) (CQC)	COMB19	Combinación lineal	ELU	permanente	$(1+2)*1.20+3*1.60+15*1.00$
7 (C) (CQC)	COMB20	Combinación lineal	ELU	permanente	$(1+2)*1.20+3*1.60+19*1.00$
8 (C) (SRSS)	1. * X	Combinación lineal	ELU	sísmica	$8*1.00+(9+10)*0.30$
9 (C) (SRSS)	1. * Y	Combinación lineal	ELU	sísmica	$8*1.00+9*0.30+10*-0.30$
10 (C) (SRSS)	1. * Z	Combinación lineal	ELU	sísmica	$8*1.00+9*-0.30+10*0.30$
11 (C) (SRSS)	1. * X +0.3 * Y +0.3 * Z	Combinación lineal	ELU	sísmica	$8*1.00+(9+10)*0.30$
12 (C) (SRSS)	1. * X +0.3 * Y -0.3 * Z	Combinación lineal	ELU	sísmica	$8*1.00+9*0.30+10*-0.30$
13 (C) (SRSS)	1. * X -0.3 * Y +0.3 * Z	Combinación lineal	ELU	sísmica	$8*1.00+9*-0.30+10*0.30$
14 (C) (SRSS)	1. * X -0.3 * Y -0.3 * Z	Combinación lineal	ELU	sísmica	$8*1.00+(9+10)*-0.30$
15 (C) (SRSS)	0.3 * X 1. * Y 0.3 * Z	Combinación lineal	ELU	sísmica	$(8+9)*0.30+10*1.00$
16 (C) (SRSS)	0.3 * X +1. * Y -0.3 * Z	Combinación lineal	ELU	sísmica	$8*0.30+9*1.00+319*-0.30$
17 (C) (SRSS)	0.3 * X -1. * Y 0.3 * Z	Combinación lineal	ELU	sísmica	$(8+10)*0.30+9*1.00$
18 (C) (SRSS)	0.3 * X -1. * Y -0.3 * Z	Combinación lineal	ELU	sísmica	$8*0.30+9*-1.00+10*-0.30$
19 (C) (SRSS)	0.3 * X +0.3 * Y +1. * Z	Combinación lineal	ELU	sísmica	$(8+9)*0.30+10*1.00$
20 (C) (SRSS)	0.3 * X +0.3 * Y -1. * Z	Combinación lineal	ELU	sísmica	$(8+9)*0.30+10*-1.00$
21 (C) (SRSS)	0.3 * X -0.3 * Y +1. * Z	Combinación lineal	ELU	sísmica	$8*0.30+9*-0.30+10*1.00$
22 (C) (SRSS)	0.3 * X -0.3 * Y -1. * Z	Combinación lineal	ELU	sísmica	$8*0.30+9*-0.30+10*-1.00$

De la tabla anterior es preciso indicar que en el análisis las fuerzas sísmicas máximas probables se han calculado aplicando dos criterios: el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) y el de la combinación cuadrática completa (CQC) obteniéndose mediante éste último los valores mayores, es por ello que en la tabla se aprecia que los casos señalados con los números 27, 28 y 29 indican que provienen del método CQC.

6.4 DETALLES DE ARMADO DE LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO

6.4.1 Vigas

Las vigas cumplen dos funciones principales dentro de un sistema porticado: la primera es la de transmitir las cargas desde los forjados hacia los pilares; la segunda es la de arriostrar los extremos de los pilares limitando, de esta manera, los desplomes de los edificios. Dada esta doble función, su proyecto se convierte en un paso crítico en el proyecto de un edificio porticado, puesto que su

dimensionamiento y sus detalles de armado condicionan, en gran medida, al de los otros componentes de la estructura (pilares y nudos).

Exista la tendencia generalizada de calcular las vigas con una resistencia superior a la que realmente se requiere, bajo la creencia errónea de que tal decisión favorece el comportamiento sísmico global del pórtico. En realidad, esta decisión tiene como resultado la reducción de la capacidad dúctil del pórtico, puesto que la alta resistencia de las vigas conduce a niveles bajos de ductilidad. La explicación es que en los pórticos con vigas fuertes es probable que se produzcan rótulas plásticas en los extremos de los pilares, lo que puede transformar la estructura en un mecanismo, antes de que se produzcan rótulas plásticas en las vigas

En resumen, el proyecto de las vigas debe tener un doble objetivo: por una parte asegurar que la estructura tenga la resistencia suficiente para soportar las cargas de gravedad y, por otra, garantizar que los pórticos tengan la ductilidad estructural adecuada para que se comporten satisfactoriamente bajo la acción de las fuerzas sísmicas.

Dimensionamiento de vigas

Generalmente, el dimensionamiento de las vigas se puede efectuar verificando, primeramente, la capacidad de las secciones para soportar la acción exclusiva de las cargas de gravedad. Posteriormente, a estas secciones se le aplica la combinación normativa de cargas de gravedad y accidentales para verificar el armado; si éste no satisface las cuantías admisibles, se procede a incrementar la sección de la viga. Luego se recomienda realizar la verificación sísmica de la estructura. Ésta consiste en determinar los desplomes máximos probables debidos a la aplicación del espectro de proyecto correspondiente al emplazamiento del edificio. A partir de éstos es posible determinar los desplomes relativos máximos entre las plantas, que deben mantenerse dentro de ciertos límites. Si dichos desplomes superan el valor máximo admisible, es preciso redimensionar la estructura haciéndola más rígida, concretamente incrementando las dimensiones de los pilares y manteniendo las dimensiones de las vigas. De esta manera se garantiza que las secciones obtenidas cumplen con la recomendación de pilar fuerte-viga débil.

Otra de las recomendaciones a considerar en el dimensionamiento de vigas se refiere al canto de las mismas, tratándose de evitar la utilización de las vigas conocidas como planas. Éstas quedan embebidas dentro del forjado, lo que las convierte en atractivos desde el punto de vista arquitectónico, y convenientes desde el punto de vista constructivo. Sin embargo, su rigidez a flexión es muy baja, por lo que es necesario incrementarla ensanchando la sección. Esta medida hace que parte de la sección de la viga quede fuera del pilar, lo que no es recomendable puesto que no se garantiza el confinamiento y el anclaje necesarios en la zona del nudo. En la Figura 6.10 se muestran las recomendaciones de dimensionamiento para el caso de

vigas planas que, evidentemente, dependen de las dimensiones máximas de los pilares sobre los que se apoyan.

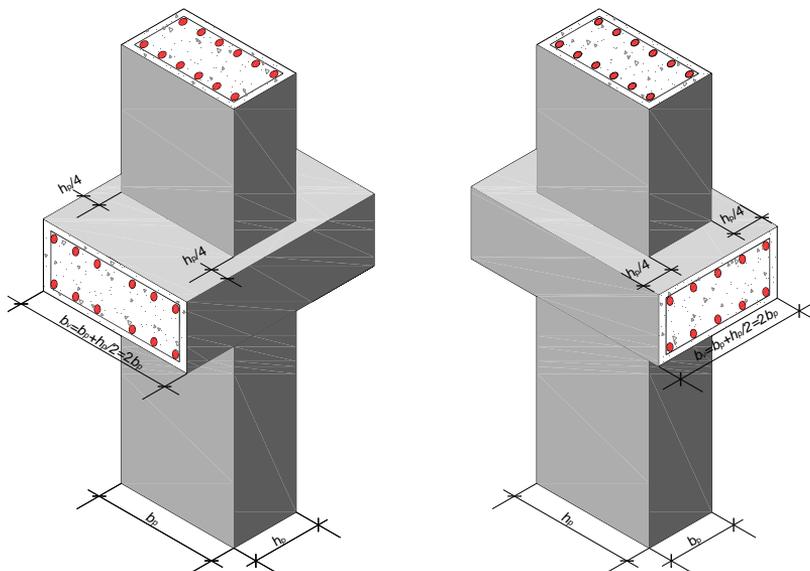


Figura 6.10 Límites de las dimensiones de las vigas planas

Armadura longitudinal

Una de las características de las vigas de los edificios proyectados aplicando normas sismorresistentes, es que las cuantías del armado negativo son superiores debido a las combinaciones de acciones de gravedad y sísmicas, mientras que las cuantías del armado positivo se limitan de manera que la sección de la viga tenga capacidad de afrontar cargas cíclicas (cargas reversibles). Las cuantías mínimas de las armaduras longitudinales se determinan considerando también las limitaciones por fisuración. En cuanto a los solapes, las recomendaciones generales indican que la armadura positiva debe solaparse dentro de la zona confinada próxima a los nudos, mientras que la negativa en la zona no confinada (tramo central).

Armadura transversal

La armadura transversal de las vigas está condicionada primeramente por la predefinición de la zona en la que se espera que se formen rótulas plásticas. Dichas zonas no deben estar próximas a los nudos pero tampoco deben encontrarse en la zona central del vano; la ubicación deseable es la zona intermedia entre las anteriormente mencionadas. Para ello, es importante disponer de un buen confinamiento en las proximidades del nudo, que se logra densificando los cercos. Generalmente, esta misma disposición de cercos también asegura la armadura transversal necesaria que garantiza la capacidad a cortante de la viga. Sin embargo,

siempre es necesario verificar dicha armadura y, si resulta insuficiente, se recomienda utilizar cercos con un número mayor de ramas.

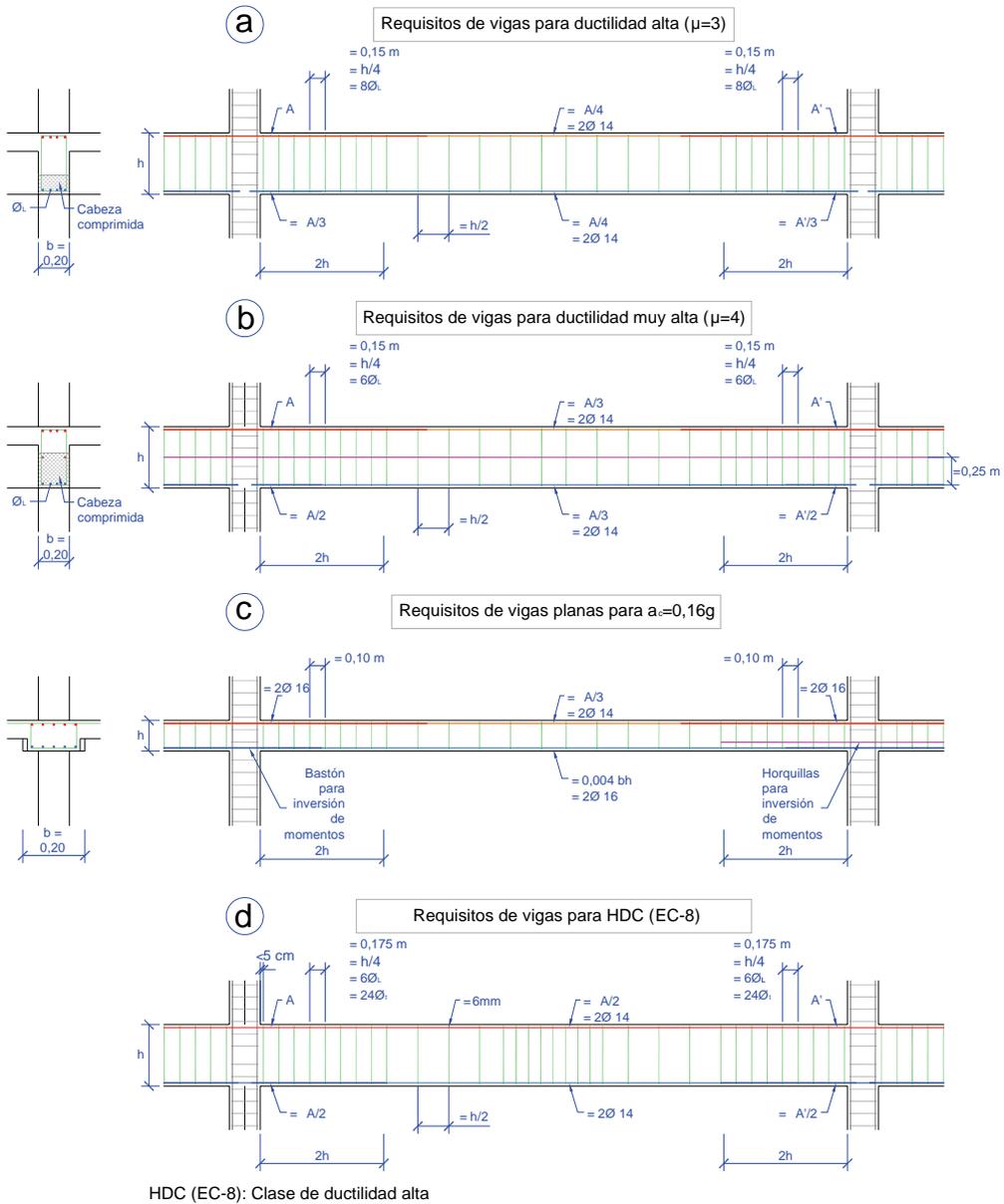


Figura 6.11 Recomendaciones de armado para las vigas según las normas NCSE-02 y EC-8

La aplicación de los preceptos normativos sobre el armado de las vigas de hormigón armado pretende garantizar la transmisión de las cargas a pesar de que en el elemento se hayan formado rótulas plásticas. Por ejemplo, en la Figura 6.11 se resumen los detalles típicos de armado de vigas contenidos en la norma española

NCSE-02 y en el EC-8. Se puede observar que se cuida especialmente el confinamiento de las zonas críticas, definidas en ambas normas como los tramos de vigas próximos a los nudos, que tienen una longitud de dos veces el canto de las vigas. Sin embargo, existen dos diferencias entre ambas normas, especialmente cuando se trata del armado longitudinal. La primera es la norma NCSE-02 no exige la continuidad de la armadura longitudinal inferior de las vigas dentro de los nudos, lo que puede producir problemas si llegase a ocurrir la inversión de momentos. Sin embargo, este detalle mismo esté bien definido en la norma en el caso de las vigas planas, para las que se recomienda de colocar bastones para tener en cuenta dicha inversión (véase la Figura 6.11c). La segunda diferencia entre las dos normas es sobre las recomendaciones relativas a los solapes de las armaduras longitudinales. Mientras que en el EC-8 se permiten dichos solapes únicamente en las zonas sometidas a tensiones de compresión, en la NCSE-02 se permite efectuar solapes de las armaduras longitudinales superiores dentro de la zona crítica y no se hacen recomendaciones acerca de la longitud mínima del solape de las armaduras longitudinales inferiores. En la Figura 6.12 se muestra una el detalle de armado de una viga, en el que debe resaltarse el intercalado de los ganchos de los estribos y su doblado en ángulo de 135°.

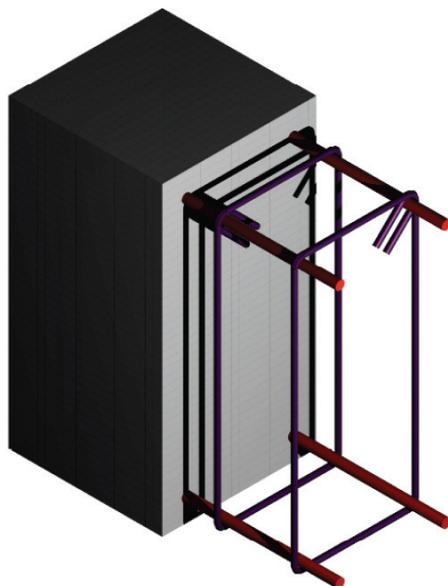


Figura 6.12 Armadura longitudinal y transversal en una viga

6.4.2 Pilares

Dimensionamiento de los pilares

Para proyectar pilares con un comportamiento sísmico eficiente, es preciso tener en cuenta los criterios que se resumen a continuación:

- La carga máxima correspondiente a las combinaciones prescritas por las normas sin tener en cuenta las fuerzas sísmicas, debe producir una tensión máxima en la sección bruta del pilar que no supere el 30% de la resistencia nominal a compresión del hormigón.
- La cuantía máxima de armadura longitudinal no debe sobrepasar el 3% del área de la sección total. La razón para limitarla es que, para cuantías muy altas, se produce el fallo de la sección por aplastamiento del hormigón, la deformación última se reduce y, por tanto, el comportamiento es menos dúctil.
- Las dimensiones de la sección transversal de un pilar deben ser tales que permitan la adecuada disposición de la armadura longitudinal de la viga o vigas que convergen en él, así como alcanzar el desarrollo de la capacidad resistente necesaria a cortante tanto en el nudo viga-pilar como en las zonas de confinamiento.

Armadura longitudinal

En la disposición de la armadura longitudinal han de tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- La armadura longitudinal debe disponerse uniformemente espaciada y distribuido en el perímetro del pilar, con una separación inferior a 20 cm o a un tercio de la longitud de la cara en la que se coloca.
- El refuerzo longitudinal de los pilares también contribuye a la resistencia a cortante dentro del nudo, sustituyendo la armadura transversal de las vigas que no puede colocarse dentro del nudo.
- Se recomienda la utilización de diámetros iguales para las armaduras longitudinales, evitando la aglomeración de grupos de barras en las esquinas que, si bien son eficientes en el caso de cargas de gravedad, no lo son para cargas cíclicas, pues no se aprovecha de manera eficiente la adherencia entre el acero y el hormigón.
- Se recomienda la utilización de armaduras completas a lo largo de toda la longitud de cada nivel. En caso de ser necesarios, los solapes deben

realizarse con suficiente longitud de solapamiento y, preferiblemente, en el tercio central del pilar.

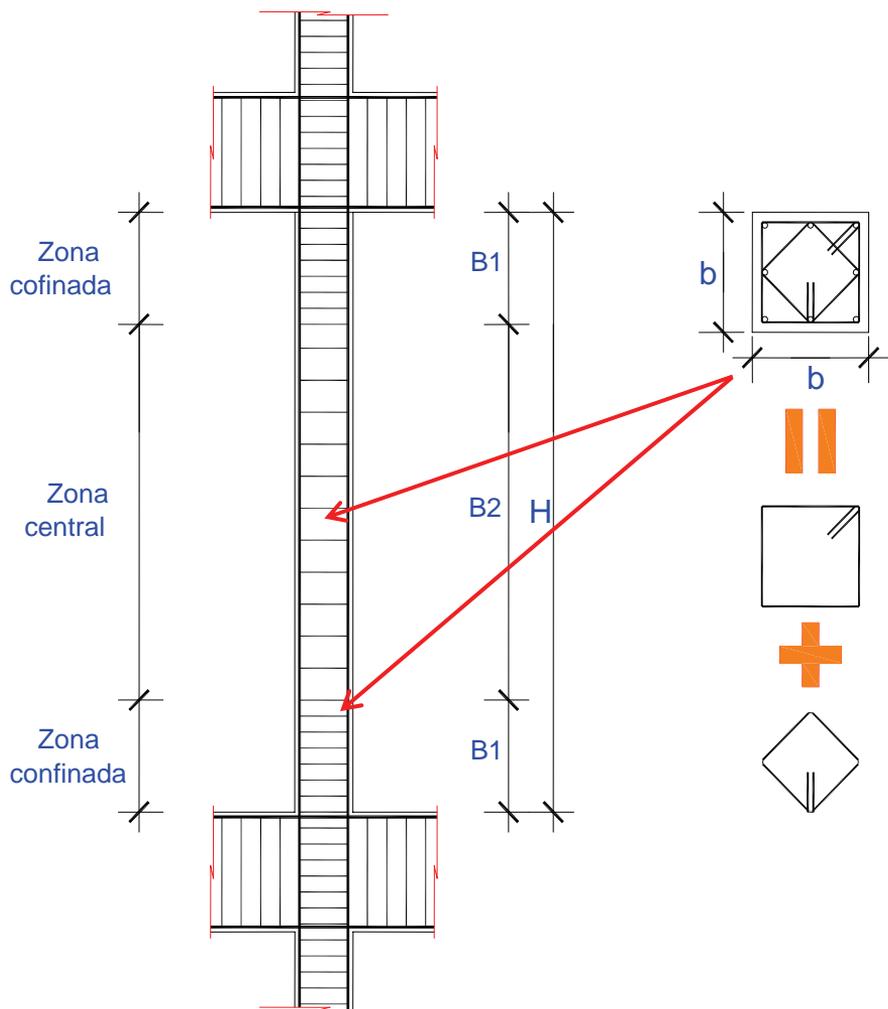


Figura 6.13 Confinamiento típico de los pilares proyectados para asegurar un comportamiento dúctil del edificio

Armadura transversal

La armadura transversal obedece a cuatro criterios. El primero considera la resistencia al esfuerzo cortante; el segundo, la restricción de pandeo de la armadura longitudinal; el tercero, el confinamiento efectivo del núcleo de hormigón; y, el cuarto, la resistencia de las armaduras longitudinales que pudiesen ser solapadas en

una sección. En la Figura 6.13 se muestra un detalle típico del armado transversal de los pilares de edificios emplazados en zonas de alta amenaza sísmica.

En resumen, el dimensionamiento de los pilares guarda similitud con el de las vigas de las estructuras porticadas sometidas a flexión. Fundamentalmente, su objetivo es el de lograr que la capacidad a flexión de los pilares sea superior a la demanda y de mantener su comportamiento elástico permanente ante esfuerzos cortantes. La aplicación de esta filosofía de dimensionamiento conduce frecuentemente a secciones con una elevada reserva de resistencia. Otro objetivo importante del dimensionamiento de los pilares es el de evitar la formación simultánea de rótulas plásticas en su parte superior y en su base, prefiriéndose que las rótulas se formen en los extremos de las vigas, ver Figura 6.14a. En caso contrario, todos los pilares de un mismo nivel podrían alcanzar la plastificación en sus extremos, formándose un mecanismo ante la acción de las fuerzas horizontales, tal como puede verse en la Figura 6.14b.

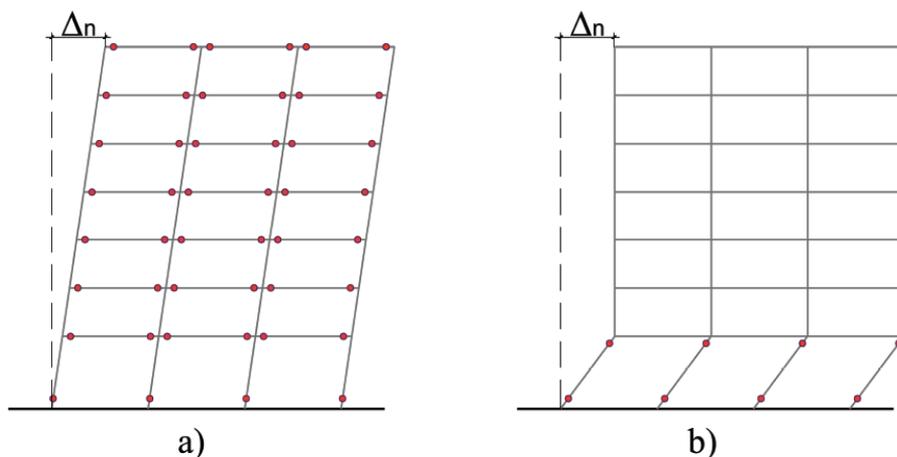


Figura 6.14 Formación de rótulas plásticas en los extremos de los pilares de un mismo nivel, lo que produce un mecanismo de fallo

Al igual que en el caso de las vigas, en la Figura 6.15 se presenta un resumen con las recomendaciones generales de las normas NCSE-02 y EC-8 relativas a los detalles de armado de los pilares de los edificios emplazados en zonas de alta sismicidad. Se debe resaltar que en ambas normas se coincide en el tema del confinamiento, logrado mediante la distribución del acero transversal en las zonas críticas próximas a los nudos y mediante el arriostramiento de las armaduras longitudinales mediante cercos. Otro aspecto importante consiste en asegurar la dimensión mínima de las secciones transversales de los pilares que en la NCSE-02 es de 30 cm mientras que en el EC-8 es de 25 cm. Sin embargo, existe una diferencia notable entre las dos normas referente a la zona de solapes de la armadura longitudinal: la NCSE-02 permite el solape dentro de la proximidad de

los nudos (es decir, en la zona susceptible de que se formen las rótulas plásticas) mientras que el EC-8 no lo permite en esta zona. De esta forma, el EC-8 trata de evitar que, al plastificar la sección, el acero longitudinal pudiese ser arrancado del núcleo de hormigón confinado, situación que puede observarse en la Figura 6.15.

En la Figura 6.16 se muestran dos pilares con diferente armadura longitudinal y transversal. En el pilar de la izquierda se observa la alternabilidad en la disposición de los ganchos de los estribos, además de su doblado en ángulo de 135°. A la derecha se aprecia un pilar en el que las armaduras centrales se arriostran mediante un gancho.

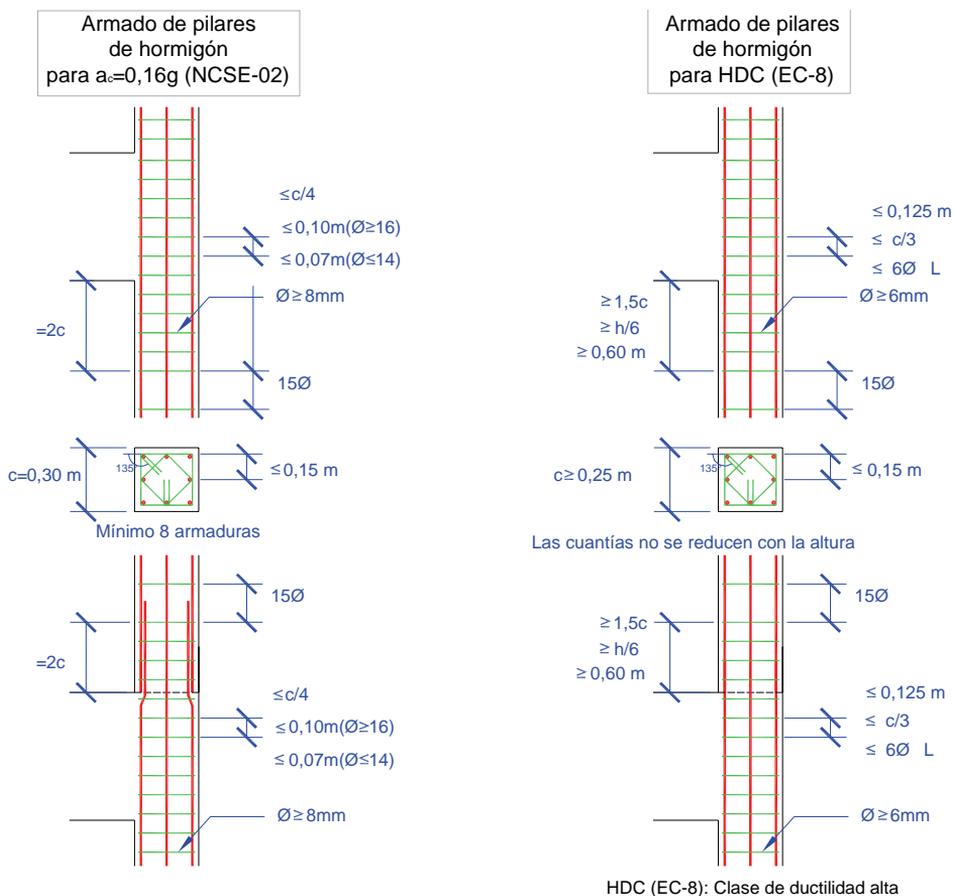


Figura 6.15 Recomendaciones de armado de los pilares según las normas NCSE-02 y EC-8

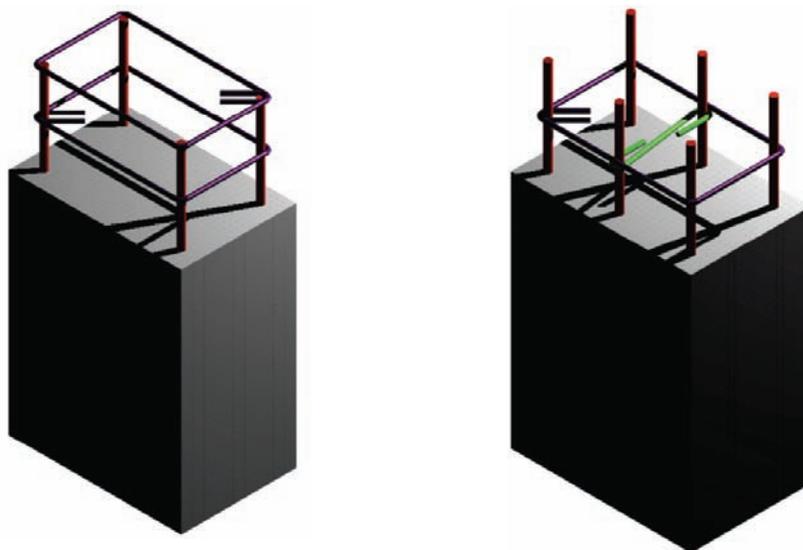


Figura 6.16 Detalles de armadura longitudinal en el que se puede apreciar la orientación de los ganchos a 135° (izquierda) y la presencia de ganchos intermedios (derecha)

6.4.3 Nudos

Las conexiones viga-pilar han de considerarse como zonas críticas en los pórticos sometidos a la acción de fuerzas sísmicas. Dichas fuerzas originan cortantes horizontales y verticales en las caras de los nudos, cuyas magnitudes suelen ser varias veces mayores que las que actúan sobre las vigas y los pilares adyacentes. Los momentos que se producen en las vigas y en los pilares hacen que la armadura longitudinal de ambos elementos se encuentre sometida a tracción en una cara y a compresión en la otra, por lo que debe disponer de la adherencia suficiente para resistir el gradiente de tensión. Por lo tanto, el dimensionamiento de los nudos debe ser muy cuidadoso dada su función de transmitir las cargas desde las vigas hacia los pilares. Existe evidencia del colapso de edificios de hormigón armado durante sismos fuertes debido, fundamentalmente, al fallo de las conexiones viga-pilar.

En la Figura 6.17 se muestra como la acumulación de armadura longitudinal procedente de las vigas y de los pilares que concurren en los nudos, así como del refuerzo transversal de los pilares, puede producir la acumulación de armaduras dentro del núcleo. En algunos casos, es posible que se llegue a la situación extrema en la que dichas armaduras no puedan situarse físicamente dentro del núcleo. También existe la posibilidad de que no se pueda realizar el hormigonado debido al tamaño máximo del árido y que sea necesario ampliar las secciones de los elementos.

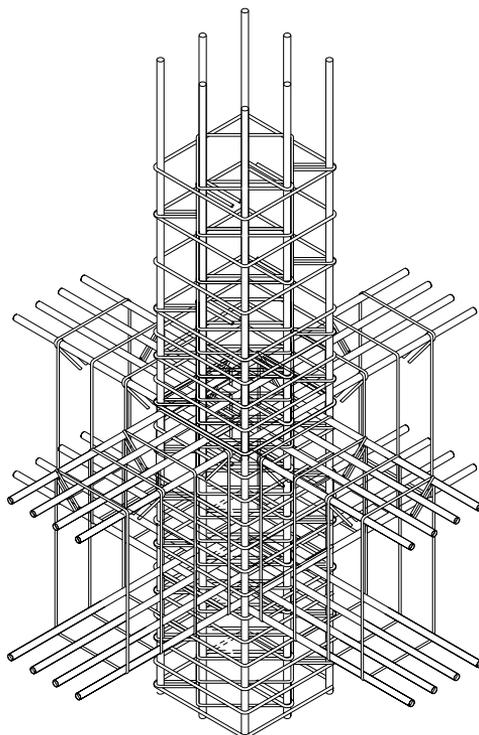


Figura 6.17 Detalle típico de las armaduras en un nudo viga-pilar diseñado para una zona de alta amenaza sísmica

Los criterios usualmente aplicados para proyectar adecuadamente los nudos son los siguientes:

- La capacidad del nudo debe ser, al menos, igual que la demanda existente en la zona de la viga adyacente en la que se prevé que aparezca la rótula plástica.
- El comportamiento del nudo no debe perjudicar la capacidad de los pilares que confluyen al mismo.
- Es necesario que, bajo la acción de sismos moderados, el nudo mantenga su comportamiento dentro del rango elástico.
- La deformación de los nudos no debe contribuir a incrementar el desplome del nivel al que pertenece.
- El refuerzo necesario para garantizar el comportamiento adecuado de los nudos no debe producir dificultades constructivas.

En resumen, el proceso de dimensionamiento tiene como objetivo obtener nudos cuyo comportamiento se mantenga en el rango elástico, sin detrimento del comportamiento de los pilares y vigas adyacentes. El dimensionamiento adecuado se consigue mediante la aplicación simultánea de criterios de comportamiento global y de criterios de armado adecuados para los elementos que convergen en el nudo, a fin de lograr que éste disponga del confinamiento necesario para que se puedan transmitir las fuerzas. Esto es muy importante, debido a la especial atención que prestan las normas a los elementos estructurales en las zonas próximas a los nudos donde, por lo general, se tiene una alta concentración de armaduras tanto longitudinales como transversales.

El mecanismo de transmisión de las fuerzas dentro de las conexiones pilar-viga suele ser poco estudiado y las tensiones que se producen son verificadas pocas veces durante la fase de proyecto, posiblemente por considerarse que los elementos que convergen en los nudos están bien dimensionados y son capaces de resistir eficientemente las cargas. Sin embargo, el colapso de edificios debidamente proyectados, ocurrido durante sismos fuertes durante las dos últimas décadas, han puesto en evidencia la gran importancia del efecto del comportamiento de las conexiones viga-pilar sobre la respuesta global de los edificios.

6.5 VERIFICACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DESEMPEÑO

Seguidamente se aplica el procedimiento de análisis y cálculo de los edificios de esta investigación. Es de hacer notar que el procedimiento contiene recomendaciones basadas en criterios de resistencia y también recomendaciones basadas en desplomes. Las recomendaciones basadas en resistencia son más fáciles de justificar por razones obvias, por ejemplo, para un proyectista el objetivo inicial es que la estructura no falle bajo la acción de cargas de servicio. Sin embargo, la naturaleza de las cargas accidentales hace menos perceptible la necesidad de preservar las estructuras frente al posible colapso, lo cual se consigue mediante el control de los desplomes laterales.

Como ya se indicó anteriormente, las restricciones a los desplomes suelen ser dominantes en el proceso de dimensionado y optimización de las estructuras de hormigón armado, sin embargo, cuando estos procedimientos se efectúan sobre modelos elásticos con fuerzas reducidas para poder representar el comportamiento elasto-plástico, se presenta el inconveniente de que los desplomes laterales deben ser amplificados aplicando los factores de ductilidad global. En el EC-8 el procedimiento es directo, ya que los desplomes se amplifican directamente mediante la ductilidad, a diferencia con el IBC-2003, en donde los desplomes inelásticos son un 70% de los desplomes amplificados por la ductilidad. De acuerdo con los resultados obtenidos al analizar los edificios de esta investigación, se nota que los desplomes son muy pequeños y que al utilizarlos en el cálculo del desplome normalizado Δ y/o del desplome relativo normalizado δ (función de los desplomes laterales y de unas longitudes fijas, que son las alturas de pisos y la

altura total del edificio), se obtienen unos valores de comparación que no superan los valores límite establecidos para los niveles de desempeño.

Entre los casos estudiados, llama la atención que pilares del edificio sometidos a la interacción de fuerzas axiales y momentos muy altos, generalmente satisfacen los criterios de desempeño por desplomes, más no así los criterios de desempeño por resistencia. Esto se ha verificado en algunos pilares en los que ha sido necesario incrementar las dimensiones de las secciones transversales debido a que la cuantía de armadura longitudinal requerida por la combinación normativa de acciones, llegaba a superar la cuantía máxima recomendada.

Otro de los criterios de desempeño considerado en el articulado del EC-8, es el índice de sensibilidad θ , que fija la necesidad o no de contemplar el efecto P- Δ en el análisis de las estructuras.

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10 \quad (6.5)$$

En ésta ecuación, P_{tot} es el peso total de la estructura, d_r es el desplome relativo entre dos niveles consecutivos, V_{tot} es el cortante en la base y h es la altura entre los niveles consecutivos. Por razones de orden metodológico, este índice será comentado en el Capítulo 8, en el cual se presentarán los resultados de un caso de estudio, producto de la aplicación del análisis no lineal.

Capítulo 7

Respuesta sísmica no lineal

7.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los detalles del modelizado, análisis y proceso de la respuesta no lineal de los edificios que constituyen los casos de estudio de la presente investigación. Primeramente se describen las características del programa utilizado en el análisis no lineal, los detalles más relevantes que permiten la composición de los edificios proyectados conforme a las normas sismorresistentes, tanto en lo que respecta a los materiales como a las características propias de este tipo de edificios dúctiles. El modelizado de los materiales permite considerar las características del hormigón armado como material compuesto. Se describen los procedimientos y estrategias aplicados para obtener la respuesta no lineal, tanto por el análisis estático (pushover) como dinámico aplicando acelerogramas. Finalmente, se comenta sobre la obtención de los resultados, específicamente en cuanto al criterio aplicado para obtener el umbral del fallo, basado en el índice de daño.

7.2. ANÁLISIS NO LINEAL DE EDIFICIOS

7.2.1. Generalidades

El análisis no lineal de las estructuras comenzó a aplicarse a principio de la década de 1960 y ha tenido una evolución que ha avanzado conforme han ocurrido avances tecnológicos en los ordenadores. Curiosamente, el motivo de los primeros análisis era el de obtener los valores de los factores de reducción de respuesta, que permitiesen validar los valores propuestos sobre la base de la opinión de expertos en la materia. De más está decir que los modelos iniciales eran muy sencillos,

partiendo desde el modelo elasto-plástico perfecto, que reproduce la respuesta del material mediante dos ramas que diferencian el rango de comportamiento elástico y el plástico.

A medida que se consideró necesario refinar el modelo de manera que permitiese aplicarlo en la obtención de la respuesta bajo cargas cíclicas, comenzaron a aparecer modelos dentro de los que resalta el modelo de Takeda (1970), notable por permitir la reproducción aproximada de la respuesta histerética mediante una relación de comportamiento que se inscribe dentro de los modelos poligonales, debido a que las ramas son definidas mediante rectas en las que se permite incorporar el endurecimiento que aparece una vez que ha ocurrido la plastificación.

Los avances en la reproducción de la respuesta de estructuras mediante ensayos de laboratorio, han hecho necesario que los modelos de comportamiento bajo cargas cíclicas incorporasen características de la respuesta no lineal tales como la degradación de la rigidez, el deterioro de la resistencia y el estrangulamiento de los lazos de histéresis.

Posteriormente han ido apareciendo modelos que han procurado reproducir la respuesta distinta a la forma poligonal, sino siguiendo el patrón de la transición producto del efecto del amortiguamiento viscoso. A este tipo de modelos se le ha clasificado como modelos suavizados, dentro de los que se encuentran el modelo de Wen y Bouc sobre el que ya se ha señalado anteriormente.

Todos estos modelos tienen como elemento común el que requieren de la calibración de los parámetros de ajuste mediante la correlación con la respuesta obtenida de ensayos de laboratorio.

7.3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

7.3.1. Descripción del análisis no lineal usual

Dentro de los procedimientos de análisis de la respuesta no lineal de las estructuras, figura el análisis seudo estático, o análisis incremental de fuerzas. Es importante señalar que este tipo de análisis se ha popularizado debido a que consume menor tiempo en ejecución, provee resultados con un sentido físico de fácil interpretación y en un tiempo razonable de ejecución. En los primeros tiempos el análisis requería que se postulase la ubicación de las rótulas plásticas y que se estableciese la ley de comportamiento de las mismas, lo que simplificaba el procedimiento, pero que sin embargo lo condicionaba fuertemente, ya que el analista ‘postulaba’ de antemano el mecanismo global de fallo del edificio. Como ejemplo, en la Figura 7.1 se muestra la ley de comportamiento contenida en el FEMA 357.

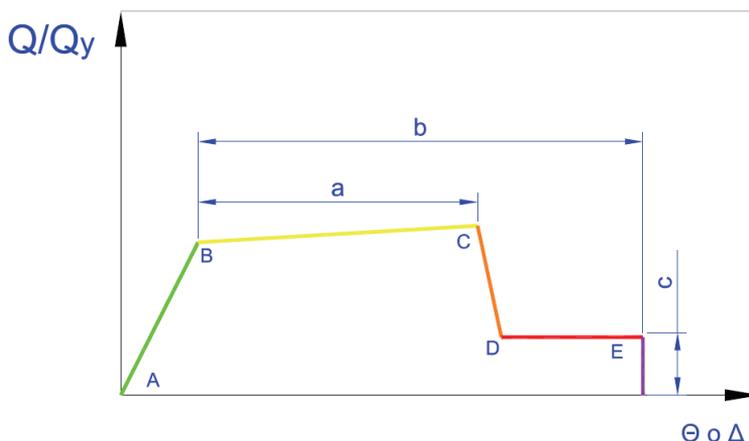


Figura 7.1 Definición típica de rótula plástica de elemento sometido a flexión según FEMA 357

Otro de los grandes inconvenientes que se presentan a la hora de realizar el análisis no lineal de las estructuras es el carácter de la respuesta en el rango plástico, dado que al plastificar la estructura adquiere grandes desplazamientos para incrementos muy pequeños de las fuerzas laterales aplicadas, lo que desde el punto de vista computacional puede conducir a problemas de convergencia de los códigos, que pueden ser de dos tipos:

- Que para la fuerza cortante aplicada no se alcance el fallo.
- Que para la fuerza cortante aplicada se haya sobrepasado el fallo.

Las dos formas de realizar el análisis no lineal son:

- Con control de desplazamientos.
- Con control de fuerzas.

El primer problema tiene una fácil solución si se aplica un incremento al valor de la fuerza cortante, hasta que se alcance el fallo, pero si el incremento es mayor, el problema deriva en uno del segundo tipo, que es cuando la fuerza sobrepasa el cortante último. Para superar este inconveniente, lo que la mayoría de los códigos que permiten efectuar el análisis no lineal lo que procuran es aplicar control de desplazamientos. El control de desplazamientos consiste en aplicar un desplazamiento incremental a los nudos de la estructura, sin embargo esto tiene como consecuencia dos inconvenientes, el primero es que no existe una clara correlación entre los desplazamientos aplicados y el patrón de fuerzas equivalentes que los originan, teniendo que aplicar en muchos casos métodos alternativos que requieren de la adición de nuevos elementos estructurales, tal como puede verse en Anthoine (2006).

Es necesario señalar que otra alternativa usada muy frecuentemente consistente en aplicar una carga variable en el nivel de cubierta del edificio, tiende a producir resultados satisfactorios en cuanto a los desplazamientos últimos, sin embargo tiende a subestimar la capacidad última del edificio, conduciendo a valores de cortante en la base sensiblemente inferiores a los valores calculados mediante el patrón de fuerzas decrecientes con la altura, véase la Figura 7.2. Esto último tiene como explicación el hecho de que al aplicar una fuerza horizontal al nivel de cubierta, se impone un modo de fallo que involucra la formación de mecanismo cinemáticamente inestable en la planta baja, lo que efectivamente produce la subestimación de la capacidad del edificio.

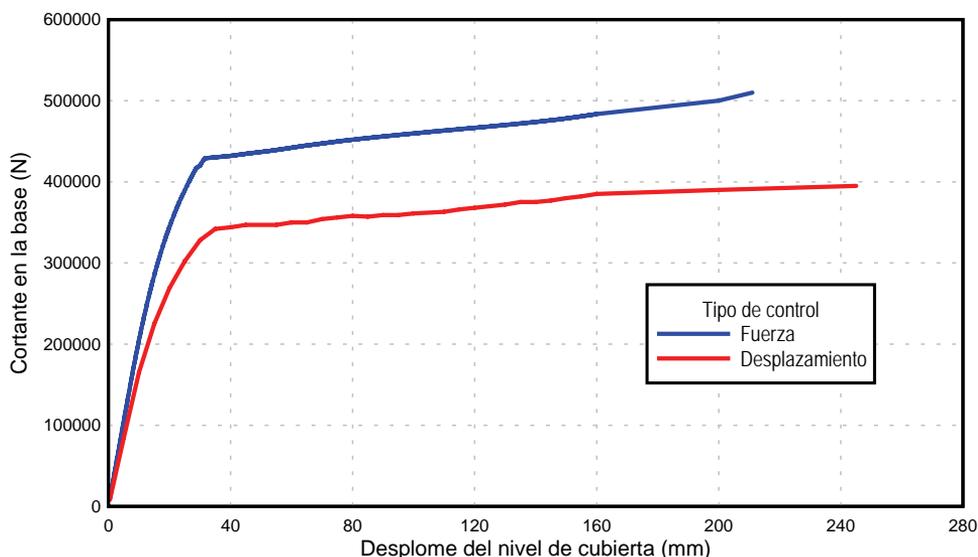


Figura 7.2 Comparación de los resultados obtenidos aplicando control de desplazamientos y control de fuerzas

En resumen, el procedimiento de análisis estático no lineal tiene como ventajas su aplicación sencilla, bajo costo computacional y la disponibilidad de guías para su aplicación (FEMA 357 y ATC 40). Los inconvenientes de este tipo de análisis son: el analista decide el punto de la estructura en el que se forman las rótulas plásticas y la ley de comportamiento generalmente no permite incorporar aspectos como el daño, únicamente el comportamiento plástico, todo esto hace que sea muy difícil determinar un punto muy importante que caracteriza la respuesta no lineal de la estructura: el punto de desplome último, que indica el colapso.

7.3.2. Discretización de los casos de estudio

Como se indicó en el Capítulo 6, en esta investigación se persiguen varios objetivos dentro de la respuesta no lineal de las estructuras de hormigón armado, entre los que se encuentra la comparación de los factores de reserva de resistencia y

de redundancia para los pórticos que componen edificios regulares de alturas variables, clasificando los pórticos conforme a el tipo de carga predominante (pórticos de arriostramiento y pórticos de carga). Para poder modelizar cada uno de éstos pórticos aplicando la técnica de los elementos finitos, es necesario discretizar los pilares y las vigas, de manera que cada elemento resultante conserve características comunes a los tramos que representa. De esta manera, los pilares y las vigas se han discretizado considerando dos tipos de elementos: elementos tipo I, que corresponden a las zonas que se proyectan con confinamiento especial (proximidades de los nudos viga-pilar) y elementos tipo II que corresponden a los tramos centrales de vigas y pilares, en los que los requisitos de armado transversal son menos exigentes. Las longitudes de los elementos tipo I se han determinado conforme a las disposiciones normativas que regulan las zonas críticas, en las que por razones geométricas y mecánicas se forman las rótulas plásticas.

Una de las variables a considerar en el momento de discretizar los pórticos es el tiempo de ejecución, de manera que la discretización sea lo suficientemente buena sin producir tiempos de ejecución muy prolongados. En la se muestra como ejemplo de discretización el caso más sencillo analizado en la presente investigación y que corresponde a los pórticos de carga del edificio de 3 niveles, con tres vanos en las direcciones x e y.

En la se muestra un ejemplo del cálculo de la resistencia a compresión del hormigón confinado, para un pilar cuyas dimensiones y armado se muestran en la misma figura.

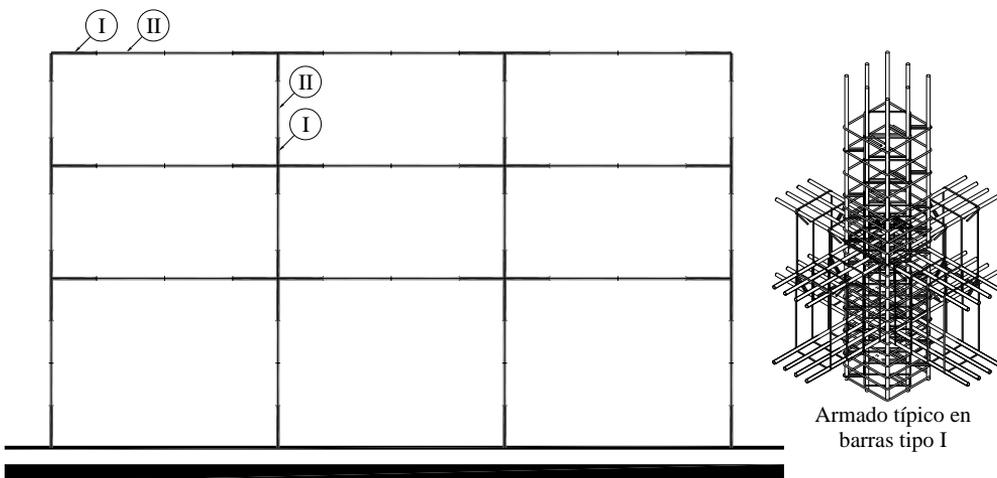


Figura 7.3 Tipos de elementos considerados en la discretización de los pórticos

En la Figura 7.3 se muestran los tipos de barras considerados en la discretización, dependiendo del grado de confinamiento prescrito por norma. En esta figura, las líneas de color gris oscuro representan a los elementos tipo I, mientras que las

líneas gris claro representan a los elementos tipo II; los números en azul representan los nudos y los de color rojo representan los elementos.



Figura 7.4 Discretización típica de pórtico de carga

Una vez efectuada la discretización de la estructura en diferentes tipos de elementos, se requiere la discretización de éstos en rebanadas de materiales compuestos, lo que va a permitir definir las características del armado correspondiente a cada uno de los casos de estudio, proyectados según las normas de proyecto sismorresistente. Lo primero que se necesita son las dimensiones de la sección transversal, el armado longitudinal y transversal de cada uno de los elementos. En la Figura 7.5 se muestra un resumen de las secciones transversales de los elementos correspondientes al edificio discretizado, mostrado en la Figura 7.4.

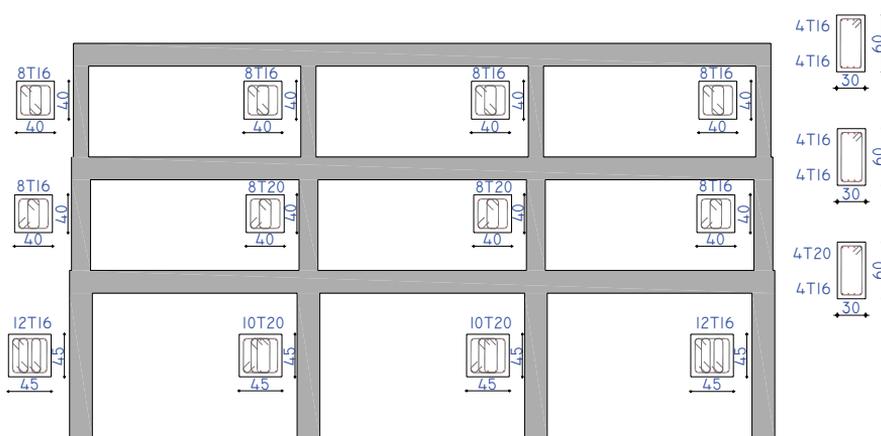


Figura 7.5 Detallado del acero longitudinal de los pilares y vigas, por nivel y tramo

Con los detalles de las secciones es posible efectuar la discretización de cada elemento subdividiéndolos en franjas cuyo espesor permita la ubicación del refuerzo longitudinal. Con la distribución resultante es posible determinar la proporción de los materiales que integran cada franja del compuesto, ver Figura 7.6.

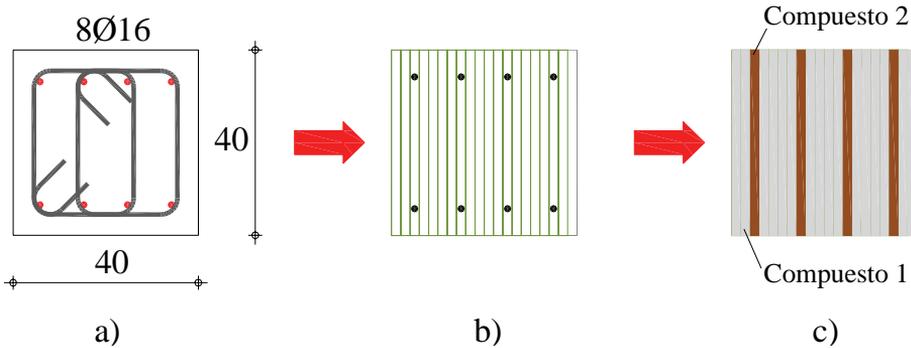


Figura 7.6 Discretización de las secciones de los elementos

7.3.3. Determinación de la resistencia del hormigón confinado

Conforme se ha venido explicando, los pórticos de los edificios están formados por elementos que se encuentran definidos por tramos con diferente confinamiento, por tanto es necesario disponer de los valores de la resistencia a compresión del hormigón considerando el efecto beneficios que sobre esta tiene el confinamiento suministrado por las armaduras.

La resistencia a compresión del hormigón confinado supera a la resistencia nominal del hormigón, obtenida del ensayo a compresión de probetas sin armaduras, por tanto sin confinamiento. Existe un procedimiento, propuesto por Mander *et al.* (1998) que permite estimar de forma aproximada el valor de la resistencia del hormigón confinado, partiendo de las propiedades geométricas (dimensiones de la sección, dimensiones de la zona confinada, área de refuerzo transversal) y mecánicas (resistencia nominal del hormigón, tensión de plastificación del acero) que caracterizan la sección. La expresión general, aplicable a pilares y vigas, es:

$$f'_{cc} = \left(-1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94}{f'_c} f'_1 - \frac{2 \cdot f'_1}{f'_c}} \right) \cdot f'_c \quad (7.1)$$

En la ecuación anterior, es la resistencia del hormigón confinado, es la resistencia nominal del hormigón y es un parámetro que contiene el grado y calidad del confinamiento, el cual debe calcularse para secciones rectangulares y secciones cuadradas con armadura con distribución asimétrica, para cada una de las direcciones de la sección transversal, según:

$$f'_{li} = K_e \cdot \rho_i \cdot f_{yi} \quad \text{Con } i=x, y \quad (7.2)$$

Siendo K_e el coeficiente de efectividad de confinamiento, cuyo valor recomendado para secciones rectangulares y cuadradas es de 0,75. ρ_i es la relación que hay entre la sección de acero dividida por el área del núcleo confinado del pilar o de la viga. Es importante indicar que el área de acero transversal se calcula mediante un plano transversal a la dirección analizada. Finalmente f_{yi} , es la tensión de plastificación del acero transversal, que es generalmente la misma para cada una de las direcciones analizadas.

En la Figura 7.7 se muestra el resumen de los cálculos para la determinación del valor de la resistencia a compresión correspondiente a la sección transversal del pilar exterior de planta baja del edificio de tres niveles, mostrado en la Figura 7.5. Nótese la diferencia de valores correspondientes a la zona confinada y a la zona sin confinar.

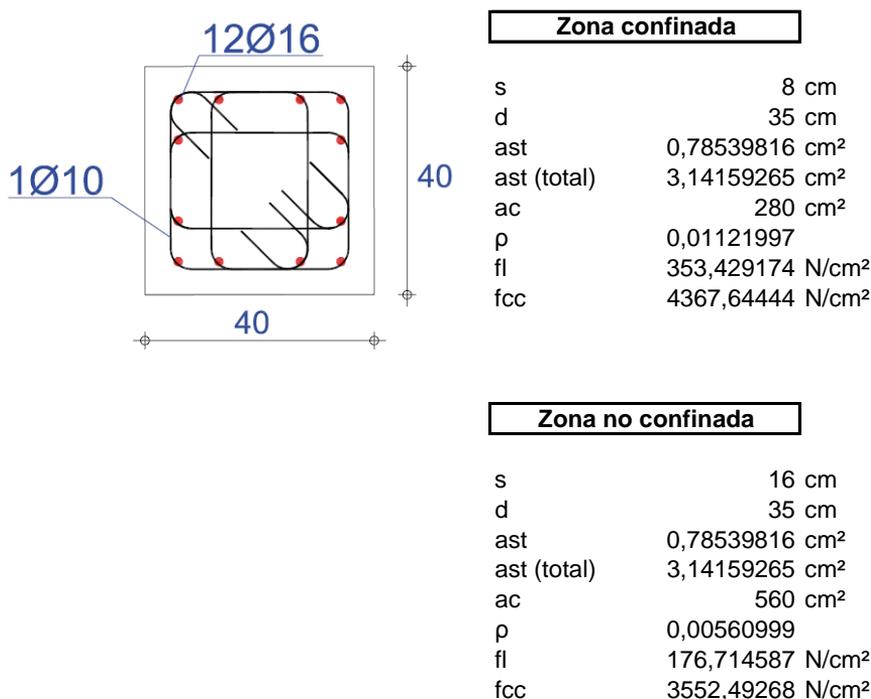


Figura 7.7 Determinación de la resistencia del hormigón confinado

7.3.4. Cargas por gravedad

En el cálculo de las cargas por gravedad se aplican los criterios contenidos en el , de manera que se deben incluir las cargas por peso propio de la estructura (pilares y

vigas de carga y arriostramiento, por peso propio de los elementos secundarios y no estructurales como son forjados, cerramientos, entre otros, además de un porcentaje de la sobrecarga de uso, denominada carga variable o carga viva en otros códigos. En las Tabla 7.3 se muestran las cargas utilizadas en el cálculo de las fuerzas de los nudos de un pórtico exterior.

Tabla 7.1. Cargas en nudo externo en nivel 1

Nudo externo		
Nivel	Tipo de carga	Carga (N)
1	PP viga de carga	13500,00
	PP viga de arriostramiento	7812,50
	CP	15000,00
	CV	48750,00
	Total:	85062,50
	PP columnas	18984,38

Tabla 7.2. Cargas en nudo externo nivel 2

Nudo externo		
Nivel	Tipo de carga	Carga (N)
2	PP viga de carga	13500,00
	PP viga de arriostramiento	7812,50
	CP	15000,00
	CV	48750,00
	Total:	85062,50
	PP columnas	15187,50

Tabla 7.3. Cargas en nudo externo nivel 3

Nudo externo		
Nivel	Tipo de carga	Carga (N)
3	PP viga de carga	13500,00
	PP viga de arriostramiento	7812,50
	CP	7500,00
	CV	37500,00
	Total:	66312,50
	PP columnas	6000,00

En la siguiente tabla, se resumen los resultados de distribuir las cargas en todos los nudos del pórtico, obtenidas aplicando el criterio de las áreas contribuyentes, que dependen de la longitud de los elementos y de las luces de los vanos.

Tabla 7.4. Resumen de cargas nodales de pórtico externo del edificio de 3 niveles y 3 vanos

Portico externo					
nivel 1		nivel2		nivel 3	
Nudo	Carga (N)	Nudo	Carga (N)	Nudo	Carga (N)
5	70021,88	8	66225,00	11	45787,50
45	127593,75	54	127593,75	63	99468,75
46	153112,50	55	153112,50	64	119362,50
47	255187,50	56	255187,50	65	198937,50
16	223134,38	19	219337,50	22	165150,00
48	255187,50	57	255187,50	66	198937,50
49	306225,00	58	306225,00	67	238725,00
50	255187,50	59	255187,50	68	198937,50
27	223134,38	30	219337,50	33	165150,00
51	255187,50	60	255187,50	69	198937,50
52	153112,50	61	153112,50	70	119362,50
53	127593,75	62	127593,75	71	99468,75
38	70021,88	41	66225,00	44	45787,50

En esta investigación se plantea un método alternativo, en el que se aplica un índice de daño para determinar los valores de los umbrales de desplazamientos para que se produzca el fallo, basado en control de fuerzas.

7.3.5. Índice de daño global de la estructura

Es necesario comenzar explicando la procedencia del índice de daño aplicado como criterio de desempeño. El índice de daño aplicado es el planteado por Hanganu et al. (2002), que está planteado en términos propios del ámbito de los elementos finitos, apropiado para la implementación en el código del programa PLCd (1991).

Es importante indicar que en la literatura se han encontrado varios tipos de índice de daño, los cuales guardan semejanzas unos con otros, distinguiendo entre los índices de daño local, que se refieren al daño a microescala y los índices de daño global, que consideran el daño a macroescala, tal como es el caso del índice aplicado en esta investigación. Seguidamente se plantea su formulación.

Del equilibrio energético de un sólido, se tiene que la energía libre de Helmholtz está expresada como:

$$\psi = (1 - d) \cdot \psi_0 \quad (7.3)$$

Donde, es la energía libre actualizada, es la variable de daño y la energía libre de Helmholtz inicial.

La energía potencial en un volumen definido está dada por:

$$W_P = \int_V \rho_0 \psi dV \quad (7.4)$$

Sustituyendo la expresión de la energía libre, queda:

$$W_P = \int_V \rho_0 (1-d) \psi_0 dV \quad (7.5)$$

Definiendo la energía elástica ficticia como:

$$W_P^0 = \int_V \rho_0 \psi_0 dV \quad (7.6)$$

Lo cual permite integrar en el dominio el daño en el elemento o estructura:

$$\int_V (1-d) dV = (1-D) \quad (7.7)$$

Reordenando términos:

$$W_P = (1-D) \cdot W_P^0 \quad (7.8)$$

Y despejando el índice global de daño:

$$D = 1 - \frac{W_P}{W_P^0} \quad (7.9)$$

Para finalmente efectuar el planteamiento dentro del ámbito de los elementos finitos:

$$D = 1 - \frac{\sum_e \mathbf{a}^T \int_{V(e)} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV}{\sum_e \mathbf{a}^T \int_{V(e)} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}^0 dV} \quad (7.10)$$

Donde \sum_e denota sumatoria entre un número finito de elementos, \mathbf{a} es el vector nodal de desplazamientos, \mathbf{B} es la matriz de deformaciones, $V(e)$ es el volumen de cada elemento, $\boldsymbol{\sigma}$ es el vector actualizado de esfuerzos y $\boldsymbol{\sigma}^0$ es el vector de esfuerzos para las propiedades iniciales del material.

El significado físico de D puede interpretarse como la pérdida de la rigidez inicial de la estructura o elemento estructural. Es comúnmente aceptado que el comportamiento no lineal del hormigón sea modelado aplicando la teoría del daño,

donde éste es asociado con la pérdida de área resistente de la sección de hormigón producto de la propagación macroscópica de fisuras.

A partir de la respuesta estática no lineal obtenida mediante la aplicación de técnicas de elementos finitos, se obtiene la expresión idealizada bilineal de la Figura 7.8, que tiene un segmento representativo del comportamiento elástico que va desde el origen hasta el valor que corresponde al 75% del cortante máximo en la base, Park (1988). Para obtener la segunda recta, que representa la rama de comportamiento plástico, ha sido necesario encontrar la intersección de este segmento con uno horizontal, correspondiente al valor máximo del cortante en la base. Mediante este procedimiento de compensación se logra garantizar que la energía disipada por el sistema modelizado y el ideal sean iguales (Figura 7.8).

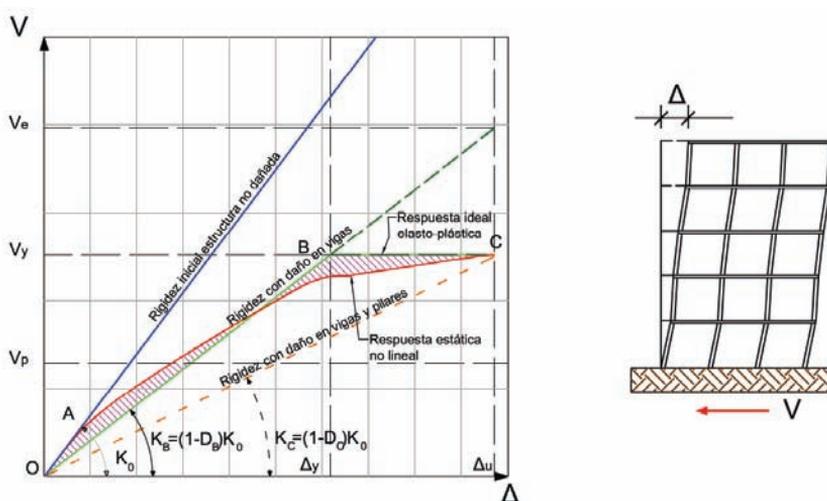


Figura 7.8 Esquema para la determinación del índice de daño de un elemento estructural

Del análisis no lineal interesan dos coeficientes que caracterizan la calidad de la respuesta sismorresistente de los edificios. La primera de éstas es la ductilidad estructural, definida según Barbat *et al.* 2007, como:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (7.11)$$

Y que se calcula a partir de los valores del desplome de plastificación Δ_y , y del desplome último Δ_u , de la curva de capacidad idealizada que aparecen en la Figura 7.8.

También resulta interesante comparar los valores del de cortante V_p de proyecto en la base, con el coeficiente de cortante V_y de plastificación en la base,

ambos también representados en la Figura 7.8. La relación entre ambas fuerzas cortantes define la reserva de resistencia del edificio, R_R

$$R_R = \frac{V_y}{V_p} \tag{7.12}$$

Para efectos de proyecto, la reserva de resistencia R_R representa una especie de factor de seguridad.

El comportamiento no lineal del hormigón puede modelizarse aplicando la teoría del daño, lo que permite asociar este fenómeno con la pérdida de área resistente de la sección de hormigón resultado de la propagación macroscópica de fisuras. El índice global de daño es una combinación apropiada de los índices de daño calculados para cada sección transversal de los elementos que forman la estructura.

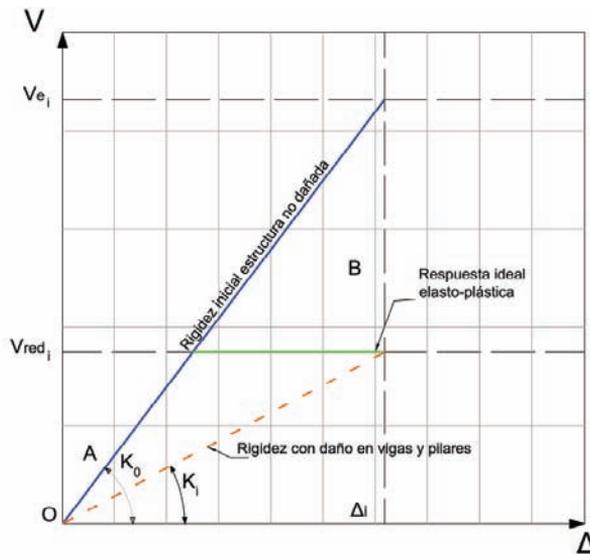


Figura 7.9 Relación entre los cortantes elástico y reducido que permite definir el índice de daño

El índice de daño D_i (Oller *et al.* 1996 y Hanganu *et al.* 2002), se define como una relación en un instante i de la fuerza cortante reducida de la estructura dañada V_{red_i} y la que tendría en el supuesto de que mantuviese elástica V_{e_i} , que se muestran en la Figura 7.9

$$D_i = 1 - \frac{V_{red_i}}{V_{e_i}} = 1 - \frac{K_i \cdot \Delta_i}{K_0 \cdot \Delta_i} \neq 1 - \frac{K_i}{K_0} \tag{7.13}$$

donde K_i es la rigidez de la estructura en el estado actual y K_0 es la rigidez de la estructura antes de que ocurra la primera plastificación de cualquiera de sus elementos (Figura 7.9). Éste índice permite aplicar el procedimiento de control de fuerzas en la determinación de la curva de capacidad, ya que el desplome último Δ_u se alcanza para un valor de daño predeterminado.

7.3.6. Proceso de análisis de los casos de estudio

Como ya se mencionó anteriormente, la aplicación del análisis no lineal con control de fuerzas presenta el inconveniente de que el análisis numérico puede no converger, proporcionando resultados cuyos valores se encuentren lejos del comportamiento real de la estructura. Para vencer este obstáculo, se ha elaborado un algoritmo de análisis que permite aprovechar las ventajas de los resultados de la aplicación del control de fuerzas, pero sin perder la precisión en el cálculo de los desplazamientos laterales. Con esta combinación de resultados se asegura que los mismos serán adecuados para la caracterización posterior de la respuesta no lineal de cada uno de los casos, ya que se necesitan tanto los desplazamientos como las fuerzas en los puntos en los que se alcanza la plastificación y el colapso de la estructura.

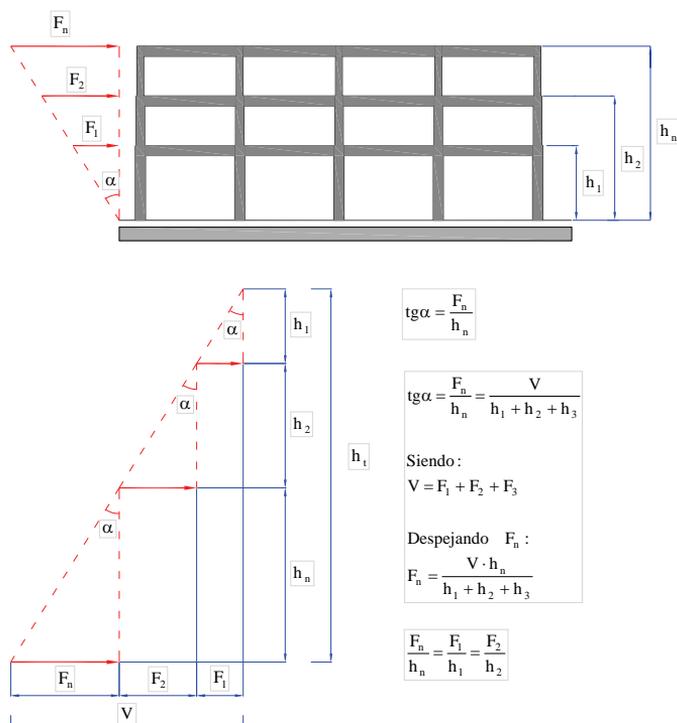


Figura 7.10 Determinación de la fuerza cortante en la base

Determinación de las fuerzas de nivel

Para calcular las fuerzas de piso que equivalen a las fuerzas sísmicas aplicadas, se aplica el siguiente procedimiento, basado en la distribución creciente con la altura. El procedimiento es corresponde a obtener la respuesta trabajando con control de fuerzas. Para esto, se parte de un valor prefijado del cortante en la base, para el cual un buen inicio suele ser el cortante de proyecto, que se supone es inferior al cortante máximo del pórtico. Con el valor inicial del cortante se calcula primero la fuerza aplicada en el nivel de cubierta, calculada aplicando simple relación de triángulos; posteriormente el resto de las fuerzas de nivel se calculan de forma proporcional a la fuerza del nivel de cubierta, ver Figura 7.10.

Una vez que se han determinado las fuerzas sísmicas por cada nivel, se aplica el análisis de los pórticos, que han sido previamente sometidos a las cargas de gravedad concentradas en los nudos. A partir de este momento, la respuesta del edificio irá indicando si la fuerza cortante basal considerada en el paso inicial produce desplazamientos cuyas magnitudes hacen que se alcance un valor del índice de daño que haga suponer que el pórtico es incapaz de soportar ningún otro paso de carga, por muy pequeño que éste sea. Los valores obtenidos en sucesivos análisis de pórticos, aplicando tanto el control por desplazamientos, como el control por fuerzas indica que para valores de daño superiores a 0,80, se está alcanzando el umbral del colapso. Esto quiere decir que la estructura aún se puede seguir desplazando, sin embargo el colapso es inminente.

Para ilustrar el procedimiento iterativo se muestra la Figura 7.11. En la puede verse que el valor del cortante en la base es muy pequeño, tal como ocurre en el caso para el que se selecciona un valor próximo al del cortante de proyecto. Lógicamente, el análisis converge ya que hay una relación prácticamente lineal (aunque en realidad ya se han podido aparecer las primeras rótulas plásticas) el máximo desplazamiento es pequeño y el índice de daño también lo es (no alcanza el valor de 0,30).

A medida que se continúa con el proceso iterativo, el cortante en la base se incrementa, hasta alcanzar un valor que por ser muy alto (ver Figura 7.11) no permite la convergencia del análisis. En este punto, se han alcanzado, posiblemente, desplazamientos más grandes que los correspondientes a la primera iteración, sin embargo al verificar el índice de daño, éste no ha alcanzado un valor satisfactorio. El paso siguiente consistirá en disminuir el valor del cortante en la base, recalculando las fuerzas de piso y efectuar un nuevo análisis. El resultado indicará si es necesario incrementar o disminuir el cortante en la base en este nuevo ciclo, o si por el contrario, el índice de daño señala que se ha alcanzado el umbral del colapso, concluyendo en este paso el proceso de análisis.

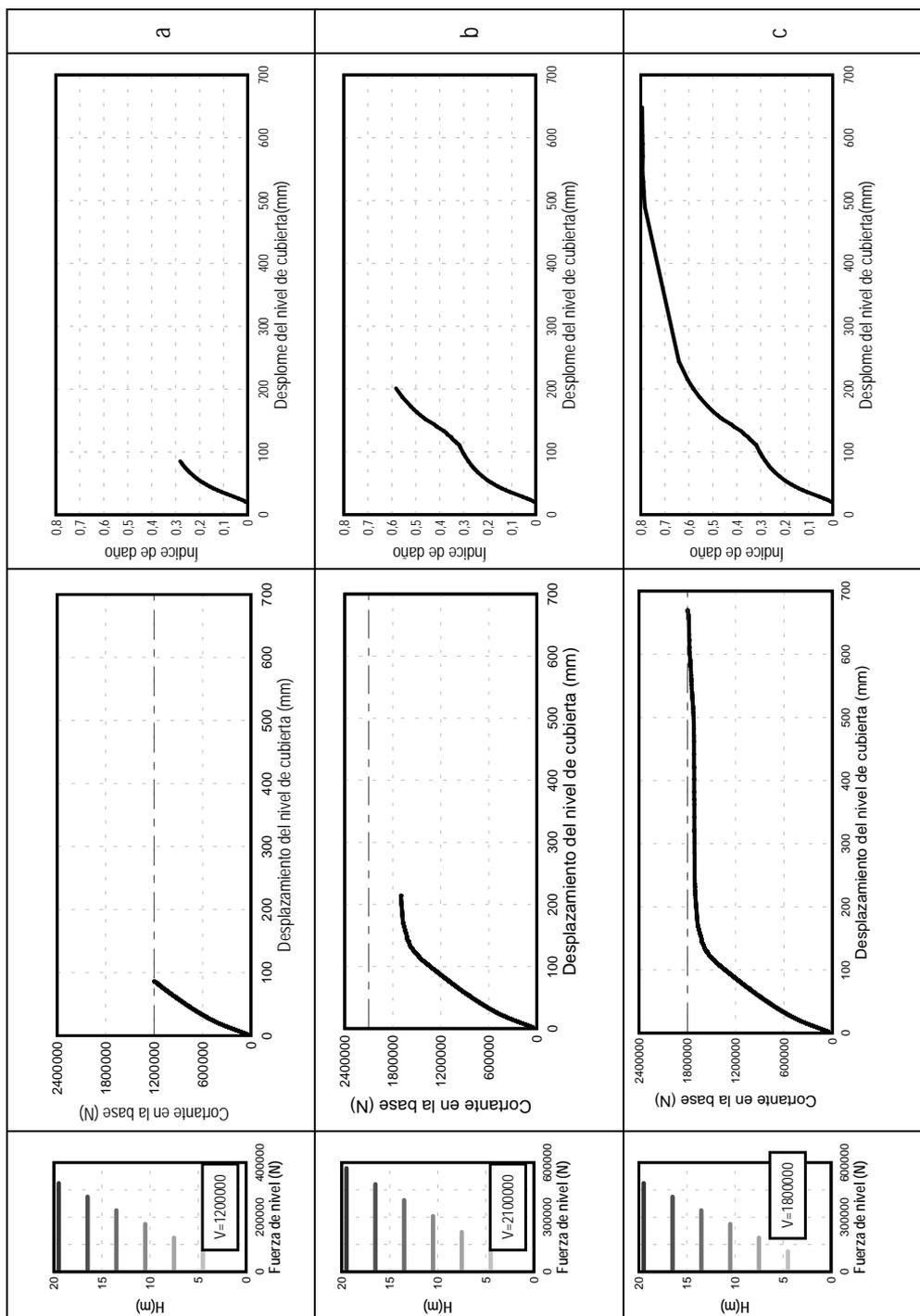


figura 7.11 Procedimiento iterativo para la obtención de la curva de capacidad utilizando método de control de fuerza e índice de daño a) Valor de cortante demasiado bajo, b) valor de cortante demasiado alto y c) Valor de cortante en el umbral de colapso

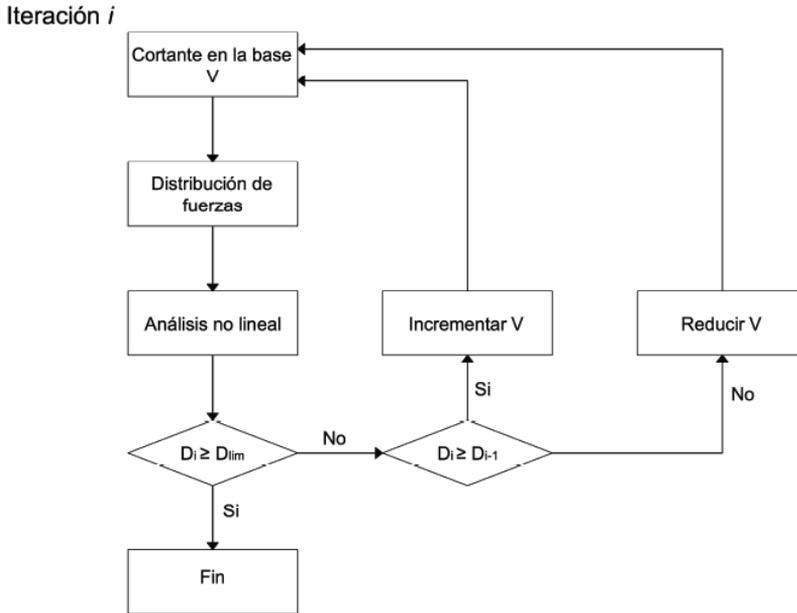


Figura 7.12 Flujograma del procedimiento de análisis estático no lineal con control de fuerzas (auxiliado mediante el índice de daño)

En la Figura 7.12 se muestra el flujograma que contiene el procedimiento propuesto para la determinación de la curva de capacidad con control de fuerzas, en el que se debe resaltar la aplicación del criterio del índice de daño en la determinación del desplome último, que indica la culminación del procedimiento.

Otro problema que es frecuente es el del tiempo de ejecución del análisis. Puede que se plantee como solución al problema de la convergencia la subdivisión de 'n' incrementos de carga a las fuerzas de nivel, lo que permitiría que con un valor de cortante basal muy alto, se alcance la convergencia del análisis en un paso temprano, a costa de un incremento en el tiempo de ejecución. Para optimizar este proceso, se han aplicado incrementos de carga que son mayores en el tramo en el que la respuesta se mantiene 'elástica', procediendo a reducir los valores de los incrementos de carga hacia el tramo comprendido entre la plastificación y el colapso, de esta manera la solución converge más rápidamente. En la Figura 7.13 se muestra la discretización típica del valor del cortante en la base para calcular la curva de capacidad, aplicando la estrategia de optimización del tiempo de ejecución del análisis.

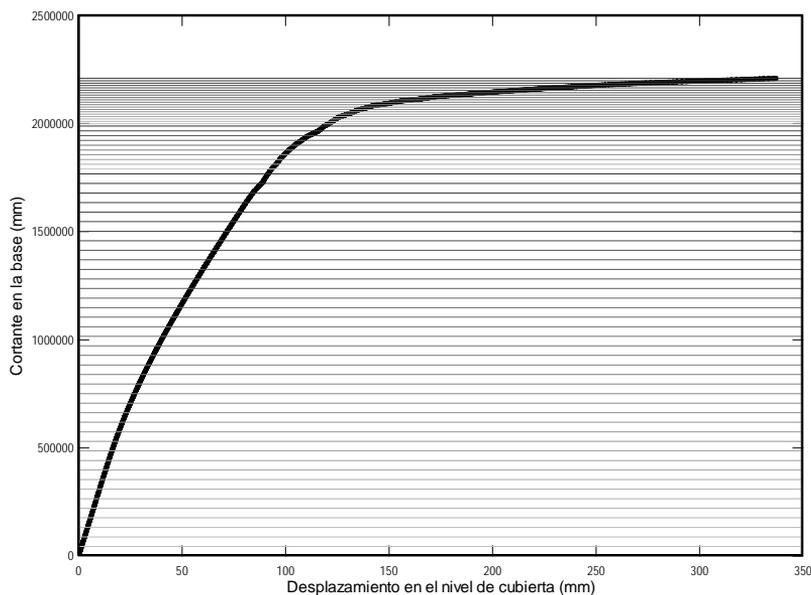


Figura 7.13 Discretización del cortante en la base para obtener la curva de capacidad

En la Tabla 7.5 se resumen las iteraciones realizadas para efectuar el análisis no lineal estático del pórtico de arriostramiento del edificio de 3 niveles con 3 vanos en dirección *x*. Es necesario señalar que en la iteración 8 se alcanza satisfacer el criterio de convergencia, consistente en un 95% de daño global de la estructura, que se acepta como umbral del colapso.

Tabla 7.5. Proceso iterativo en la determinación de la curva de capacidad con control de fuerza

Iteración (i)	Cortante en la base (N)	Fuerza de nivel (N)			Desplazamiento en el nivel de cubierta (mm)	Daño global (%)
		3	2	1		
1	960000,00	448000,00	320000,00	192000,00	102,32	83,46
2	570000,00	266000,00	190000,00	114000,00	80,58	75,43
3	720000,00	336000,00	240000,00	144000,00	97,59	81,30
4	600000,00	280000,00	200000,00	120000,00	136,81	90,42
5	588000,00	274400,00	196000,00	117600,00	177,91	93,00
6	582694,00	271923,87	194231,33	116538,80	192,08	93,07
7	583000,00	272066,67	194333,33	116600,00	207,20	94,20
8	582200,00	271693,33	194066,67	116440,00	242,23	95,80

En la Figura 7.14 en línea gruesa se muestra la curva de capacidad resultante del análisis, mientras que las líneas más finas representan la evolución del cortante en cada uno de los apoyos del pórtico.

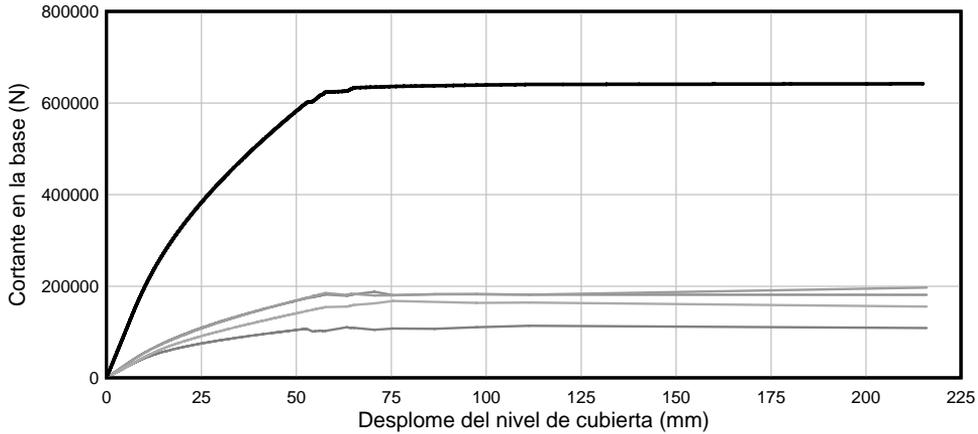


Figura 7.14 Curva de capacidad calculada para cada uno de los extremos de los pilares y curva de capacidad del pórtico

7.4. VALIDACIÓN DEL ANÁLISIS NO LINEAL

Con la finalidad de validar el procedimiento de aplicación del programa de elementos finitos en la obtención de la respuesta estática no lineal con control de fuerzas, se estudian dos casos publicados, que disponen de suficiente información que ha permitido modelizarlos adecuadamente. Se trata de la respuesta dinámica no lineal sobre la que se ha trazado la envolvente (curva de capacidad) y un segundo caso de un edificio experimental al que se le han aplicado fuerzas laterales pseudo-estáticas.

7.4.1. Caso 1: pórtico regular de tres niveles

El primer caso utilizado para la validación del código y del procedimiento de obtención de la curva de capacidad, consiste en un edificio regular de hormigón armado de tres niveles, proyectado para comportamiento dúctil bajo (Han *et al.* 2004).

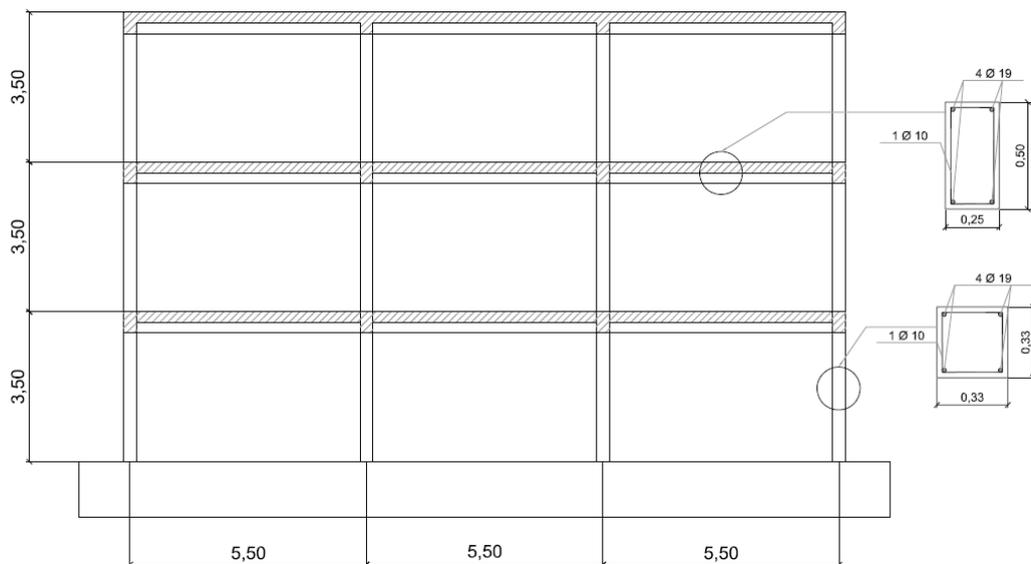


Figura 7.15 Geometría general y secciones transversales del pórtico de 3 niveles

El edificio consta de tres vanos de igual longitud. Las alturas de los niveles son constantes. En la Tabla se muestran los datos geométricos y mecánicos del edificio.

Tabla 7.6. Características mecánicas de los materiales del pórtico de 3 niveles

Características de los materiales del pórtico	
Material	Valor
Hormigón	23,5 MPa
Acero de refuerzo	392 Mpa

En la Figura 7.16 se muestra el resultado obtenido, graficado junto con la respuesta no lineal dinámica del edificio, sobre la que se ha trazado la envolvente, que se aproxima a la curva de capacidad del pórtico.

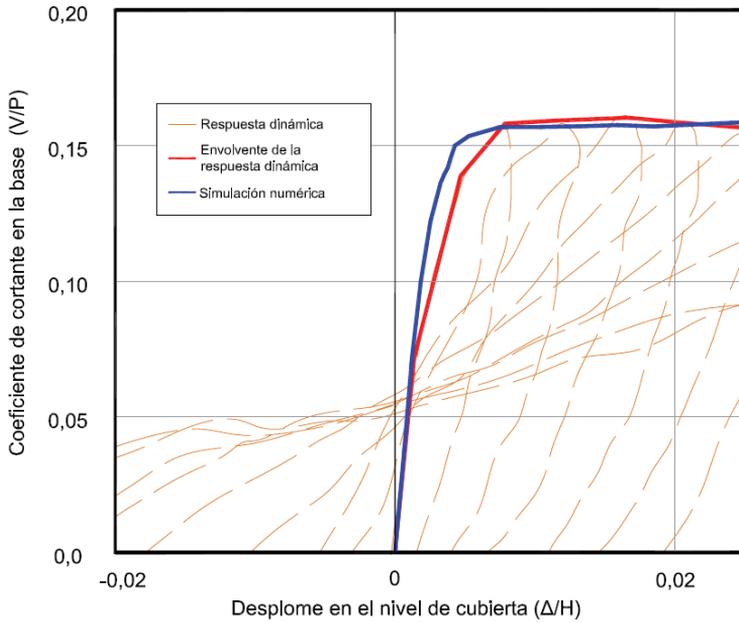


Figura 7.16 Comparación entre la respuesta no lineal y la curva envolvente de la respuesta dinámica no lineal del edificio de hormigón armado de tres niveles

En cuanto a la diferencia entre los valores de los cortantes obtenidos mediante la simulación numérica y de los resultados experimentales dinámicos, se verifica lo afirmado en el apartado 5.2.4, de que la aplicación de cargas cíclicas tiende a incrementar la fuerza cortante máxima o resistencia máxima del edificio.

7.4.2. Caso 2: pórtico regular de 6 niveles

El siguiente caso utilizado para la validación del programa y del procedimiento, consiste en un pórtico regular de hormigón armado de seis niveles, modelado a escala 1:5,5 (Lu, 2002). Este edificio tiene las propiedades geométricas y mecánicas que se muestran en las Tablas 7.7 y 7.8, respectivamente.

Tabla 7.7. Características de los materiales del pórtico de 3 niveles

Características de los materiales del pórtico		
Material	Tipo	Valor
Hormigón	C20	20 MPa
Acero longitudinal	S400	400 Mpa
Acero transversal	S220	220 Mpa

Tabla 7.8. Características geométricas de las secciones del pórtico de 3 niveles

Nivel	Dimensiones de pilares		Cuantía mecánica de acero (%)	Dimensiones de vigas		Cuantía mecánica de acero (%)
	Real (mm)	Modelo (mm)		Real (mm)	Modelo (mm)	
1	600x600	110x110	1,87	400x500	73x91	0,91
2	500x500	91x91	1,37	400x500	73x91	0,91
3	450x450	82x82	1,68	400x450	73x82	1,02
4	450x450	82x82	1,68	400x450	73x82	1,02
5	350x350	64x64	2,76	350x400	64x73	1,32
6	350x350	64x64	2,76	350x400	64x73	1,32

El proyecto de las secciones, se ha efectuado para producir una estructura de ductilidad intermedia, de manera que se cumple con requisitos especiales en el detallado de las secciones. Para efectuar la simulación numérica, se han utilizado los datos correspondientes al modelo experimental a escala, aplicando sobre el modelo numérico el procedimiento para la obtención de la curva de capacidad explicado en el apartado 7.3.6 de este capítulo.

En la Figura 7.17 se muestra una vista en alzado del pórtico analizado con los datos de su geometría general (las dimensiones están a escala)

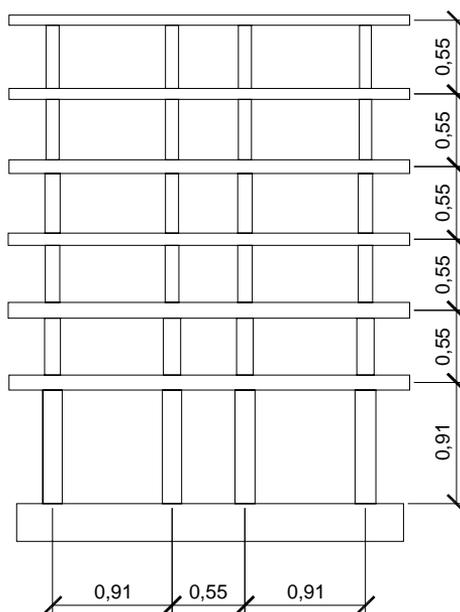


Figura 7.17 Geometría general del pórtico analizado

En la Figura 7.18 se muestra la curva de capacidad obtenida de acuerdo con la simulación numérica, la cual se ha graficado junto a la curva de capacidad obtenida de aplicar cargas laterales al pórtico a escala. Puede notarse que ambas curvas muestran unas formas bastante aproximadas, desde el punto de vista global, debiendo resaltarse las diferencias que existen entre la rama elástica de ambos casos y del valor máximo del cortante, sin embargo esta diferencia es de apenas un 6%. De igual forma, es evidente la proximidad que existe entre los puntos de plastificación obtenidos en la simulación numérica y en el ensayo experimental.

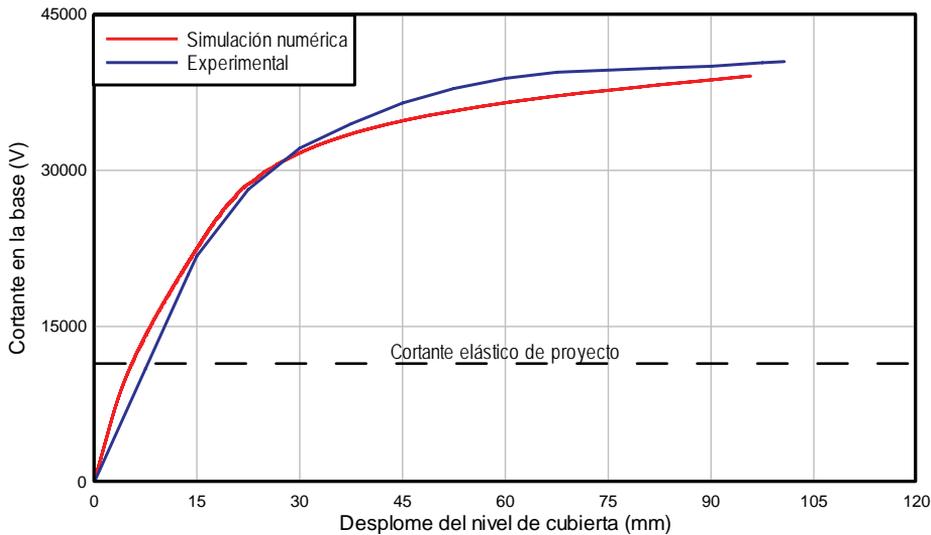


Figura 7.18 Comparación de las curvas de capacidad obtenidas de forma experimental y mediante simulación numérica

Es importante también lograr establecer las similitudes que existen entre los mecanismos de fallo tanto de la estructura a escala como del modelo numérico. En ambos casos se observa, véase Figura 7.19, que se presenta un mecanismo global de viga débil-pilar fuerte, que es un mecanismo común para la altura del pórtico y bajo las condiciones de proyecto (ductilidad intermedia). Este mecanismo de fallo implica que las rótulas plásticas se ubican en los tramos de las vigas próximos a los nudos, en las zonas cuyo confinamiento procura evitar el fallo frágil. De la Figura 7.19 se nota la similitud que existe entre las zonas agrietadas del pórtico del modelo experimental, con la concentración del daño en los elementos del pórtico de la simulación numérica, por lo que puede considerarse que el modelo numérico permite obtener una buena aproximación a la respuesta no lineal de pórticos regulares de hormigón armado.

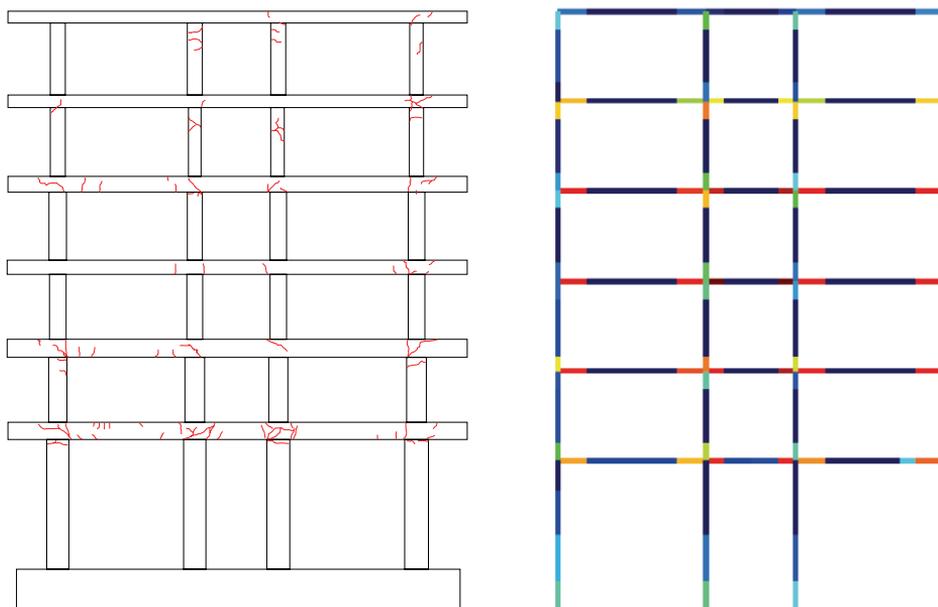


Figura 7.19 Comparación de la concentración del daño entre el edificio sometido a cargas laterales y la simulación numérica

7.5. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

El análisis dinámico no lineal se aplica de forma complementaria al análisis estático no lineal, con la finalidad de verificar los valores del cortante en la base y del desplome máximo que permite definir el umbral de colapso. El análisis dinámico se ha realizado sobre un pórtico por edificio por cada una de las alturas contempladas en este trabajo. Se han aplicado excitaciones mediante acelerogramas y mediante una señal sinusoidal. Entre los acelerogramas aplicados se han seleccionado dos registros, uno correspondiente al terremoto de Friuli, Italia (1976) mostrado en la Figura 7.20 y el otro del terremoto de Chi-chi, Taiwan (1999) mostrado en la Figura 7.21.

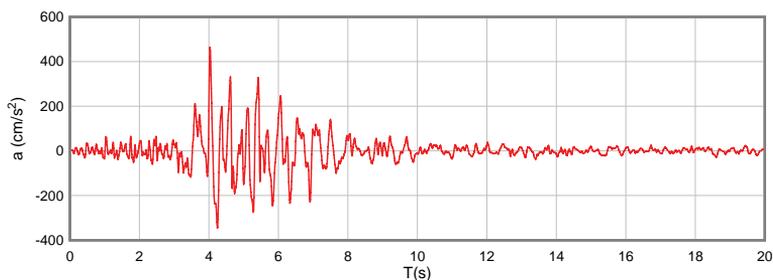


Figura 7.20 Acelerograma del terremoto de Friuli (1976)

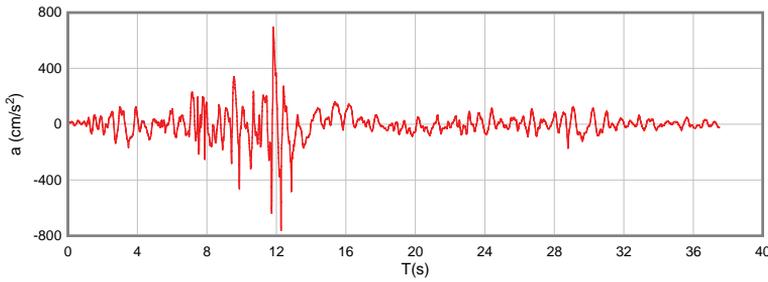


Figura 7.21 Acelerograma del terremoto de Chi-chi (1999)

Los acelerogramas corresponden a registros en roca y han sido corregidos mediante la aplicación del programa Seissoft.

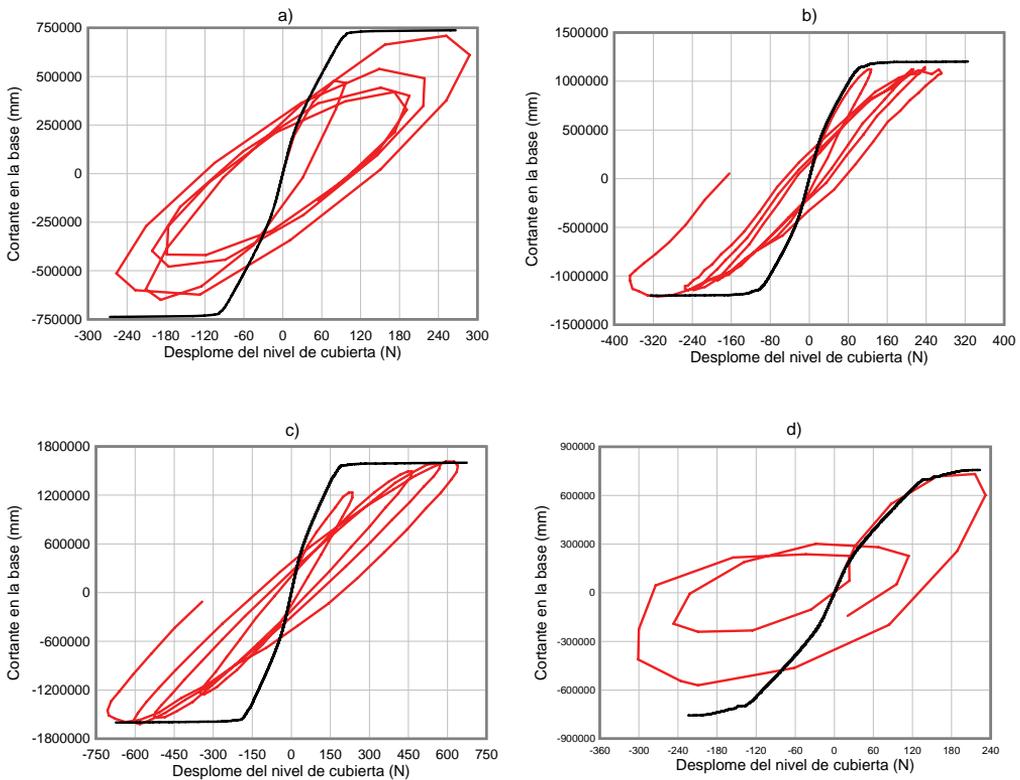


Figura 7.22 Respuesta dinámica no lineal de algunos casos estudiados: a) Pórtico exterior de edificio de tres niveles, b) Pórtico exterior de edificio de seis niveles, c) Pórtico exterior de edificio de nueve niveles y d) pórtico exterior de edificio de tres niveles, proyectado con vigas planas

Adicionalmente se ha sometido a los edificios a una excitación dinámica del tipo sinusoidal, a la cual se le ha ajustado gradualmente tanto el período como la

amplitud, esto último con la finalidad de obtener el valor para el cual se produce la plastificación, iniciando con una aceleración igual a la aceleración del primer modo de vibración del pórtico, con incrementos graduales del 5%. En la Figura 7.22 se han graficado conjuntamente la respuesta dinámica (en color rojo) con la estática (curva de capacidad, en negro) la cual se ha reproducido tanto en la parte positiva como en la negativa de la figura. Puede notarse que las curvas de capacidad de alguna forma envuelven los lazos de histéresis, por lo que el cortante en la base obtenido de las curvas de capacidad caracteriza adecuadamente la respuesta al representar el máximo valor de la demanda sísmica. De igual forma se puede observar que los máximos desplomes de las respuestas dinámicas son muy próximos a los desplomes últimos calculados mediante el análisis estático, por tanto estos desplomes pueden considerarse como desplomes cercanos al umbral de colapso.

7.6. RESPUESTA NO LINEAL IDEALIZADA

Los casos estudiados representan la respuesta general de edificios de hormigón armado de baja y mediana altura. Para poder analizar esta respuesta, es necesario aplicar una serie de procedimientos que permitan ubicar dentro de ciertos parámetros. Esto se logra mediante a dos procesos consecutivos:

El primero consiste en la normalización de las curvas de capacidad, lo cual se logra mediante el escalado de las cantidades de la curva de capacidad respecto a la altura total del edificio, para las abscisas y mediante el peso sísmico de los pórticos para las ordenadas. De esta forma, la curva de capacidad queda expresada en función de cantidades adimensionales, lo cual permite no sólo una comparación objetiva entre casos con diferentes características geométricas, por ejemplo la comparación entre la curva de capacidad del edificio de 9 niveles con la obtenida para el edificio de 3 niveles, sino también entre pórticos cuyas características geométricas son similares, pero no así sus características resistentes, como ocurre entre pórticos externos e internos de un mismo edificio.

El segundo procedimiento se realiza sobre las curvas de capacidad normalizadas. Consiste en obtener la idealización de la curva de capacidad mediante dos rectas que representan la respuesta elástica y plástica del edificio, a partir de este punto a esta representación se le denominará forma bilineal idealizada. La forma bilineal idealizada aplicada en este trabajo fue propuesta inicialmente por Park (1988). Entre sus características más importantes (Paulay, 2001), se encuentran:

- Independientemente de la resistencia asignada por el proyectista a cada componente, éstos comenzarán a plastificar en el punto en el que el sistema estructural plastifica. En el caso de edificios porticados usuales, el punto de plastificación dependerá del punto de plastificación de los elementos estructurales identificados como relevantes (pilares).

- No es posible la plastificación simultánea de elementos con diferentes secciones transversales.
- Los componentes del sistema resistente a fuerzas laterales cuyos desplazamientos de plastificación son diferentes al ser sometidos a desplazamientos trasnacionales similares, estarán expuestos a diferentes demandas de ductilidad.
- Para poder asegurar que todos los componentes del sistema tendrán un desempeño satisfactorio, es necesario que la capacidad del sistema sea restringida a la capacidad del componente con la menor capacidad de desplazamiento.

Las rectas que definen la forma bilineal idealizada se determinan mediante el equilibrio de la energía disipada, en otras palabras, la energía disipada por el sistema elastoplástico modelizado se iguala a la energía disipada por el sistema elastoplástico ideal. El procedimiento se resume en unos pasos muy sencillos, que consisten en la determinación del máximo coeficiente de cortante en la base, valor que define una línea recta horizontal. Seguidamente, se calcula el 75% del valor del coeficiente del cortante en la base, esta fracción permite ubicar sobre la rama elástica de la curva de capacidad real el segundo punto que define la rama elástica de la respuesta no lineal idealizada, véase la Figura 7.20. Lógicamente, el primer punto es el origen de coordenadas. Esta recta idealizada de comportamiento elástico se prolonga más allá del segundo punto, hasta interceptar a la recta horizontal de comportamiento plástico, en un punto que definirá el desplazamiento de plastificación idealizado del edificio.

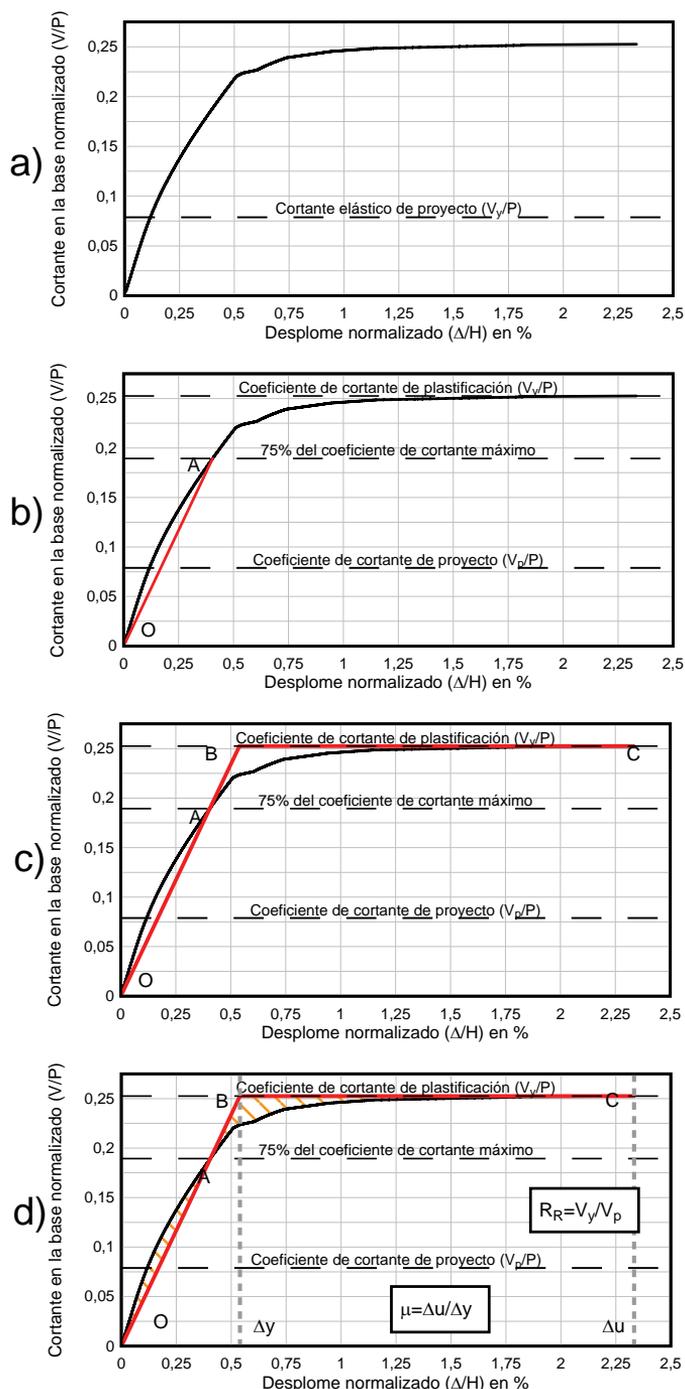


Figura 7.23 Secuencia de la determinación de la forma bilineal idealizada a partir de la respuesta estática no lineal calculada por elementos finitos

El procedimiento descrito anteriormente, ha demostrado ajustarse bastante bien a la respuesta de edificios regulares de hormigón armado, permitiendo por tanto la determinar con adecuada precisión los valores del desplome de plastificación Δ_y , necesario para el cálculo de la ductilidad estructural μ .

7.6.1. Comentario sobre la aplicación de la forma bilineal idealizada

A continuación se utilizará a modo de ejemplo la curva de capacidad correspondiente a un edificio dúctil (edificio con pórticos resistentes a momentos) para plantear una reflexión sobre la forma bilineal idealizada de la curva de capacidad. Es importante señalar que el procedimiento aplicado en la obtención de la forma bilineal idealizada de la curva de capacidad (Park, 1988), resulta conveniente para poder determinar los desplomes de plastificación ya que se logra un balance de energía entre la curva de capacidad obtenida mediante el análisis estático no lineal y la forma bilineal idealizada. Sin embargo existe un inconveniente en la aplicación de éste método, ya que los índices de daño calculados a partir de la forma bilineal idealizada difieren de los índices calculados con la rigidez inicial de la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal, que a la postre son los aplicados en la determinación de los desplomes últimos.

Para ilustrar esta última afirmación se presenta la Figura 7.21, en la que se muestran tanto la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal como la forma bilineal idealizada, sobre las que se han resaltado tres puntos que se definen en dicha figura. La rigidez inicial de la estructura está definida mediante el tramo para el cual no ha ocurrido ninguna plastificación (desde el origen hasta el punto A), a partir de este tramo ocurren plastificaciones en los extremos de las vigas ocurriendo la pérdida progresiva de rigidez. Hacia el punto B, sobre la forma bilineal, comienzan a aparecer las rótulas en los extremos de los pilares, además de que se extienden las rótulas sobre los extremos de vigas no dañados en el punto anterior. Finalmente, hacia el punto C, se tiene una distribución generalizada de rótulas, lo cual es un indicio de que se ha entrado en el umbral del estado límite de colapso. El daño calculado con la rigidez inicial de la curva de capacidad K_0 es

$$D_{c_{\text{análisis}}} = 1 - \frac{K_C}{K_0} = 1 - \frac{0,10678}{0,98202} = 0,89$$

Mientras que el daño calculado con la pendiente idealizada K_B es

$$D_{c_{\text{ideal}}} = 1 - \frac{K_C}{K_B} = 1 - \frac{0,10678}{0,66104} = 0,83$$

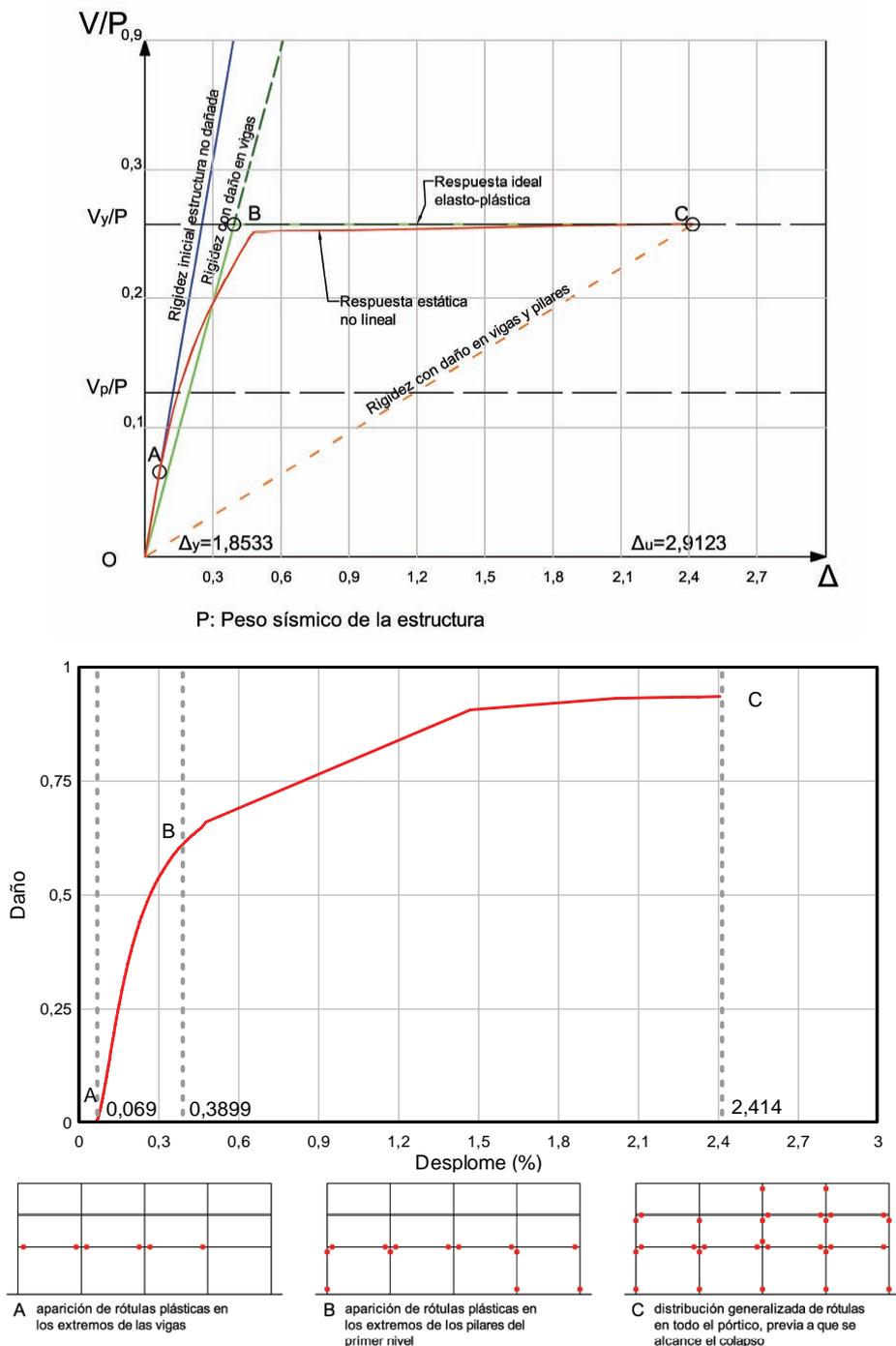


Figura 7.24 Esquema para la determinación del índice de daño de un elemento estructural

Es evidente la diferencia que existe entre los índices de daño calculados con la rigidez inicial de la curva de capacidad K_0 y la rigidez inicial idealizada K_B , por lo que es necesario resaltar que el procedimiento de forma bilineal idealizada propuesto por Park (1988), permite un buen balance de energía, pero produce valores del índice de daño incoherentes con la respuesta estática no lineal. Además, si observamos en la Figura 7.24 la curva de daño que se obtiene a partir de un cálculo más ajustado realizado por elementos finitos, puede verse que en el punto C resulta un índice de daño en fuerzas residuales de $D_c = 0,93$, valor que es más cercano al obtenido mediante el cálculo simplificado $D_{c_{\text{análisis}}} = 0,89$. La diferencia resultante puede resultar de un cálculo simplificado en el cual se considera que el daño es una relación de rigideces, mientras que en el modelo por elementos finitos ocurre daño (pérdida de rigidez) y plasticidad (deformaciones permanentes) que llevan a una disipación mayor, con un consiguiente índice de daño mayor.

7.7. ÍNDICES DE DAÑO SÍSMICO

7.7.1. Antecedentes

Los índices de daño han cobrado especial importancia durante las dos décadas pasadas, dado que pueden correlacionarse con los Estados Límites aplicados en el proyecto con base en prestaciones, permitiendo de esta manera que el proyectista pueda evaluar si la estructura tiene una capacidad adecuada, frente a una demanda específica, generalmente tipificada mediante el espectro sísmico de proyecto aplicado (Aguiar *et al.*, 1996). Para Kunnath (2006) en del proceso de proyecto con base en prestaciones, la transformación de las demandas calculadas en cantidades que cuantifiquen adecuadamente la respuesta de los edificios es una de las fases más cuestionables, de allí que sea necesario contar con índices que reflejen de forma objetiva el daño sísmico en los edificios.

Los índices de daño sísmico global son una medida del estado de deterioro de la estructura y se obtienen mediante la simulación numérica de las estructuras sometidas a cargas horizontales, representativas de la acción sísmica, que pueden ser de tipo pseudo-estáticas o dinámicas. Dependiendo del tipo de carga, se han formulado diversos índices de daño que incorporan las características de la respuesta no lineal (estática o dinámica) de la estructura. En el caso de las estructuras de hormigón armado, los índices de daño se pueden clasificar según los parámetros utilizados en su determinación. En este sentido existen los índices relacionados con a) los desplomes máximos, b) la energía plástica disipada y c) la combinación del efecto de ambos.

Algunos índices cuantifican el daño sísmico global de una estructura a partir de su daño local, esto es, como la contribución del daño acumulado en los elementos estructurales en un instante dado al ser sometida la estructura a una determinada

demanda sísmica. Entre los índices que han servido de referencia para numerosas investigaciones se puede citar el de Park y Ang (1985) que permite determinar el daño en un elemento, DI_e , a partir de la respuesta dinámica no lineal mediante la expresión siguiente:

$$DI_e = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u \cdot P_y} \int dE_h \quad (7.14)$$

donde, δ_m es el desplazamiento máximo del elemento, δ_u es el desplazamiento último, β es un parámetro que se ajusta dependiendo de los materiales y de la tipología estructural, P_y es la fuerza de plastificación y $\int dE_h$ es la energía histerética absorbida. Este índice de daño es de carácter local, en un elemento; sin embargo, mediante operaciones es posible lograr aplicarlo también a la determinación de los valores de daño en un nivel específico, o del edificio entero.

En el caso en que el análisis realizado sea no lineal a cargas estáticas horizontales, es frecuente encontrar índices que cuantifican el daño a partir de la degradación de rigidez. En este sentido, Skjærbæk *et al.* (1998) proponen el siguiente índice de daño:

$$DI_e = 1 - \sqrt{\frac{K_i}{K_{i,0}}} \quad (7.15)$$

donde DI_e es el índice de daño en viga o pilar, K_i es la rigidez tangente actual y $K_{i,0}$ es la rigidez tangente inicial. Como es sabido, los períodos propios son una medida indicativa de la variación de la rigidez de la estructura. Además es posible calcular el daño estructural considerando la ductilidad de proyecto en la determinación de la rigidez correspondiente al desplome último. Por esta razón ha sido desarrollado por Hori e Inoue (2002) un índice que considera la degradación del período de la siguiente manera:

$$T_\mu = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\mu}{\alpha_y}} \cdot T_0 \quad (7.16)$$

siendo T_μ el período cuando se alcanza el colapso, μ la ductilidad de proyecto, α_y un coeficiente que depende de la degradación de la rigidez y T_0 el período propio fundamental elástico de la estructura. Es sabido que los períodos propios son una medida indicativa de la variación de la rigidez de la estructura y por tanto

del daño que ésta sufre, por lo que es necesario considerar la ductilidad de proyecto en la determinación objetiva de la rigidez correspondiente al desplome último.

Gupta *et al.* (2001) desarrollan un índice de daño que incorpora los desplazamientos de plastificación y último (cuya relación equivale a la relación de rigideces para comportamiento elasto-plástico perfecto) y la ductilidad

$$DI = \frac{x_{\max} / z_{00} - 1}{\mu - 1} \quad (7.17)$$

siendo x_{\max} el desplome máximo y z_{00} el desplome de plastificación.

Entre las características deseables que debe tener un índice de daño, Catbas y Aktan (2002) citan, entre otras:

- Debe ser sensible a la acumulación del deterioro.
- No debe ser sensible ante los cambios de las propiedades de las estructuras o de los acelerogramas aplicados.
- Debe mantenerse válido y con significado a través de los Estados Límites de servicio y de colapso.
- Debe permitir la localización y cuantificación del daño al correlacionarse el índice con la integridad de la estructura.

Estos índices de daño, especialmente el que se calcula mediante la relación de las rigideces, tiene como inconveniente que produce resultados consistentes en el caso de las estructuras con comportamiento dúctil, mientras que para estructuras proyectadas para ductilidades bajas, entre las que se encuentran las de edificios porticados con vigas planas y los edificios con forjados reticulares, conducen a valores muy bajos, que no describen objetivamente el estado global de daño cuando la respuesta se aproxima al umbral de colapso. Para superar este inconveniente, en este artículo se desarrolla un índice de daño objetivo, independiente de la tipología estructural analizada, como una función dependiente de la relación de rigideces y la ductilidad máxima, valores que se obtienen directamente de la curva de capacidad de los edificios. Dicho índice se aplica a tres casos de edificios que se han proyectado para diferentes valores de ductilidad, a los que se les ha determinado el daño alcanzado en el punto de capacidad por demanda correspondiente a la demanda tipificada en la norma sismorresistente española NCSE-02 mediante la aplicación del método N2 (Fajfar, 2000).

7.7.2. Propuesta de índice de daño sísmico objetivo

Los índices descritos en el apartado 1, han sido desarrollados para cuantificar el daño global en estructuras dúctiles. Sin embargo, al estudiar la respuesta no lineal de estructuras que se proyectan conforme a normas sismorresistentes que prevén valores bajos de ductilidad, se observa que los valores de los índices de daño calculados para un estado previo al colapso son muy bajos en comparación con los valores calculados para edificios proyectados para tener una respuesta dúctil, por lo que no se les puede considerar como índices para la evaluación objetiva del daño a aplicar en el proyecto con base en prestaciones.

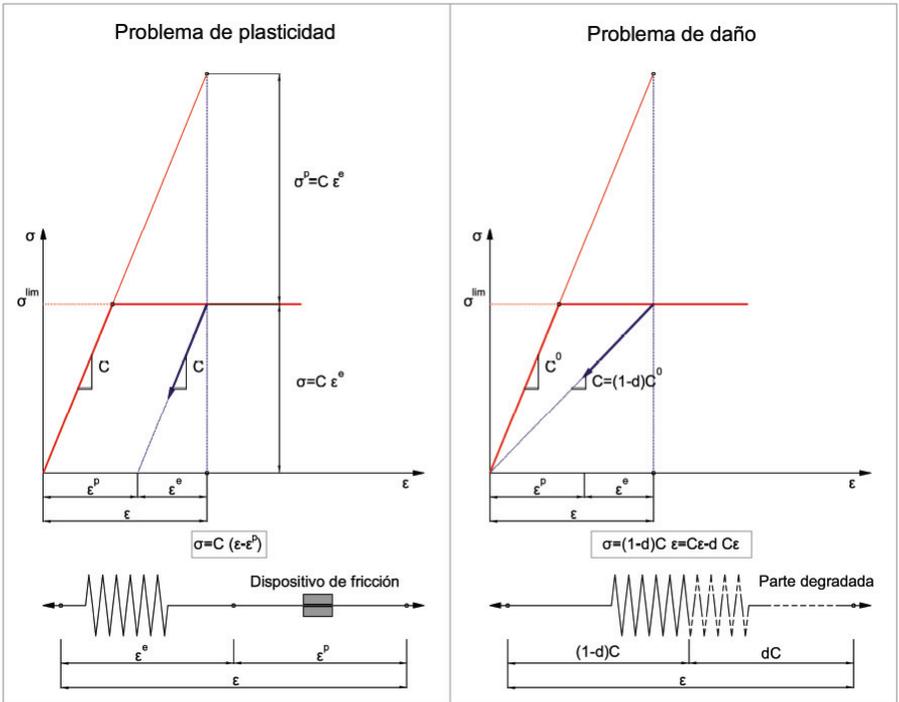


Figura 7.25 Formas simplificadas de entender el comportamiento elasto-plástico y el daño

El análisis que se presenta a continuación parte de la suposición de que el comportamiento de la estructura no lineal sigue los fundamentos de la teoría del daño mecánico (Oliver *et al.* 1990). Esta teoría está basada en la mecánica de medios continuos, cumple con los principios fundamentales de la termodinámica. No todos los materiales utilizados con fines estructurales siguen un comportamiento asimilable al daño (degradación/pérdida de rigidez), pues hay algunos que se ajustan más a la plasticidad (desarrollo de deformaciones irreversibles) y otros tienen una composición de comportamiento entre daño y plasticidad (degradación con deformaciones irreversibles), tal como puede verse en la Figura 7.25.

Examinando una respuesta estructural, sólo se puede saber si ha tenido un comportamiento de daño o plasticidad cuando se inicia la descarga, pues es el momento en que se diferencia la forma de las curvas de respuesta, mostrando en el caso de daño una descarga al origen con pérdida de rigidez, mientras que en la plasticidad se conserva la rigidez pero se acumulan deformaciones irreversibles. Obsérvese que en carga, la forma de la curva es idéntica para modelos de daño y plasticidad

El hormigón armado tiene un comportamiento mixto (daño y plasticidad) pero con preponderancia del efecto de degradación (Oller, 1991). Esta afirmación puede ser corroborada con ensayos de laboratorio y puede ser cuantificada utilizando la teoría de mezclas de sustancias simples (Car *et al.*, 2000 y Car *et al.*, 2001).

El procedimiento que a continuación se describe ha sido planteado con el objetivo de describir el deterioro estructural frente a acciones sísmicas a partir de muy pocos datos sobre la respuesta no lineal. Esto hace que el procedimiento sea sencillo, de utilización rápida y eficaz.

Suponiendo un comportamiento elástico de la estructura, se hace un análisis tipo empuje incremental “push-over” que permite obtener la rigidez estructural inicial K_0 que se muestra en la Figura 7.26.

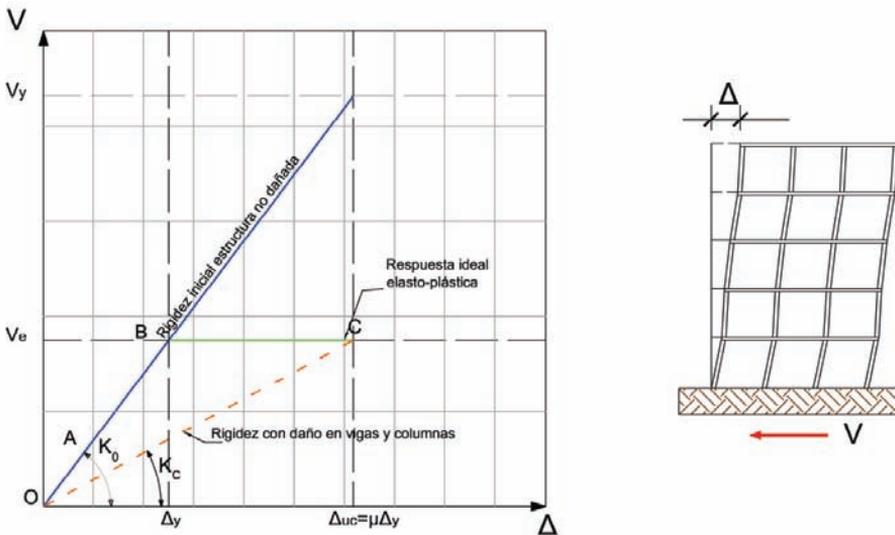


Figura 7.26 Cálculo de la rigidez estructural bajo cargas de push-over

Suponiendo conocido el máximo cortante en la base que desarrollaría la estructura en el momento en que se inicia su plastificación V_y y adoptando una ductilidad de proyecto μ proporcionada por las normativas, se tiene la siguiente expresión para el

daño estructural máximo (en el punto “C”, cuando la estructura desarrolla toda su ductilidad) evaluado según la mecánica de daño continuo,

$$D_C^{\text{def}} = 1 - \frac{K_C}{K_0} = 1 - \frac{\frac{V_y}{\Delta_y}}{\frac{V_y}{\Delta_y}} = 1 - \frac{\mu \Delta_y}{V_y} = 1 - \frac{1}{\mu} = \frac{\mu - 1}{\mu} \quad (7.18)$$

De aquí se desprende que el daño máximo, correspondiente al instante en que la estructura desarrolla toda su ductilidad, es sólo función de la ductilidad de proyecto adoptada. Así pues, podría decirse lo siguiente,

$$\begin{cases} \text{Estructura dúctil: } \mu = 4 \Rightarrow D_C = 0.75 \\ \text{Estructura frágil: } \mu = 2 \Rightarrow D_C = 0.50 \end{cases}$$

Es decir, para llegar al comportamiento último de la estructura puede alcanzarse un nivel de daño mayor en una estructura dúctil que en una estructura frágil. Sin embargo, esta forma de medir el daño puede llevar a equívocos, pues podría también interpretarse lo contrario, es decir, que una estructura dúctil se daña un poco más que una frágil en su estado último. Esto obliga a objetivizar el cálculo de este índice de daño por comparación con el máximo daño que puede alcanzar la estructura. Así, el daño objetivo $0 \leq D_p^{\text{obj}} \leq 1$ alcanzado por una estructura en un punto cualquiera P se define como,

$$D_p^{\text{obj}} \stackrel{\text{def}}{=} \frac{D_p}{D_C} = \frac{D_p \mu}{\mu - 1} = \frac{\left(1 - \frac{K_p}{K_0}\right) \mu}{\mu - 1} \quad ; \text{ con : } 0 \leq D_p^{\text{obj}} \leq 1 \quad (7.19)$$

Por ejemplo P podría ser el punto de capacidad por demanda, resultante de la intersección entre la curva de demanda inelástica y la curva de capacidad estructural (obtenida mediante una simulación numérica del tipo “push-over”). En estas condiciones, la Ecuación 7.19 proporciona el máximo daño que alcanzaría la estructura sometida al terremoto prescrito por la norma.

Capítulo 8

Resultados del análisis de los edificios proyectados

8.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan y discuten los resultados obtenidos del análisis no lineal de los edificios que forman los casos de estudio de esta investigación. La respuesta se analiza bajo la óptica del comportamiento global de forma preferente, pero haciendo especial énfasis en aquellos resultados que otorgan luces sobre la influencia del proyecto sismorresistente aplicado sobre la respuesta local y global de los edificios. También se estudia el mecanismo de fallo correspondiente a las diferentes alturas de edificios, vinculándolo con la concentración del daño en los elementos que componen la estructura.

Las curvas de capacidad calculadas para algunos casos representativos se muestran acompañadas de las curvas de evolución del daño y de las curvas de reserva de resistencia, todas éstas normalizadas respecto al desplome relativo, lo que permite estudiar y comparar el desempeño global de los edificios. Seguidamente se muestran y se discuten los valores calculados de los factores de reducción por redundancia y reserva de resistencia, los cuales se presentan en formato de espectros para facilita su interpretación y aplicación al proyecto sismorresistente.

Finalmente, se aplica un procedimiento para la determinación objetiva de los umbrales de daño, mediante la aplicación de los valores de los desplomes relativos, relacionando estos umbrales con cinco estados límite. Los valores de los umbrales de daño se agrupan conforme al número de niveles, para determinar los valores

medios, de desviación estándar y de coeficiente de variación, los cuales se grafican conjuntamente.

8.2. RESPUESTA GLOBAL

Entre los resultados obtenidos cabe resaltar que la respuesta global, en general presenta un comportamiento uniforme y estable, entendiéndose por estable a que la respuesta presenta incrementos de desplomes sin un a pérdida brusca de la resistencia global de la estructura.

8.2.1. Desplomes

Seguidamente se muestran los resultados obtenidos del análisis no lineal para pórticos con número de niveles variable. Estos desplomes resultantes corresponden al último paso de las iteraciones del análisis, por tanto la estructura se encuentra dentro de lo que se ha denominado como umbral de colapso, que es un estado previo al fallo generalizado de la misma y que está correlacionado con el índice de daño global. Además, los desplomes calculados para cada nivel, permiten obtener los valores adimensionales de las derivas de nivel, que dan una medida de la concentración del daño local y que a su vez permitirá fijar criterios de desempeño relacionando a estos con los estados límite, para finalmente incorporar los desplomes correspondientes a los estados límite sobre la curva de capacidad, permitiendo de esta forma incorporar el proyecto por desplomes a los procedimientos usuales de análisis de edificios.

En la Figura 8.1 se muestran los desplomes correspondientes a un pórtico de tres niveles.

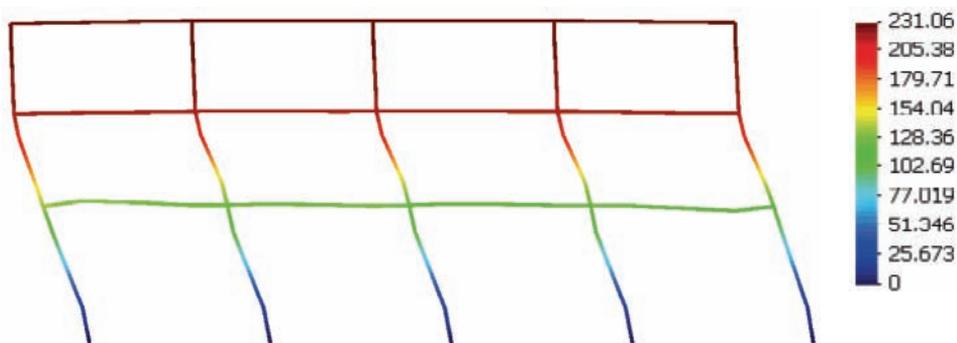


Figura 8.1 Desplomes del pórtico exterior del edificios de 3 niveles y 4 vanos

En la siguiente figura aparecen los desplomes de uno de los pórticos de seis niveles:

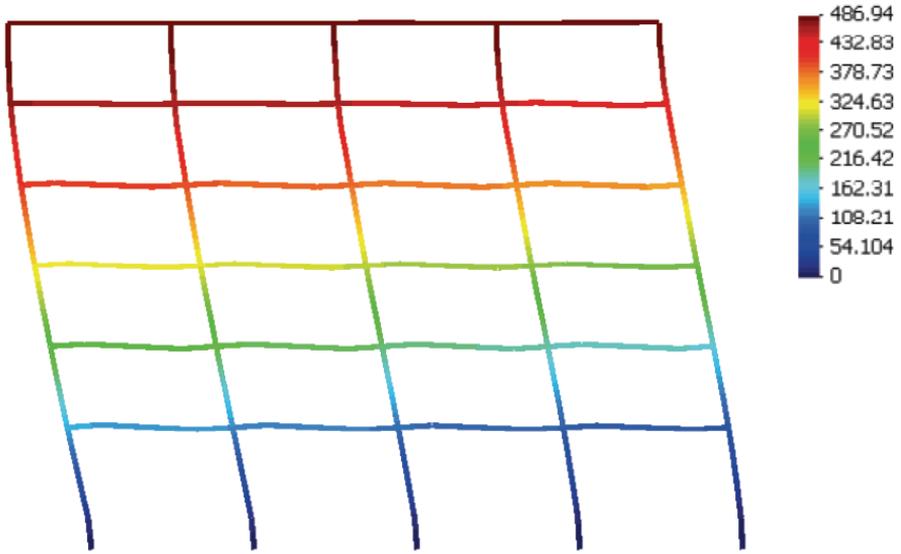


Figura 8.2 Desplomes del pórtico exterior del edificios de 6 niveles y 4 vanos

La Figura 8.3 contiene los desplomes de uno de los pórticos de nueve niveles:

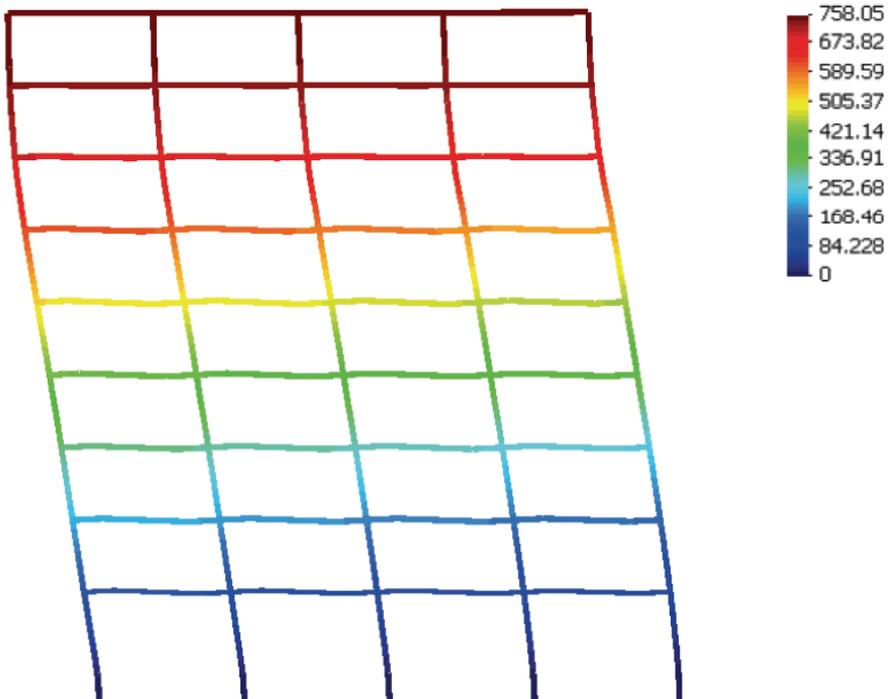


Figura 8.3 Desplomes del pórtico exterior del edificios de 9 niveles y 4 vanos

Y finalmente en la se muestran los desplomes de un o de los pórticos de doce niveles, Figura 8.4:

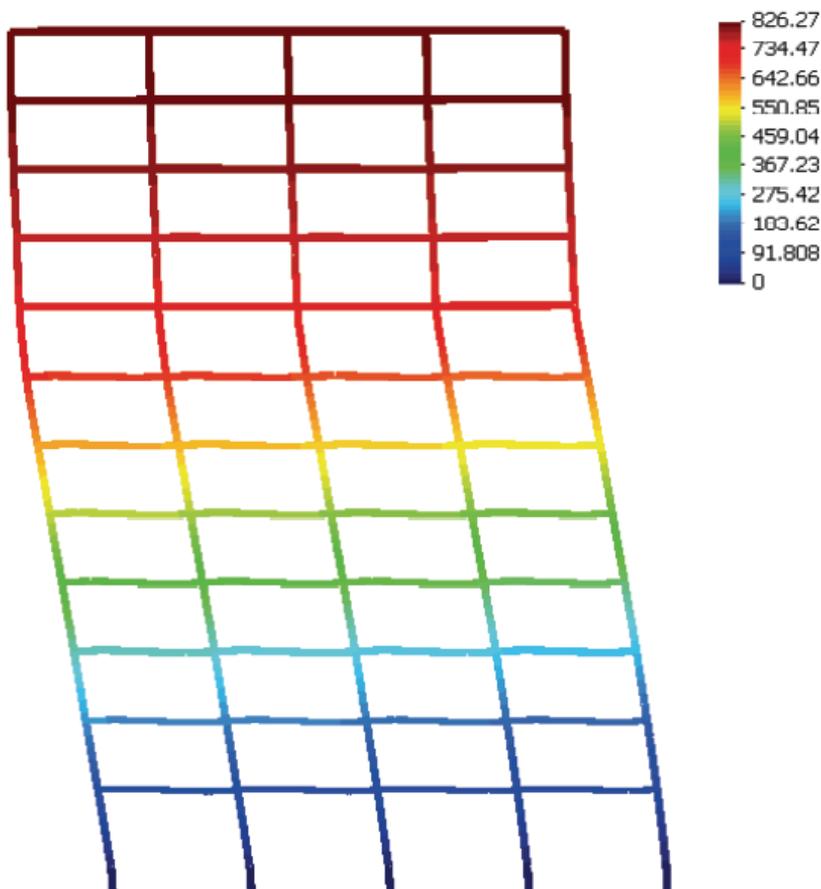


Figura 8.4 Desplomes del pórtico exterior del edificios de 12 niveles y 4 vanos

En la Figura 8.5 se muestran los desplomes de los pórticos exteriores de los edificios proyectados conforme al ACI-318/ IBC-2003, para una aceleración básica de 0,3g.

Las curvas de los desplomes muestran perfiles uniformes, independientemente del número de vanos considerado. Además, estas curvas muestran gran similitud tanto en forma como en valores a los resultados publicados por Pettinga y Priestley (2005) y Priestley *et al.* (2007), obtenidos del análisis no lineal dinámico de edificios de hormigón armado con similares características geométricas a las de los edificios estudiados en este trabajo, por lo que dichos resultados dinámicos permiten también validar el procedimiento de análisis estático no lineal aplicado en esta investigación.

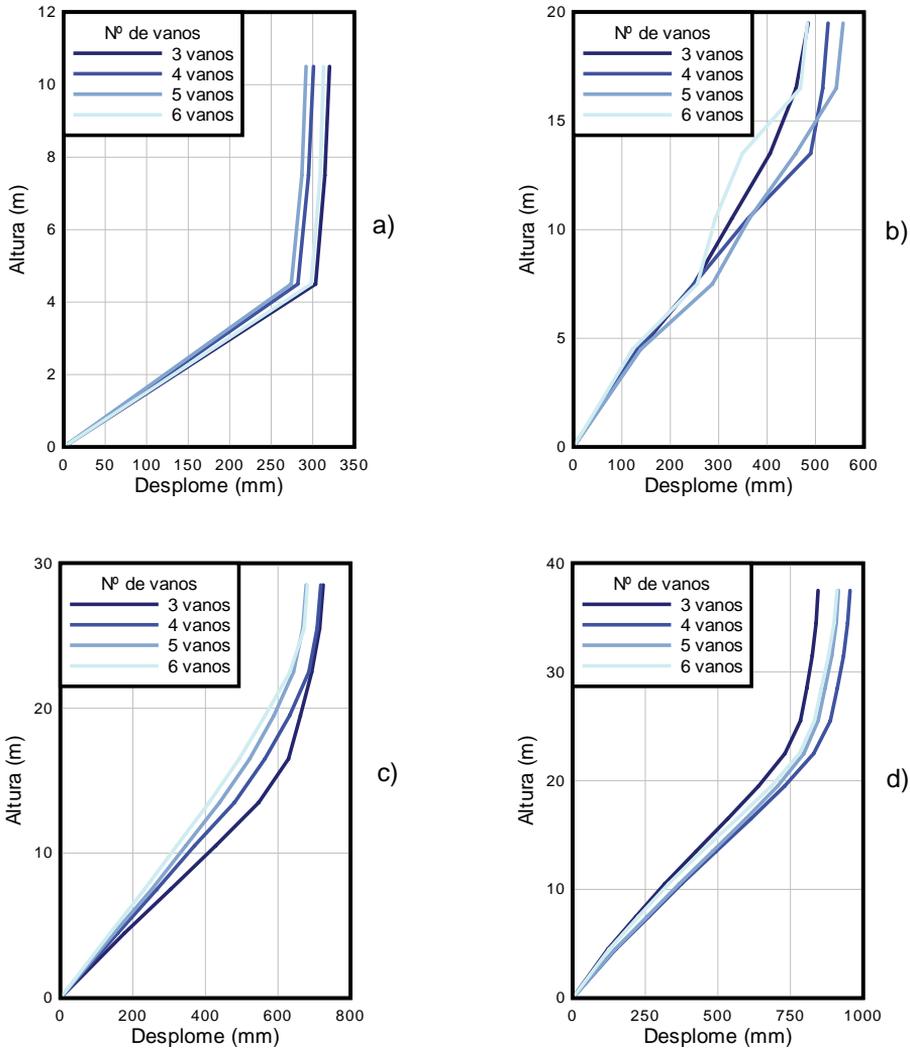


Figura 8.5 Desplomes de los pórticos exteriores de los edificios proyectados conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,3g, a) Pórtico de tres niveles, b) Pórtico de seis niveles, c) Pórtico de nueve niveles y d) Pórtico de doce niveles

8.2.2. Daño global y local

Es importante resaltar en este punto que los pórticos de los edificios presentan un comportamiento distinto y que depende mayormente del número de niveles del edificio al que pertenecen. Así, los pórticos de los edificios bajos presentan un comportamiento en el que la formación de las rótulas plásticas comienza a desarrollarse en los pilares de planta baja, lo que hace anticipar un mecanismo

indeseable en la respuesta. A medida que los edificios presentan incrementos en la altura se aprecia que la formación de las primeras rótulas plásticas ocurre en las vigas y que luego de que estas se han distribuido por todas o casi todas las vigas de los niveles superiores, es que comienzan a aparecer rótulas en los pilares, y no necesariamente en los pilares de planta baja. A continuación se presentan algunos de los resultados obtenidos en pórticos representativos de las cuatro alturas consideradas en esta investigación. Para no hacer tan innecesariamente extenso éste capítulo, sólo se presentan los resultados obtenidos para los pórticos externos de los edificios proyectados conforme al ACI-318/ IBC-2003.

En la Figura 8.6 se muestran los resultados de desplomes y daño en los diferentes tramos de los elementos del pórtico exterior del edificio de 3 niveles, obsérvese que las zonas más dañadas corresponden a las zonas confinadas de pilares de planta baja y algunas vigas de primer nivel.

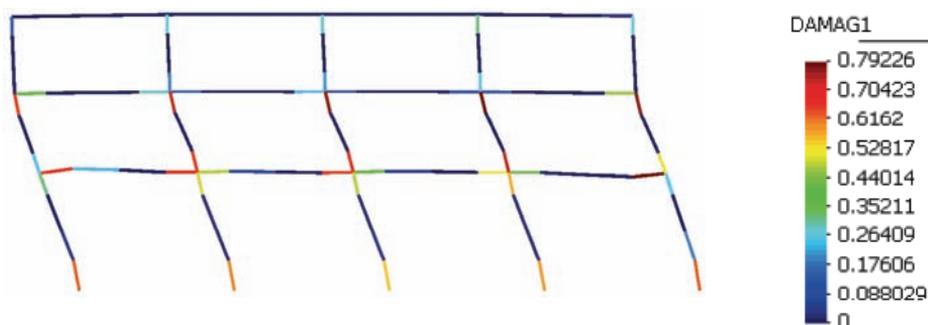


Figura 8.6 Desplomes y distribución del daño por elementos del pórtico exterior del edificio de 3 niveles y 4 vanos

Contrariamente, en la Figura 8.7 se muestra la respuesta obtenida en el pórtico externo del edificio de 6 niveles, en el que es evidente que el daño se ubica preferentemente en las vigas de los niveles intermedios y que no existe formación simultánea de rótulas plásticas en los extremos de los pilares de planta baja.

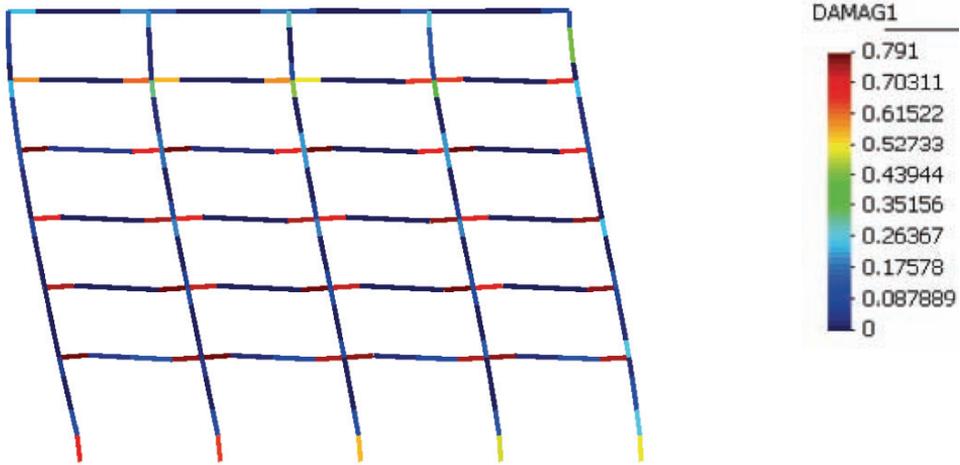


Figura 8.7 Desplomes y distribución del daño por elementos del pórtico exterior del edificio de 6 niveles y 4 vanos

De forma similar al caso anterior, los pórticos correspondientes a los edificios de 9 niveles muestran similar patrón de formación de rótulas plásticas, lo que evidencia nuevamente, que con el proyecto sismorresistente aplicado, se puede alcanzar el la situación deseada de pilar fuerte-viga débil, véase la Figura 8.8. Finalmente, en la Figura 8.9 se muestran los desplomes con la concentración del daño por cada uno de los elementos, correspondiente a uno de los pórticos de 12 niveles. Nótese que a diferencia de los casos anteriores, se produce el fallo de uno de los pilares de los niveles superiores.

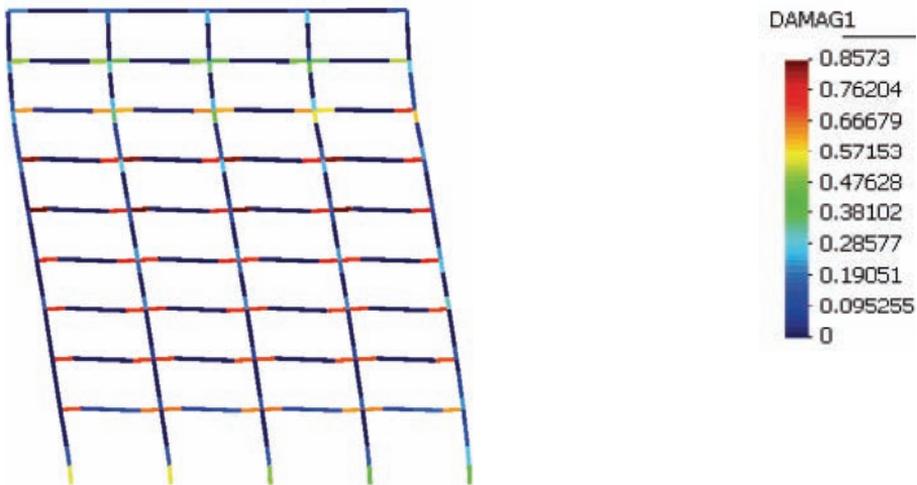


Figura 8.8 Desplomes y distribución del daño por elementos del pórtico exterior del edificio de 9 niveles y 4 vanos

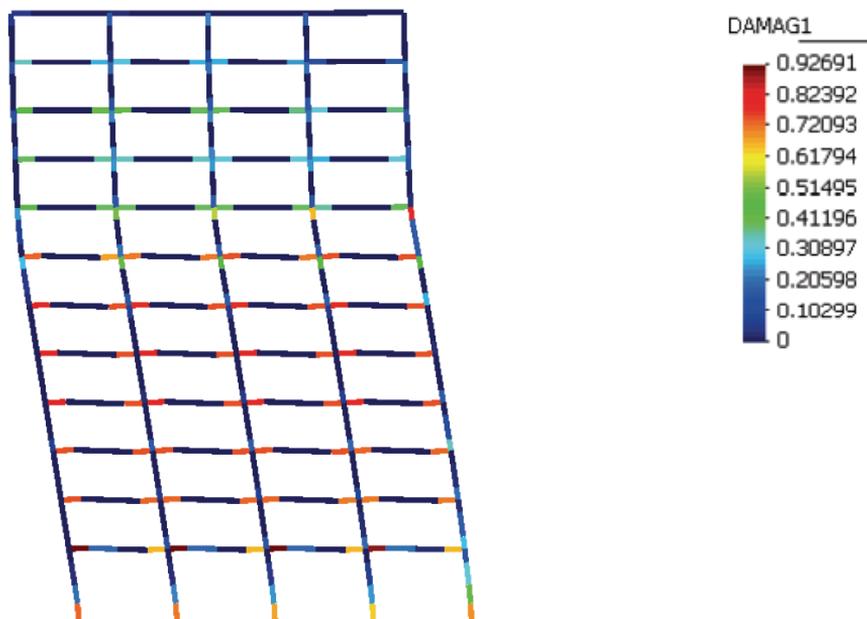


Figura 8.9 Desplomes y distribución del daño por elementos del pórtico exterior del edificio de 12 niveles y 4 vanos

8.2.3. Mecanismo de colapso

Una vez obtenidos los valores del daño correspondientes a cada elemento finito, representativo tanto de la zona central como de la zona confinada de cada pilar y cada viga, es posible obtener una representación global del daño, lo que a su vez permite conocer las zonas de la estructura que se han visto más afectadas, justo en el instante en el que se alcanza el umbral de colapso. Justamente el patrón de distribución del daño en el instante previo al colapso, permite entender la forma en la que se produce dicho colapso. Así, para los edificios bajos (3 niveles) el daño se concentra en las zonas confinadas de la parte inferior de los pilares, véase la Figura 8.6. De forma contrastante, puede observarse en dicha figura, que las vigas no sufren daños tan elevados como ocurre en los pilares, por lo que se puede afirmar que en el caso de los edificios bajos (el mismo patrón se repite para todos los edificios de tres niveles, independientemente del número de vanos) el mecanismo de colapso corresponde al fallo por planta baja débil, que se ha mostrado en la Figura 6.14b.

Con los edificios de seis niveles, véase la Figura 8.7, ocurre un cambio importante, ya que el mayor daño se encuentra concentrado hacia los extremos de las vigas, zonas mejor confinadas, mientras que en el extremo inferior de los pilares de planta baja se notan daños, que si bien son importantes, no llegan a alcanzar la magnitud

del daño de las vigas, lo cual representa un mecanismo deseable en el proyecto sismorresistente, ver Figura 6.14a. Para esta altura se nota un fallo generalizado de las vigas de los cuatro primeros niveles del edificio, lo cual conduce gradualmente al colapso gracias al proceso de redistribución de momentos hacia los otros extremos de las vigas y desde éstos a los extremos de los pilares que concurren al mismo nodo.

El umbral de colapso de los edificios de nueve niveles muestra que el mayor daño se concentra en los extremos de las vigas, pero a diferencia de lo que ocurre con los edificios de seis niveles, son las vigas de los niveles intermedios las que sufren daños en mayor cuantía. Es importante acotar que los pilares de planta baja son menos dañados que en los casos de los edificios de tres y seis niveles, pero que aparecen pilares de los niveles superiores en los que se evidencian daños significativos, véase la Figura 8.8. Esta forma de colapso es llamativa, por que existe relación entre la concentración del daño en el extremo de uno de los pilares del séptimo nivel, el desplome relativo existente entre los niveles sexto y séptimo y la traslación que sufren los pilares de los niveles octavo y noveno. Esto pone en evidencia la estrecha relación que indudablemente existe entre el daño y el desplome relativo de niveles consecutivos.

Finalmente se tiene el caso de los edificios de doce niveles. El mecanismo de colapso es similar al observado en los edificios de nueve niveles con el fallo predominante de las vigas y el fallo adicional de uno de los pilares de los niveles superiores, debido a los desplomes relativos. De forma resumida, puede afirmarse que el efecto de planta baja débil observado en los edificios de tres niveles (edificios de baja altura) es debido a que en los procedimientos actuales de proyecto sismorresistente es muy difícil de alcanzar el objetivo del proyecto conceptual que persigue producir estructuras con pilares fuertes y vigas débiles. La razón de esto último tiene que ver con las limitaciones de orden espacial que obligan al proyectista a limitar las dimensiones de las secciones transversales de los pilares por un lado, y por el otro a que las vigas se proyectan fundamentalmente para soportar cargas de gravedad.

8.3. CURVAS DE CAPACIDAD, DAÑO Y RESERVA DE RESISTENCIA

Del análisis estático no lineal de los edificios es posible graficar las curvas de capacidad de cada pórtico, así como también la evolución del daño calculado por elementos finitos y la evolución de la reserva de resistencia, calculada como la relación entre el cortante en la base de plastificación y el cortante en la base de proyecto. Todas las curvas que se muestran a continuación se han graficado respecto al desplome normalizado respecto a la altura del nivel de cubierta de los edificios. Debido a la gran cantidad de curvas obtenidas, se presenta tan sólo una muestra de los resultados, en la que se ha seleccionado un solo edificio por cada altura, organizando las figuras de forma que aparezcan primero las curvas de

capacidad, luego las curvas de daño y finalmente las curvas de reserva de resistencia.

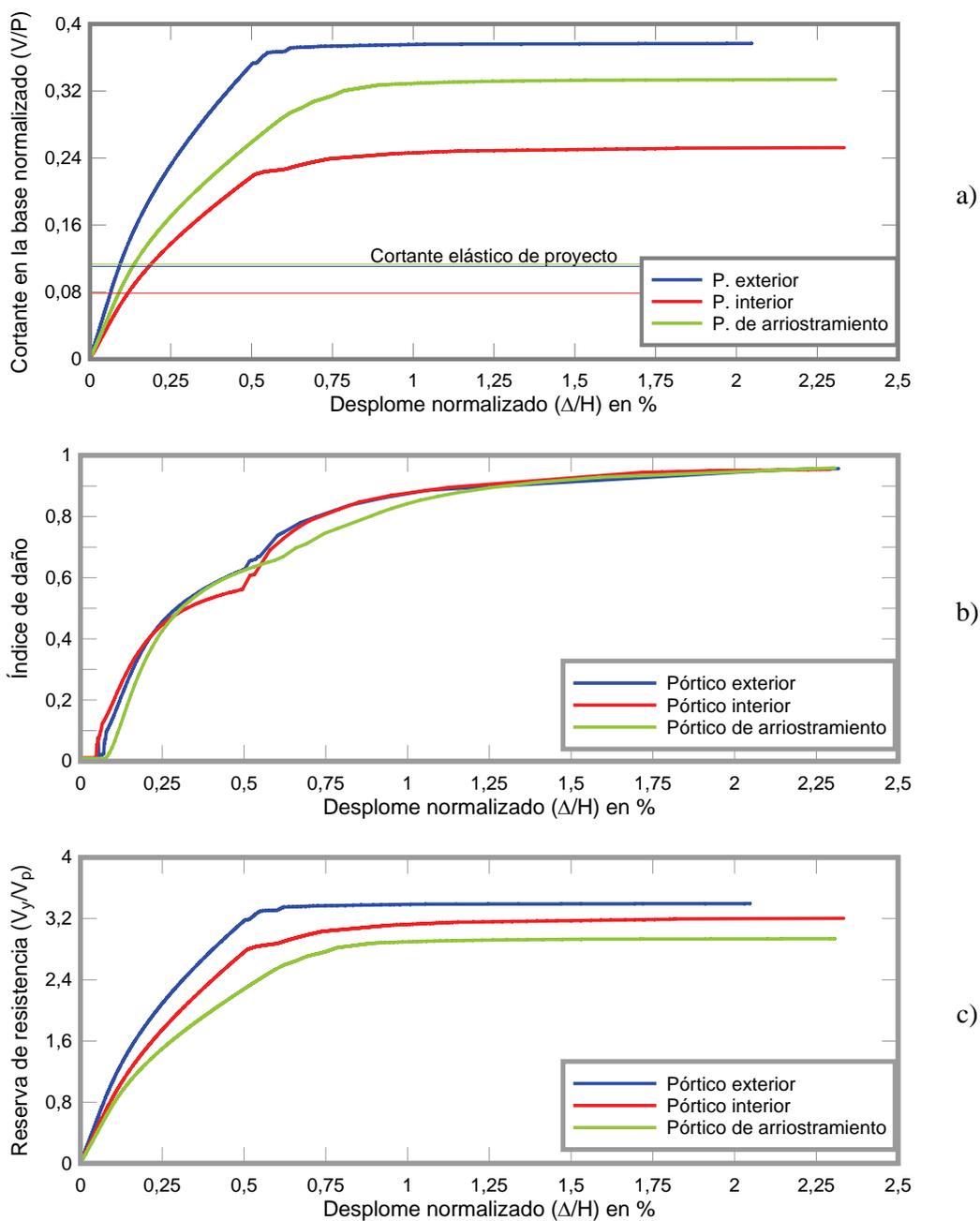


Figura 8.10 a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de 3 niveles y 3 vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,4g

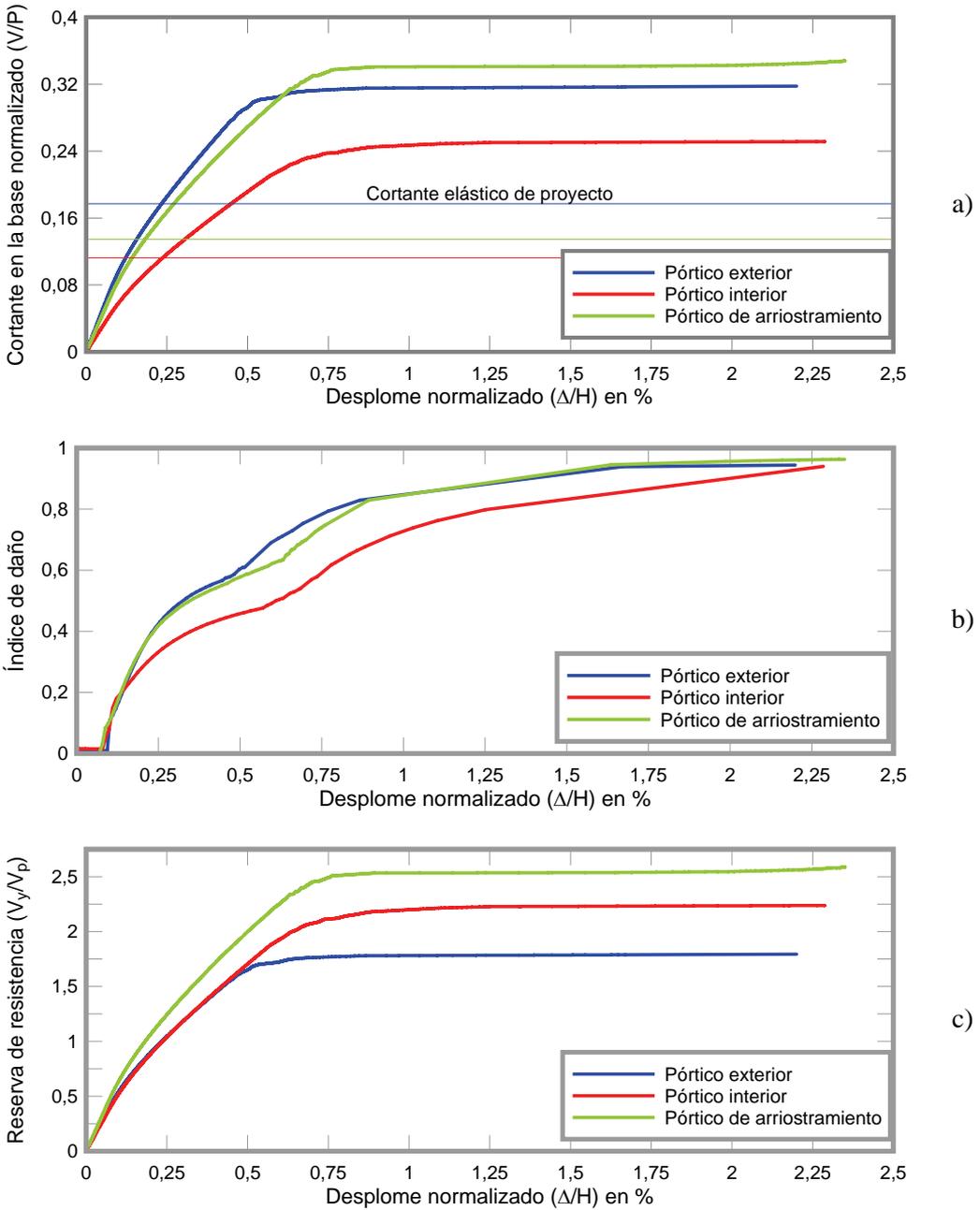


Figura 8.11 a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de 6 niveles y 3 vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,4g

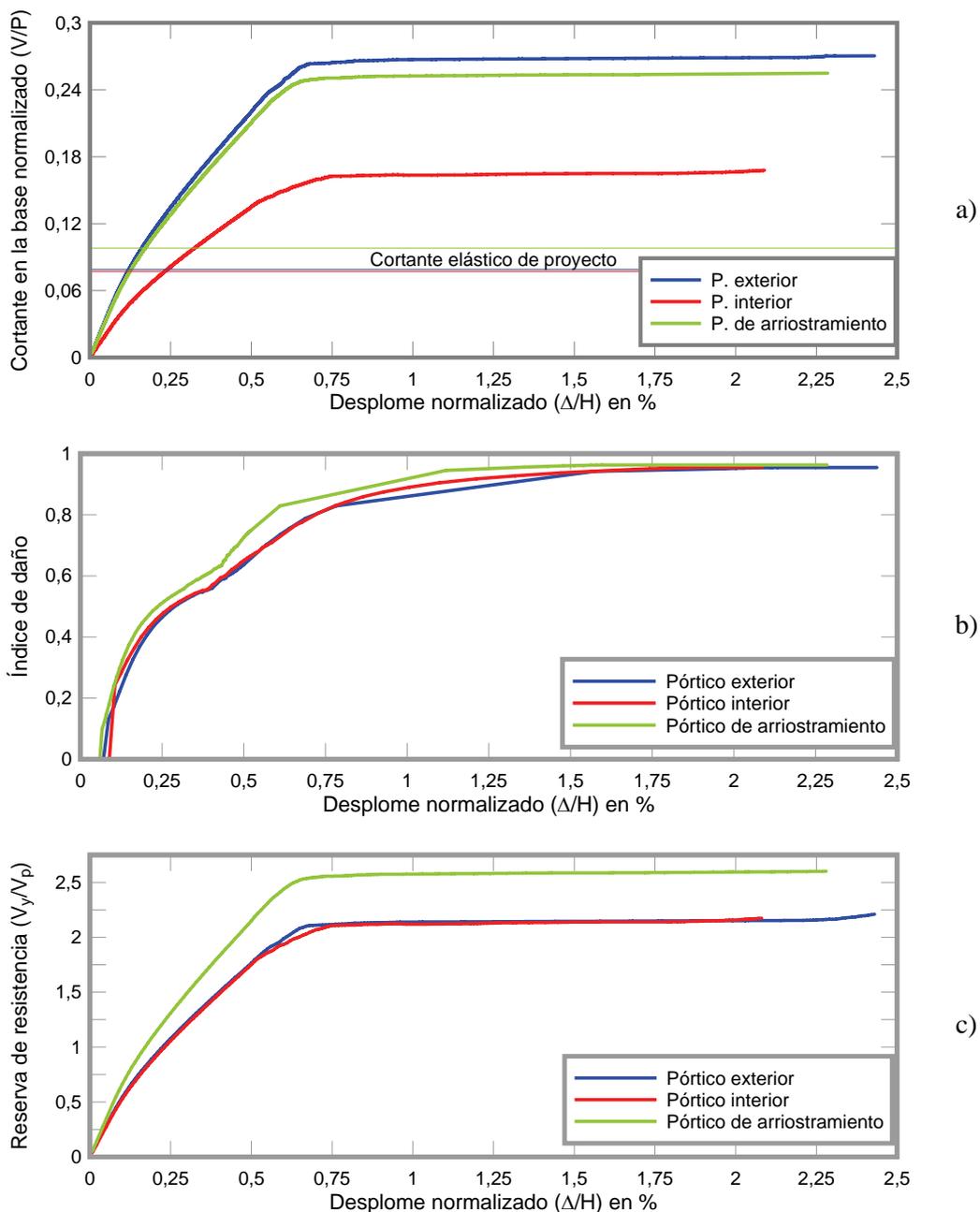


Figura 8.12 a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de 9 niveles y 3 vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,4g

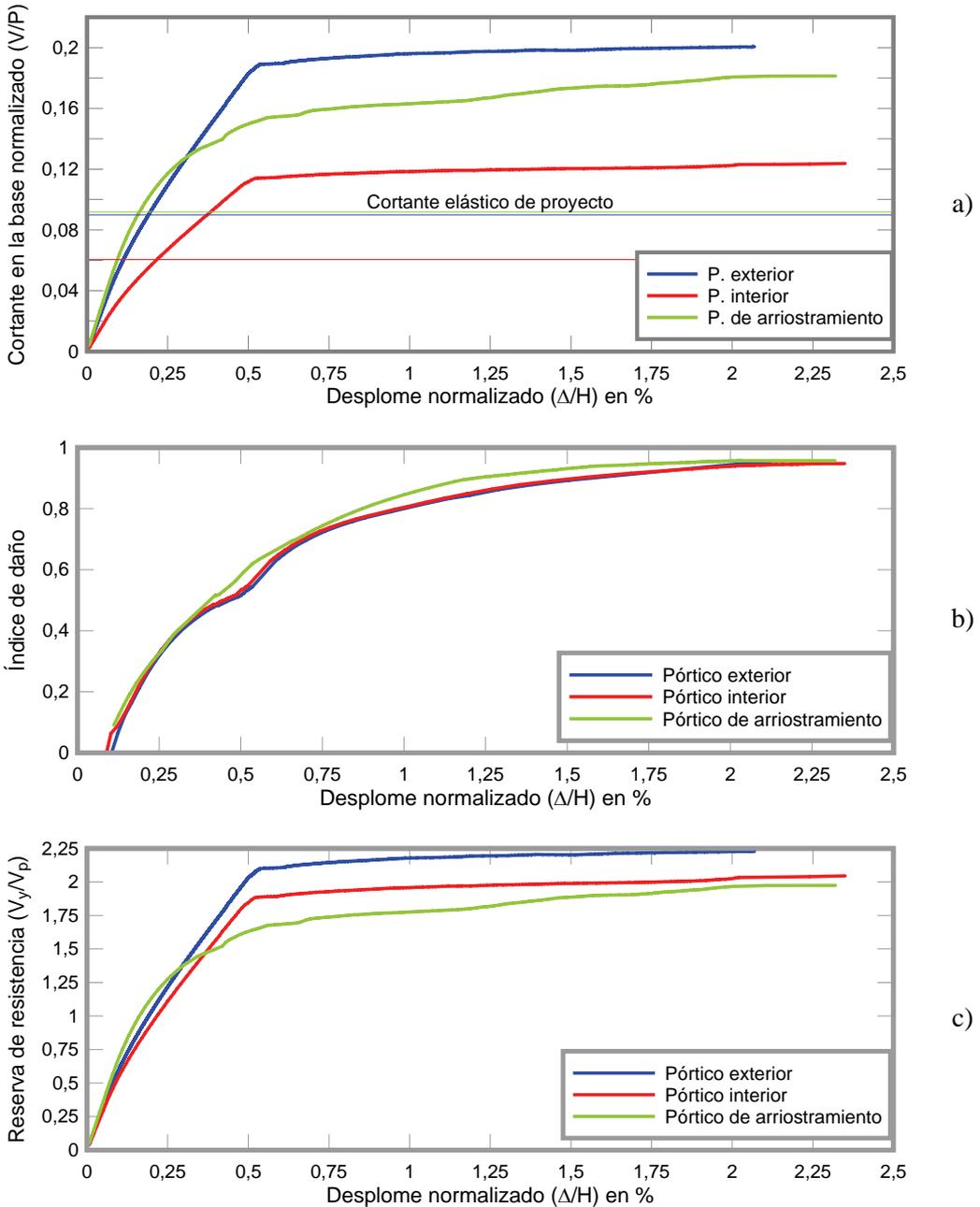


Figura 8.13 a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de 12 niveles y 3 vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,4g

Comentario sobre los resultados. De manera general deben resaltarse dos aspectos de las curvas de capacidad mostradas en las Figuras 8.10 a la 8.13. Primero, que al

graficar las curvas respecto al desplome del nivel de cubierta normalizado respecto a la altura del edificio, los valores de desplome normalizado correspondientes al colapso se ubican dentro de un rango que varía entre 2,10 y 2,5, independientemente de la norma de proyecto, de la aceleración básica, de la altura del edificio y del tipo de pórtico analizado. En segundo lugar, las formas de las curvas de capacidad no permiten separar de forma objetiva los valores de la redundancia y de la reserva de resistencia, ya que no es posible aplicar los criterios explicados en el apartado 5.2.1, ya que no es sencillo por un lado determinar ni el inicio de la curvatura previa a la plastificación, ni tampoco lo es el determinar el punto de la primera plastificación significativa.

8.4. DUCTILIDAD ESTRUCTURAL, DEMANDAS DE DUCTILIDAD Y DESPLOMES RELATIVOS

8.4.1. Ductilidad estructural

La ductilidad estructural puede ser estudiada a partir del análisis estático no lineal, necesitando determinar dos valores característicos, uno es el desplome de plastificación y otro el desplome último o desplome de colapso. Entre ambos valores el más difícil de determinar es el primero, ya que en la curva de capacidad no se puede identificar con certeza el punto en el cual ocurre la plastificación, debido a que la curva de capacidad contiene las plastificaciones que sucesivamente se van presentando a medida que los desplomes se incrementan. Para solucionar este inconveniente, se han presentado diversos procedimientos que no viene al caso comentar (Englekirk, 2005, ATC-40), ya que a los edificios de hormigón armado se les aplica el método propuesto por Park (1988) o alguna de sus variantes. En esta investigación se ha aplicado dicho procedimiento que se ha comentado en el apartado 7.3.

La ductilidad estructural se calcula como la relación entre el desplome último y el desplome de plastificación:

$$\mu = \frac{\Delta_u/H}{\Delta_y/H} \quad (8.1)$$

Aplicando el procedimiento anterior a todos los casos objeto de este estudio, se han obtenido los valores de la ductilidad estructural que se muestran en la Tabla 8.1.

Tabla 8.1. Ductilidad estructural de los pórticos de los edificios proyectados conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g

		Pórtico externo	Pórtico interno	Pórtico de arriostramiento
3 niveles	3 vanos	4,41	4,65	3,66
	4 vanos	4,41	4,24	3,39
	5 vanos	4,00	4,55	3,39
	6 vanos	3,99	3,82	3,66
6 niveles	3 vanos	4,92	3,81	3,72
	4 vanos	5,64	3,92	3,62
	5 vanos	4,16	3,91	3,54
	6 vanos	5,44	3,62	3,68
9 niveles	3 vanos	3,60	3,46	3,66
	4 vanos	4,77	4,87	4,26
	5 vanos	4,24	4,86	3,47
	6 vanos	3,75	4,32	4,26
12 niveles	3 vanos	4,22	4,39	4,82
	4 vanos	4,72	4,29	5,03
	5 vanos	4,75	4,77	5,03
	6 vanos	3,82	4,68	4,82

Es preciso recordar que sólo para este caso se ha calculado la ductilidad de los pórticos de arriostramiento.

Al graficar los valores calculados de la ductilidad contra el número de niveles y el número de vanos, se obtienen las siguientes figuras:

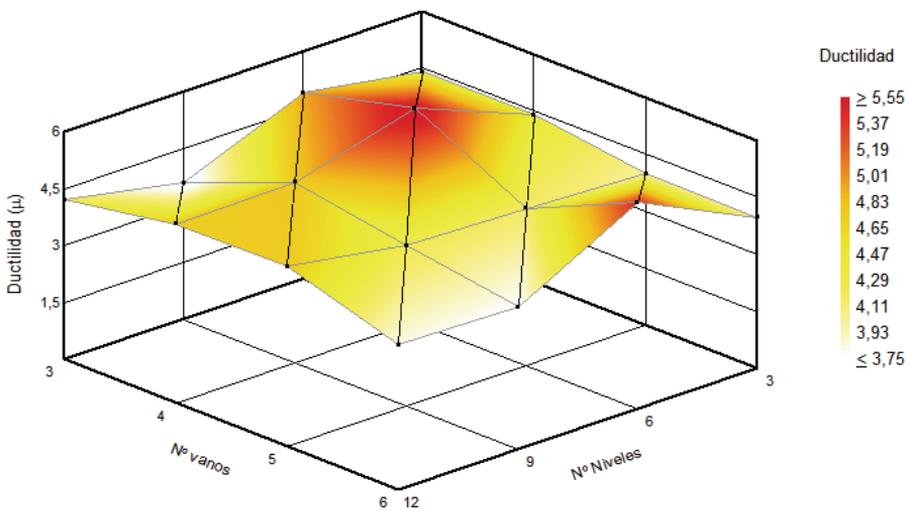


Figura 8.14 Representación de la ductilidad contra el número de niveles y el número de vanos, pórticos externos de los edificios proyectados conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g

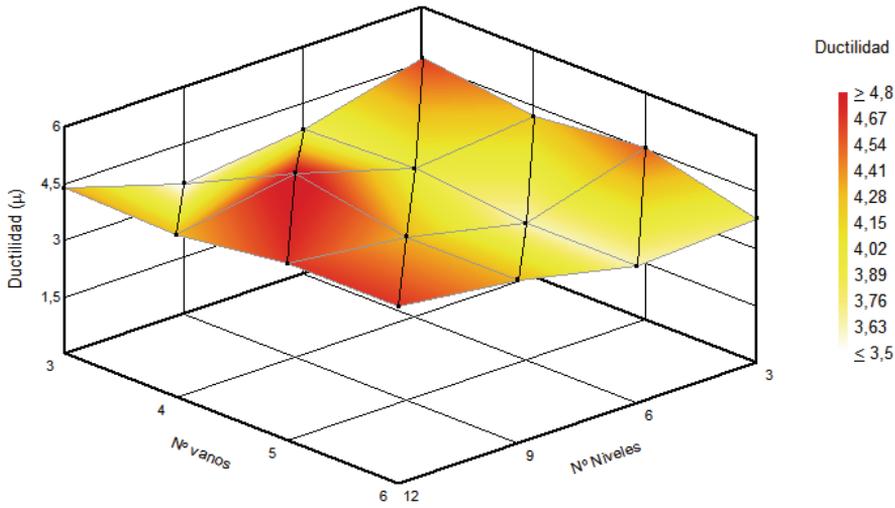


Figura 8.15 Representación de la ductilidad contra el número de niveles y el número de vanos, pórticos internos de los edificios proyectados conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g

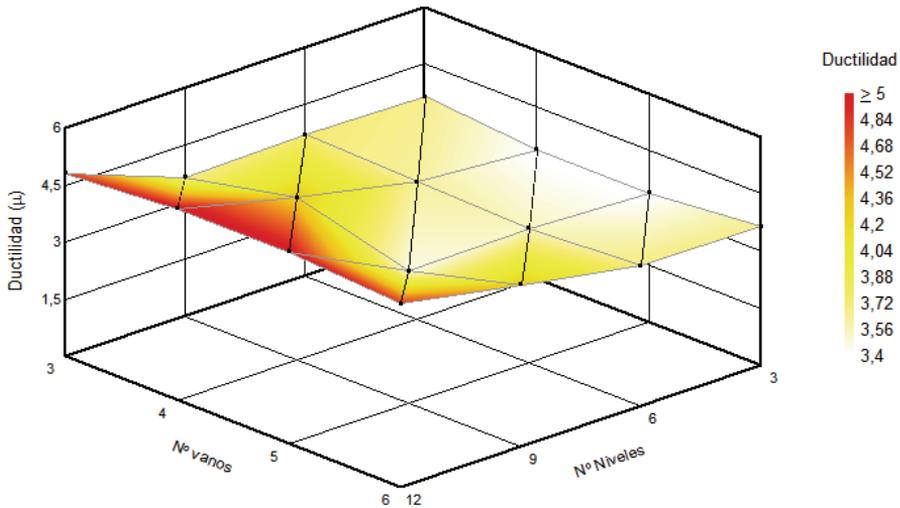


Figura 8.16 Representación de la ductilidad contra el número de niveles y el número de vanos, pórticos de arriostamiento de los edificios proyectados conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g

En la Tabla 8.2 se muestran los valores calculados de la ductilidad estructural de los edificios proyectados conforme a ACI-318 e IBC-2003, 0,3g.

Tabla 8.2. Ductilidad estructural de los pórticos de los edificios proyectados conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,3g

		Pórtico externo	Pórtico interno
3 niveles	3 vanos	6.03	5.15
	4 vanos	6.31	5.37
	5 vanos	5.76	4.35
	6 vanos	5.70	4.43
6 niveles	3 vanos	4.62	5.28
	4 vanos	4.18	4.83
	5 vanos	4.19	4.33
	6 vanos	4.48	4.38
9 niveles	3 vanos	5.33	4.72
	4 vanos	5.03	5.49
	5 vanos	4.66	5.37
	6 vanos	5.36	5.47
12 niveles	3 vanos	4.40	4.90
	4 vanos	4.87	4.56
	5 vanos	4.33	4.68
	6 vanos	4.05	4.28

Estos valores también se han graficado contra el número de niveles y el número de vanos, obteniéndose las Figuras 8.17 y 8.18:

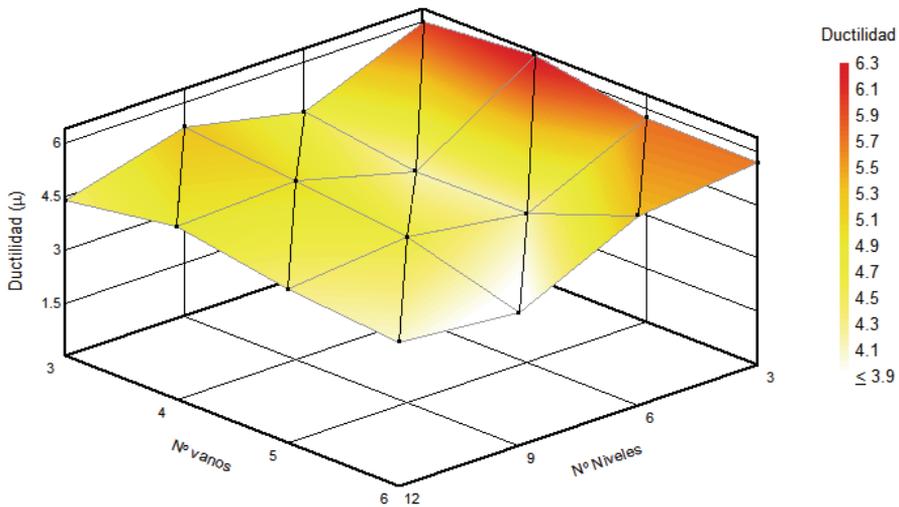


Figura 8.17 Representación de la ductilidad contra el número de niveles y el número de vanos, pórticos externos de los edificios proyectados conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,3g

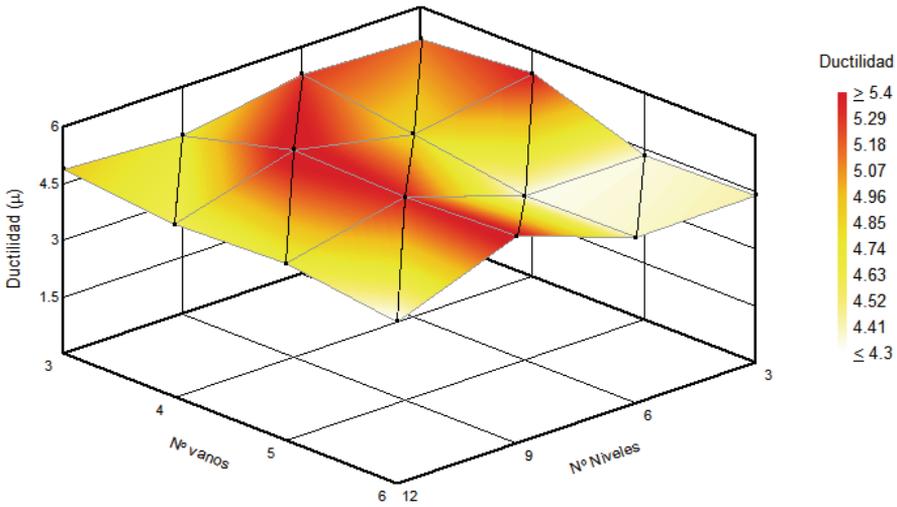


Figura 8.18 Representación de la ductilidad contra el número de niveles y el número de vanos, pórticos internos de los edificios proyectados conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,3g

Los valores de ductilidad estructural de los pórticos proyectados conforme a EC-2/EC-8, con 0,3g, se muestran seguidamente en la Tabla 8.3.

Tabla 8.3. Ductilidad estructural de los pórticos de los edificios proyectados conforme al EC-2/EC-8, 0,3g

		Pórtico externo	Pórtico interno
3 niveles	3 vanos	6.61	6.16
	4 vanos	5.68	5.72
	5 vanos	5.93	5.86
	6 vanos	6.14	6.09
6 niveles	3 vanos	4.00	5.29
	4 vanos	4.22	3.73
	5 vanos	4.13	3.76
	6 vanos	4.20	3.59
9 niveles	3 vanos	4.64	4.73
	4 vanos	4.52	4.60
	5 vanos	4.81	4.61
	6 vanos	4.19	4.51
12 niveles	3 vanos	4.79	5.09
	4 vanos	5.00	5.17
	5 vanos	5.17	5.13
	6 vanos	4.86	5.23

También estos valores se han graficado contra el número de vanos y el número de niveles, obteniéndose las Figuras 8.19 y 8.20.

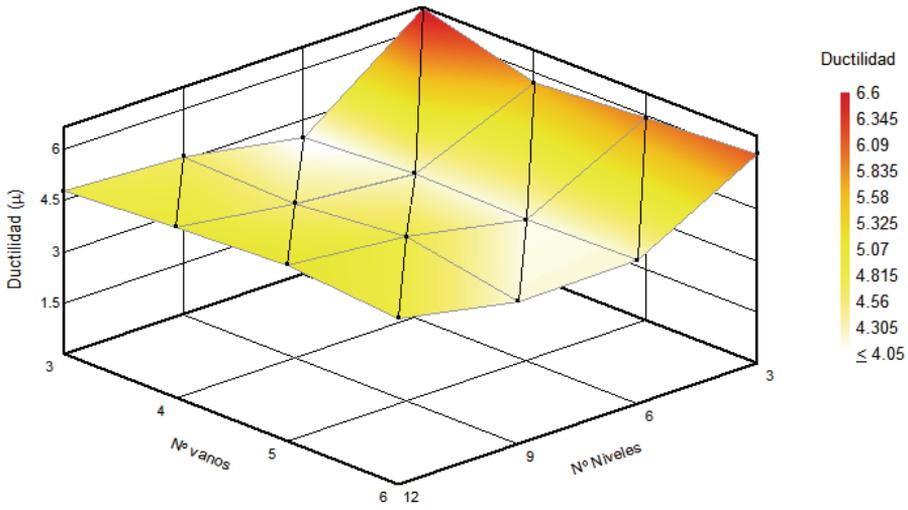


Figura 8.19 Representación de la ductilidad contra el número de niveles y el número de vanos, pórticos externos de los edificios proyectados conforme al EC-2/EC-8, 0,3g

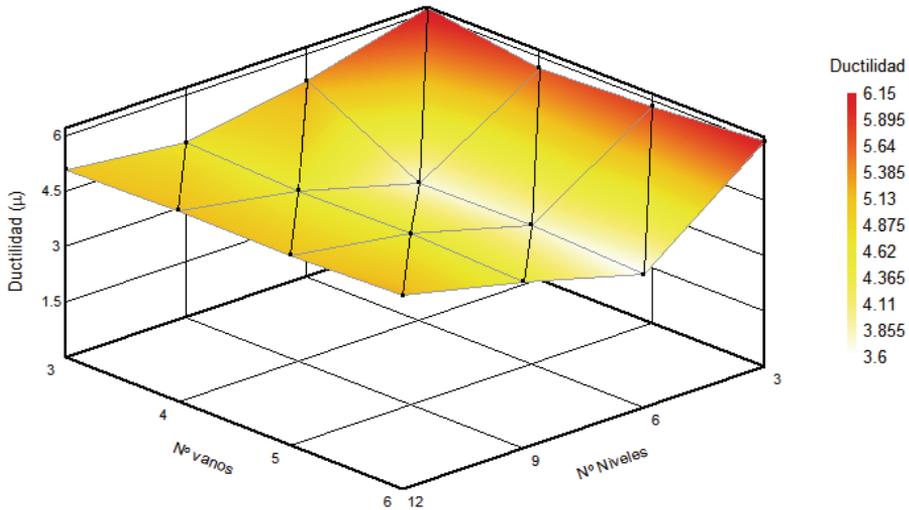


Figura 8.20 Representación de la ductilidad contra el número de niveles y el número de vanos, pórticos internos de los edificios proyectados conforme al EC-2/EC-8, 0,3g

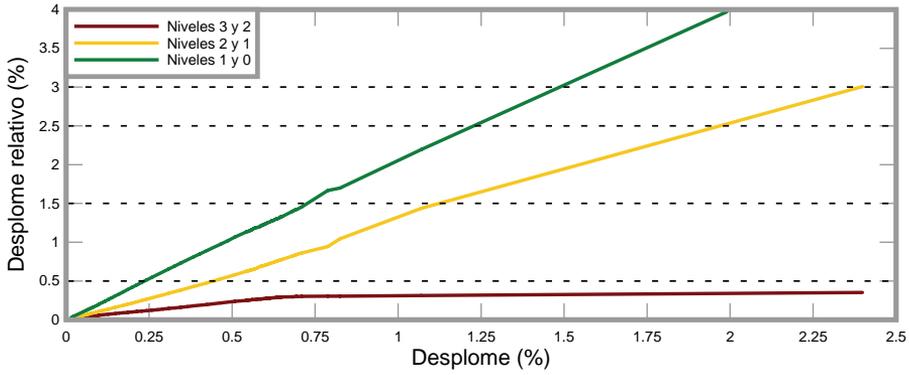
De la observación de las figuras anteriores se puede resaltar primeramente que la ductilidad estructural de edificios de una misma altura, prácticamente no depende de la redundancia, ya que los valores de la ductilidad se muestran independientes al número de vanos del edificio. Al comparar las Figuras 8.15, 8.16 con las Figuras 8.17 y 8.18 respectivamente, se puede afirmar que los edificios proyectados conforme a la misma norma, tienen valores diferentes de ductilidad, correspondiendo los valores a los edificios proyectados para una aceleración básica menor (0,3g). Por otro lado, es importante resaltar que de acuerdo con los resultados obtenidos, para un mismo proyecto las diferentes unidades que componen la estructura del edificio, en este caso los pórticos de carga (interiores y exteriores) y los de arriostramiento, disponen de diferentes ductilidades. Por otro lado, es significativo que muy pocos de los pórticos entre todos los casos estudiados, que igualan o superan el valor de la ductilidad de proyecto (escogida igual a seis, para efectos de poder comparar los casos entre sí) lo que permite cuestionar la escogencia de valores de ductilidad tan altos en el proceso de proyecto sismorresistente.

8.4.2. Desplomes relativos de los edificios

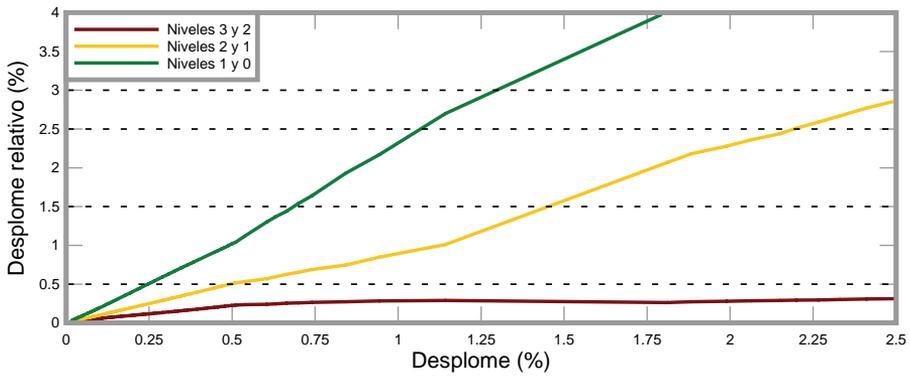
En el proyecto sismorresistente de estructuras, especialmente en los procedimientos de predimensionamiento y en la evaluación del proyecto por prestaciones, es usual aplicar criterios de control por desplomes laterales, siendo éstos desplomes absolutos o relativos. El comportamiento de la estructura será satisfactorio si la misma no sobrepasa los valores fijados previamente por las normas o por el criterio del proyectista, en su defecto.

Los desplomes relativos, definidos en el apartado 5.2.3, se han calculado para los edificios objetos de este estudio y se presentan de una forma novedosa, que consiste en graficar la evolución de dichos desplomes relativos contra los valores de los desplomes del nivel de control, que corresponde al nivel de cubierta de cada edificio. Esto permite observar la evolución de los desplomes relativos, que están asociados con el daño, permitiendo determinar en que niveles se concentra el daño y el modo global de fallo de cada uno de los edificios.

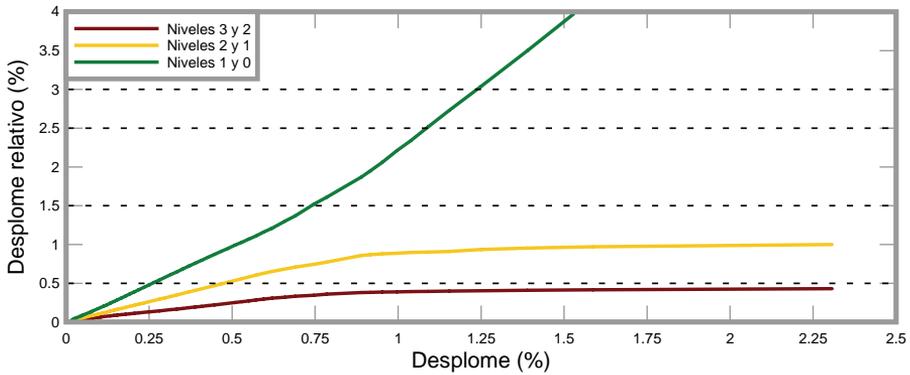
A continuación se presentan las figuras ordenadas por tipos de edificios, correspondientes al caso de edificios proyectados según ACI-318 e IBC-2003, para una aceleración de 0,4g, nuevamente, por razones de espacio sólo se presenta un grupo de figuras correspondientes a las cuatro alturas consideradas y para un número de tres vanos. Las figuras del resto de los edificios se pueden observar en el Apéndice 3. Obsérvese que en el eje de las ordenadas se han señalado los valores de los desplomes relativos aplicados en esta investigación como criterios de desempeño y que se encuentran reseñados en el apartado 6.3.7.



a)



b)



c)

Figura 8.21 Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de 3 niveles y 3 vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

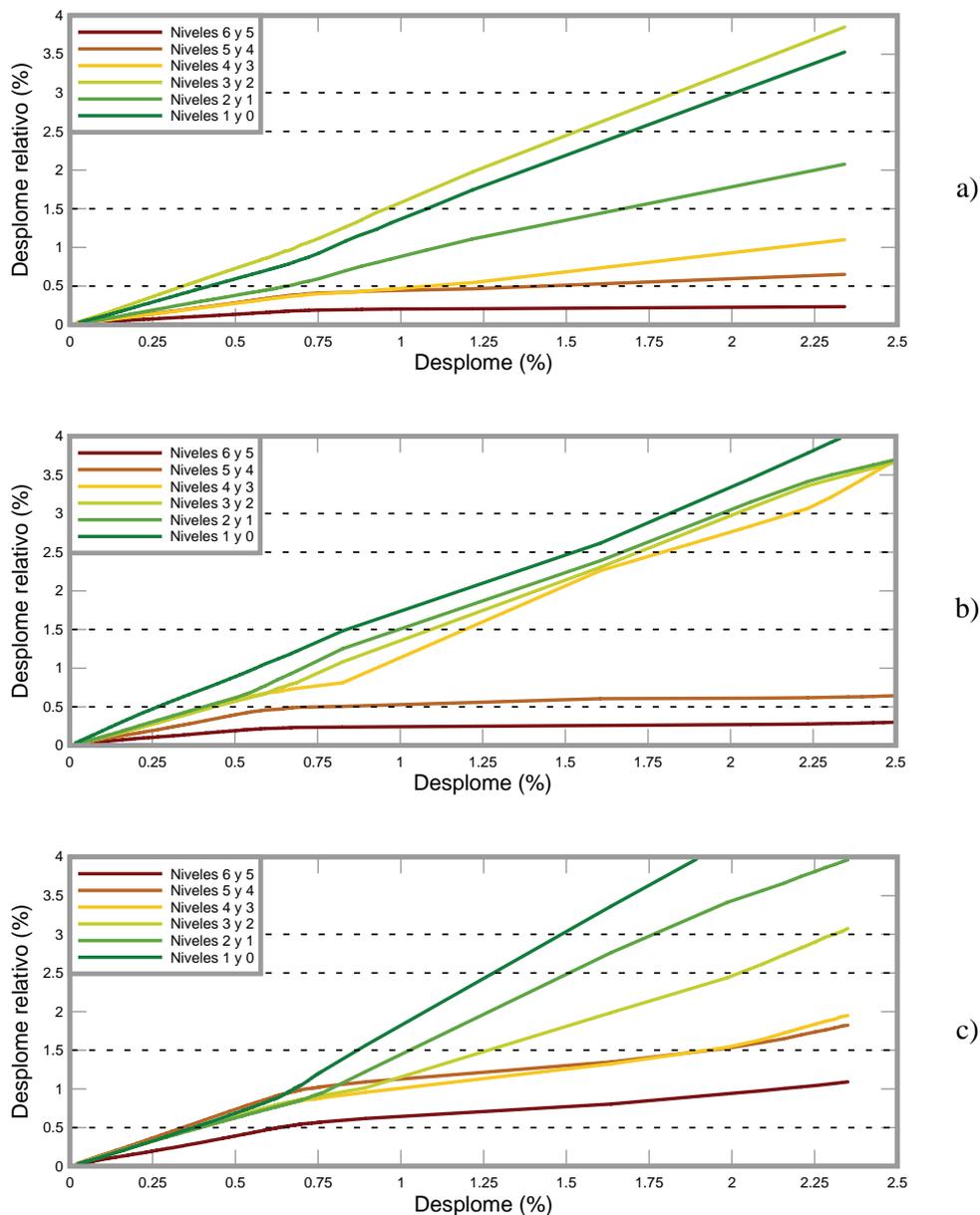


Figura 8.22 Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de 6 niveles y 3 vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

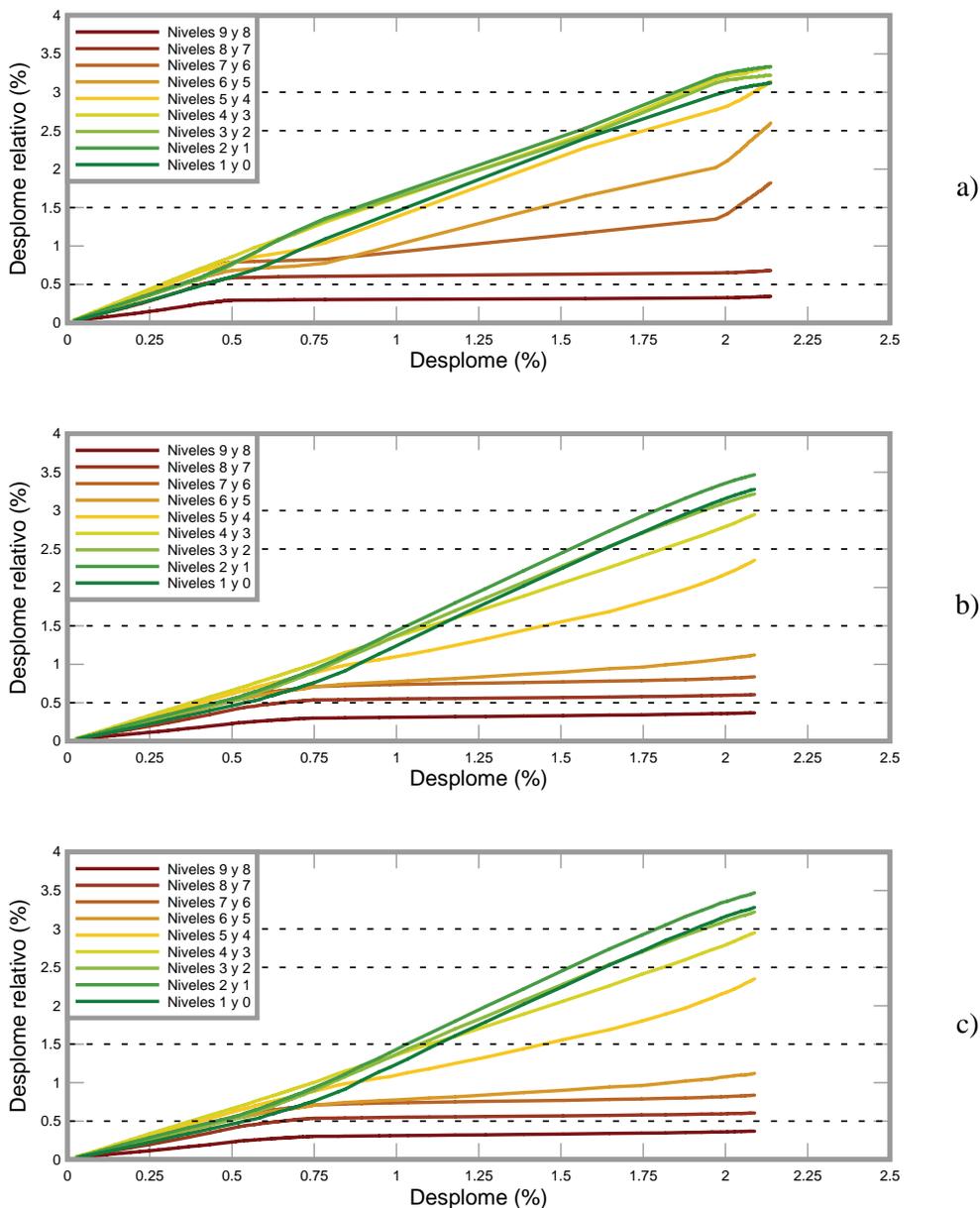


Figura 8.23 Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de 9 niveles y 3 vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

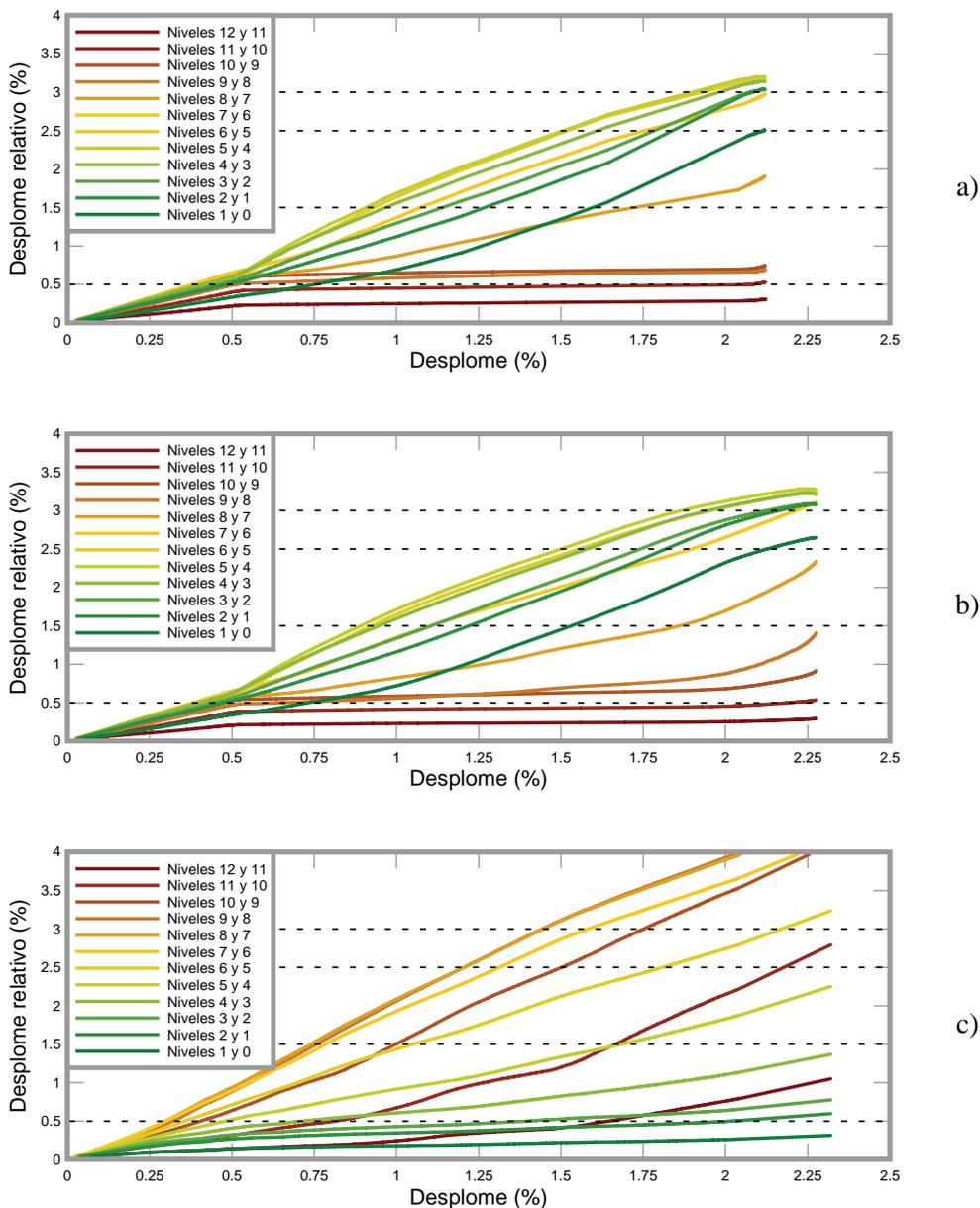


Figura 8.24 Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de 12 niveles y 3 vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

De acuerdo con las figuras anteriores, es posible confirmar el mecanismo de colapso de los edificios que se ha comentado en el apartado 8.2.3. Así, los edificios bajos (3 niveles) muestran en la evolución de los desplomes relativos que predomina el desplome relativo existente entre el nivel cero y el primer nivel, lo

que pone en evidencia la mayor concentración del daño en los pilares de la planta baja por lo que el mecanismo de colapso es el de ‘planta baja débil’. También resulta significativa la evolución de los desplomes relativos de los niveles superiores, los cuales crecen de una manera más discreta que el anterior o simplemente se mantienen en valores estacionarios, lo que muestra que en los niveles superiores se concentra un daño menor.

Los edificios de seis niveles también muestran mayores desplomes relativos entre los niveles cero y uno, sin embargo es posible apreciar en la Figura 8.22 que el resto de los desplomes relativos de los niveles uno, dos y tres alcanzan valores del mismo orden de magnitud de los desplomes relativos de planta baja, lo que indica que existe una distribución del daño entre los pilares de los niveles intermedios, lo cual finalmente conduce al colapso del edificio.

En la Figura 8.23 se observan los desplomes relativos de uno de los edificios de nueve niveles. Para este caso y en general para el resto de los edificios de nueve niveles, los desplomes relativos máximos ya no ocurren entre el nivel cero y uno, sino que suceden entre los niveles uno, dos tres y cuatro, pero también alcanzan valores significativos entre los niveles cinco y seis. Quede claro que para este tipo de edificios el colapso ya no se puede interpretar como producido por el efecto de planta baja débil, sino más bien como el producto de la plastificación de los extremos de los pilares de los niveles intermedios, lo que conduce a una redistribución de momentos, que a su vez propicia la plastificación de los pilares de los niveles inferiores.

De igual forma, los edificios de doce niveles, véase la Figura 8.24, muestran unos valores máximos de desplomes relativos en los niveles intermedios comprendidos entre los niveles cuatro, cinco, seis, siete y ocho, implicando esto que los pilares comprendidos entre dichos niveles alcanzan antes la plastificación, lo cual produce el colapso de la estructura mediante la redistribución de momentos hacia el resto de los pilares y vigas de los niveles inferiores.

8.4.3. Verificación del criterio de control por desplomes relativos del EC-8

Como ya se indicó en el Capítulo 6, el EC-8 contempla otro criterio de verificación del desempeño de las estructuras con base en los desplomes relativos. El criterio consiste en comparar el valor de un índice de sensibilidad θ contra un valor prefijado, si el índice de sensibilidad es mayor, el análisis debe considerar el efecto P- Δ ya que el mismo pasa a ser determinante en el proyecto global de la estructura. Para verificar el cumplimiento de éste criterio, se ha calculado el índice de sensibilidad de uno de los pórticos del edificio de 3 niveles y 3 vanos, aplicando la Ecuación 6.5. Los resultados se han graficado y se muestran en la Figura 8.25.

De los resultados obtenidos es importante resaltar que el índice de sensibilidad θ no alcanza el valor límite fijado en el EC-8 que es 0,1, a pesar de haber alcanzado un

desplome que se encuentra en el umbral de colapso, en el que obviamente el efecto P- Δ juega un rol importante.

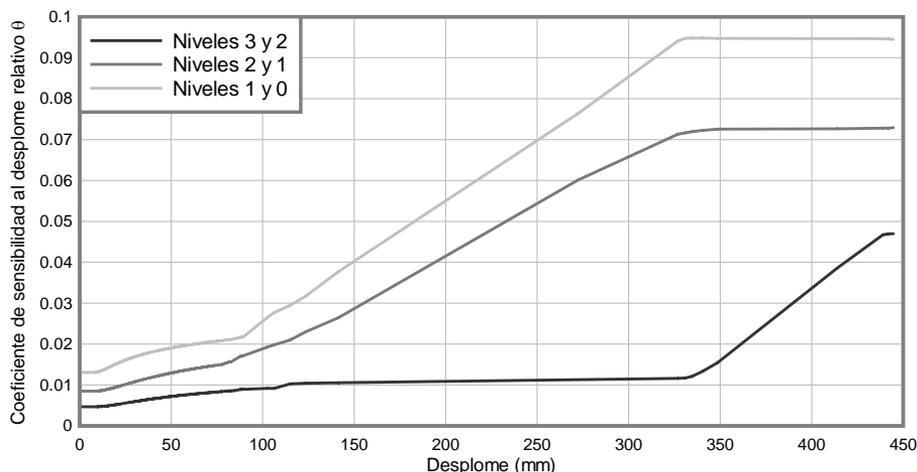


Figura 8.25 Evolución del índice de sensibilidad θ respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio

8.5. FACTORES DE REDUCCIÓN POR REDUNDANCIA Y RESERVA DE RESISTENCIA

Al observar las curvas de capacidad (ver Figuras 8.10 a la 8.13) no es posible establecer un criterio que permita determinar separadamente el valor del factor de reserva de resistencia y el del factor de redundancia, por tal motivo se ha decidido englobar el efecto de la reserva de resistencia y la redundancia estructural en un solo factor, que en lo sucesivo se denominará *factor de redundancia y reserva de resistencia*. En las tablas siguientes se muestran los valores de los factores de redundancia y reserva de resistencia que han sido calculados para los diferentes casos de estudio. En las tablas 8.4 a la 8.9, se muestran los resultados agrupados conforme a la norma de proyecto, valor de la aceleración básica de proyecto, número de niveles, número de vanos y tipo de pórtico.

Tabla 8.4. Reserva de resistencia y redundancia, pórticos externos de edificios proyectados conforme a ACI 318/ IBC-2003, con aceleración básica de 40% g

Pórticos externos		
Nº Niveles	Nº vanos	Reserva de resistencia
3	3	3,3900
6	3	2,1998
9	3	2,4300
12	3	2,2277
3	4	4,0690
6	4	2,4740
9	4	2,3800
12	4	2,3300
3	5	3,7954
6	5	2,2340
9	5	2,3900
12	5	1,9644
3	6	4,5360
6	6	1,9800
9	6	2,3100
12	6	2,2587

Tabla 8.5. Reserva de resistencia y redundancia, pórticos internos de edificios proyectados conforme a ACI 318/ IBC-2003, con aceleración básica de 40% g

Pórticos internos		
Nº Niveles	Nº vanos	Reserva de resistencia
3	3	3,2050
6	3	2,3374
9	3	2,1746
12	3	2,0440
3	4	3,8800
6	4	1,6400
9	4	2,0360
12	4	2,0120
3	5	3,7400
6	5	1,8143
9	5	2,1090
12	5	2,1070
3	6	4,6500
6	6	2,7330
9	6	2,2817
12	6	2,0490

Tabla 8.6. Reserva de resistencia y redundancia, pórticos externos de edificios proyectados conforme a ACI 318/ IBC-2003, con aceleración básica de 30% g

Pórticos externos		
Nº Niveles	Nº vanos	Reserva de resistencia
3	3	2,3836
6	3	2,8626
9	3	2,5414
12	3	2,4330
3	4	2,5136
6	4	2,9424
9	4	2,2255
12	4	2,6270
3	5	2,1951
6	5	2,9900
9	5	2,2190
12	5	2,5891
3	6	2,4841
6	6	3,0970
9	6	2,1217
12	6	2,4925

Tabla 8.7. Reserva de resistencia y redundancia, pórticos internos de edificios proyectados conforme a ACI 318/ IBC-2003, con aceleración básica de 30% g

Pórticos internos		
Nº Niveles	Nº vanos	Reserva de resistencia
3	3	1,8815
6	3	1,9320
9	3	1,6347
12	3	1,8172
3	4	1,8080
6	4	2,0780
9	4	1,5219
12	4	1,8599
3	5	2,0226
6	5	2,0680
9	5	1,5552
12	5	1,8672
3	6	2,0150
6	6	2,1204
9	6	1,5571
12	6	1,8022

Tabla 8.8. Reserva de resistencia y redundancia, pórticos externos de edificios proyectados conforme a EC-2/ EC-8, con aceleración básica de 30% g

Pórticos externos		
Nº Niveles	Nº vanos	Reserva de resistencia
3	3	2,3133
6	3	2,8748
9	3	2,4472
12	3	2,0436
3	4	2,1500
6	4	3,3552
9	4	2,5074
12	4	2,1128
3	5	2,4179
6	5	3,6977
9	5	2,7296
12	5	2,1273
3	6	2,0863
6	6	3,7641
9	6	2,5762
12	6	2,1672

Tabla 8.9. Reserva de resistencia y redundancia, pórticos internos de edificios proyectados conforme a EC-2/ EC-8, con aceleración básica de 30% g

Pórticos internos		
Nº Niveles	Nº vanos	Reserva de resistencia
3	3	1,4927
6	3	2,3415
9	3	1,7820
12	3	1,5400
3	4	1,3200
6	4	2,6246
9	4	1,8245
12	4	1,5293
3	5	1,4174
6	5	2,8063
9	5	1,8496
12	5	1,5264
3	6	1,4267
6	6	2,8120
9	6	1,8998
12	6	1,5410

Los valores contenidos en las Tablas 8.4 a la 8.7, demuestran que los valores de reserva de resistencia contenidos en el IBC-2003, véase la Tabla 4.13, son en general mayores que los calculados, con la excepción de los pórtico de tres vanos pertenecientes a edificios de tres niveles. Por otro lado, los valores de las Tablas 8.8 y 8.9, correspondientes a los casos proyectados conforme a EC-8/EC-2, son mucho mayores que los valores contemplados en el EC-8, véase Tabla 4.5. Es necesario recordar aquí, que el EC-8 recomienda la realización del análisis no lineal estático para calcular factores más adaptados a las características de la respuesta de los edificios, sin embargo limita el valor máximo de estos factores a

1,5, por lo que esta disposición normativa luce conservadora al comparar este límite superior con los valores calculados en esta investigación.

8.5.1. Espectros de factores de reducción por redundancia y reserva de resistencia

Como es bien sabido, para efecto de la aplicación al proyecto sismorresistente de los factores de reducción por redundancia y reserva de resistencia, resulta útil presentar los valores en un formato que permita al proyectista establecer de forma sencilla pero eficiente los valores recomendados al proyecto de un edificio en particular. Para lograr esto, se ha optado por mostrar los resultados en los que cada edificio ha sido caracterizado mediante su período fundamental, de manera que se obtienen *espectros de factores de reducción por redundancia y reserva de resistencia*. Seguidamente, se muestran los espectros de factores de reducción por redundancia y reserva de resistencia, para las normas consideradas en esta investigación. En primer término se muestran los espectros calculados para el ACI-318/IBC-2003 (Figuras 8.26 a la 8.29), con aceleraciones básicas del 40 y 30 %. En segundo término se muestran los espectros calculados conforme a EC-2/EC-8 (Figuras 8.30 y 8.31).

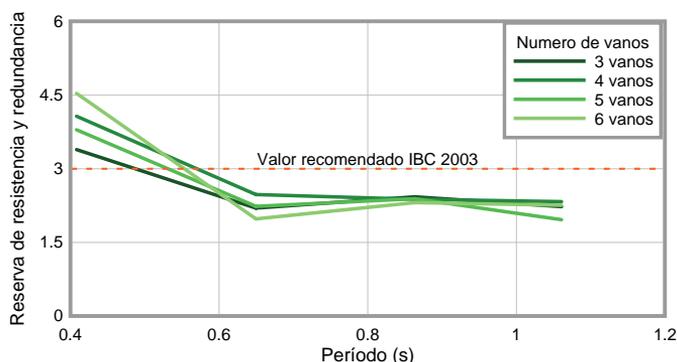


Figura 8.26 Espectro del factor de reserva de resistencia y redundancia, pórticos exteriores proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,4g

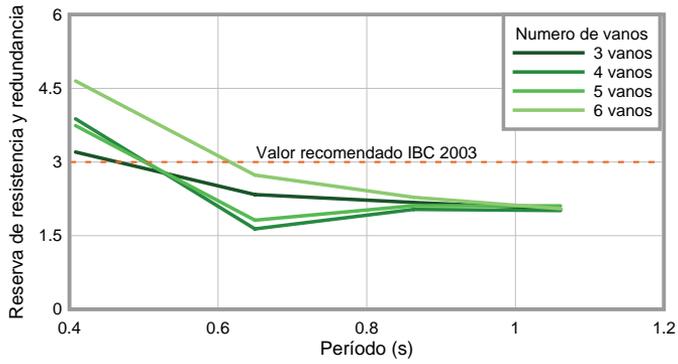


Figura 8.27 Espectro del factor de reserva de resistencia y redundancia, pórticos interiores proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,4g

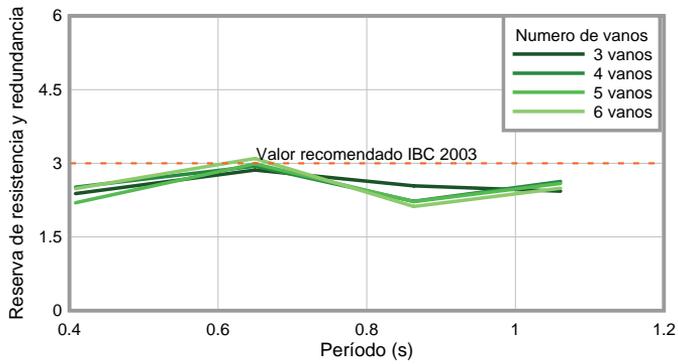


Figura 8.28 Espectro del factor de reserva de resistencia y redundancia, pórticos exteriores proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,3g

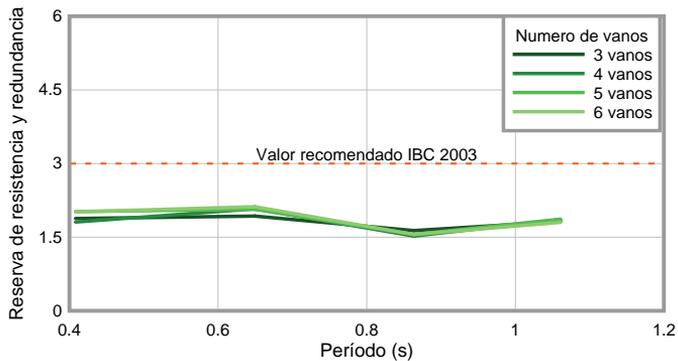


Figura 8.29 Espectro del factor de reserva de resistencia y redundancia, pórticos interiores proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,3g

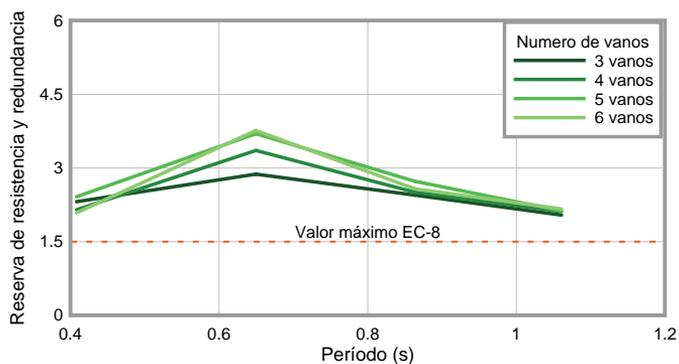


Figura 8.30 Espectro del factor de reserva de resistencia y redundancia, pórticos exteriores proyectado conforme a EC-2/EC-8, 0,3g

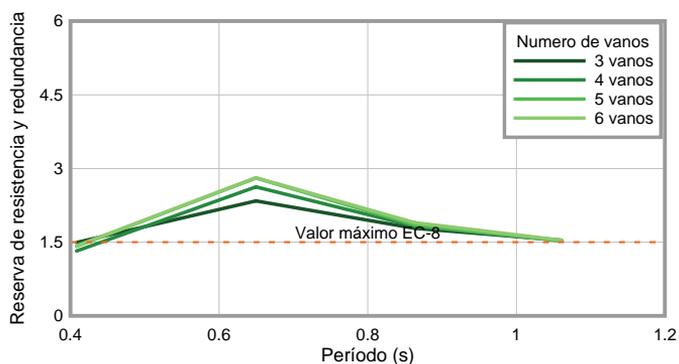


Figura 8.31 Espectro del factor de reserva de resistencia y redundancia, pórticos interiores proyectado conforme a EC-2/EC-8, 0,3g

A continuación se presentan los resultados obtenidos en forma de gráfico 3D, de manera que pueda observarse y compararse adecuadamente la influencia de la redundancia y el número de niveles sobre los valores de la reserva de resistencia.

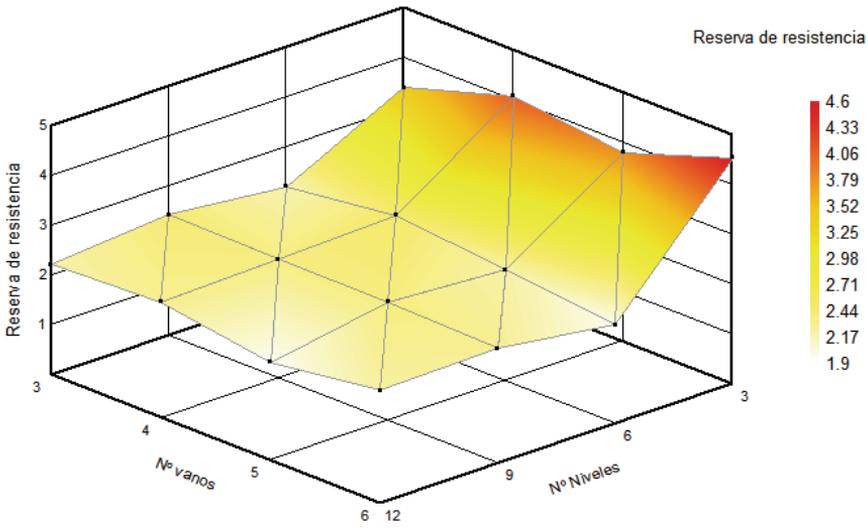


Figura 8.32 Representación de la variación del factor de reducción por reserva de resistencia respecto al número de niveles y al número de vanos, pórticos externos proyectados conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,4g

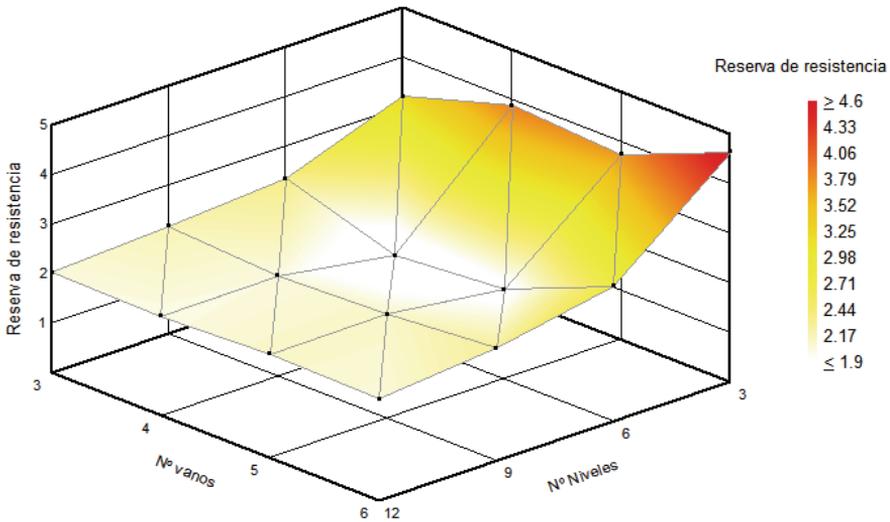


Figura 8.33 Representación de la variación del factor de reducción por reserva de resistencia respecto al número de niveles y al número de vanos, pórticos internos proyectados conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,4g

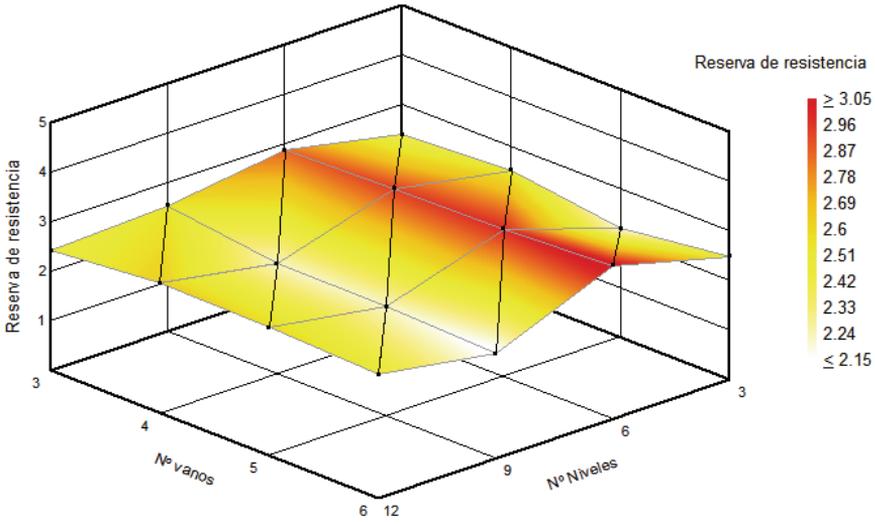


Figura 8.34 Representación de la variación del factor de reducción por reserva de resistencia respecto al número de niveles y al número de vanos, pórticos externos proyectados conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,3g

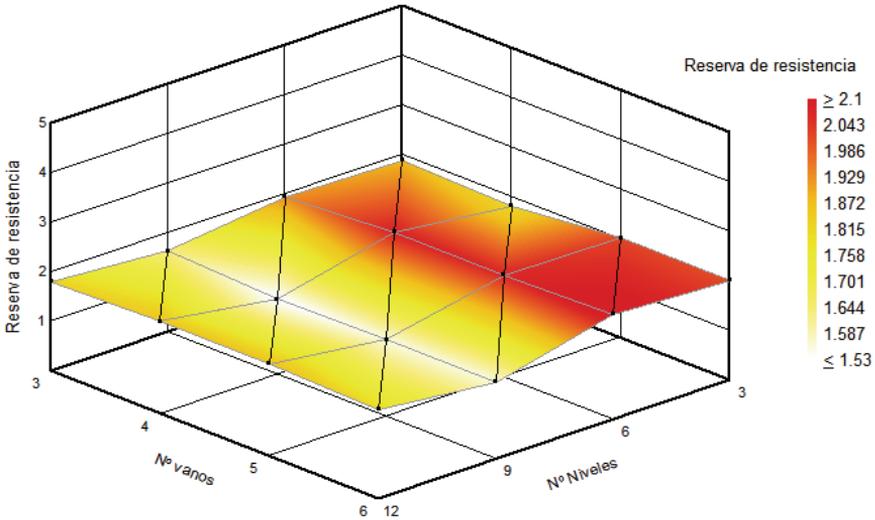


Figura 8.35 Representación de la variación del factor de reducción por reserva de resistencia respecto al número de niveles y al número de vanos, pórticos internos proyectados conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,3g

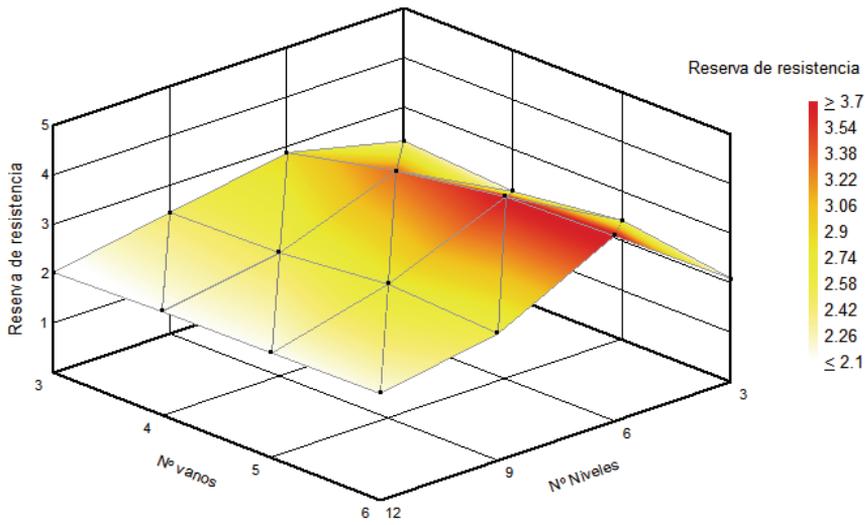


Figura 8.36 Representación de la variación del factor de reducción por reserva de resistencia respecto al número de niveles y al número de vanos, pórticos externos proyectados conforme a EC2/EC8, 0,3g

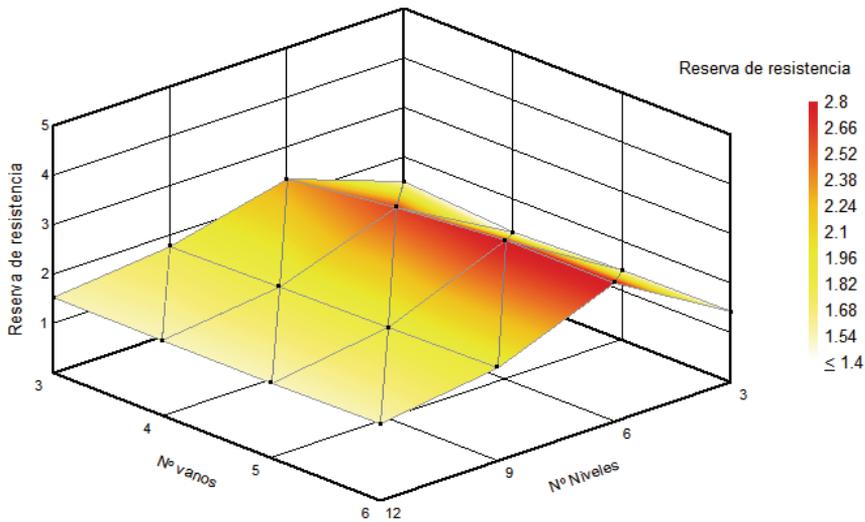


Figura 8.37 Representación de la variación del factor de reducción por reserva de resistencia respecto al número de niveles y al número de vanos, pórticos internos proyectados conforme a EC2/EC8, 0,3g

Los valores calculados de los factores de reducción por redundancia y reserva de resistencia, muestran que el proyecto sismorresistente permite que las estructuras de hormigón armado desarrollen resistencias laterales mayores que las requeridas, por lo que el objetivo primario del proyectista se satisface: producir estructuras seguras ante las cargas máximas probables que actuarán sobre dichas estructuras durante su vida útil.

Sin embargo, es necesario mencionar que los valores de los factores de redundancia y reserva de resistencia dependen tanto de la norma sismorresistente aplicada, como del nivel de amenaza sísmica y de la proporción de las cargas actuantes.

Influencia de la norma sismorresistente. Al comparar los valores obtenidos para una aceleración básica de 0,3g, se nota que los pórticos exteriores proyectados conforme al ACI-318/IBC-2003 son ligeramente mayores que los valores calculados de los pórticos exteriores proyectados de acuerdo con EC2/EC8. Similar tendencia se observa en los valores exhibidos por los pórticos interiores proyectados conforme a ambas normas, excepto para el caso de los edificios de seis niveles, para los que los valores de los factores de redundancia y reserva de resistencia de los edificios proyectados según EC2/EC8, son ligeramente mayores.

Influencia del nivel de amenaza sísmica. Su influencia es mayor, lo que se evidencia por la gran diferencia que existe entre los valores de reducción por redundancia y reserva de resistencia de los edificios proyectados según ACI-318/IBC-2003, para aceleraciones básicas de 0,4g y 0,3g. Nótese (ver Figuras 8.31 y 8.32) que para una aceleración básica de 0,4g los mayores valores corresponden a los edificios bajos (tres niveles) y que éstos se van reduciendo progresivamente a medida que se incrementa la altura del edificio, independientemente si se trata de pórticos interiores o exteriores. Por el contrario, para los edificios proyectados para una aceleración básica de 0,3g, los valores se mantienen prácticamente uniformes, con ligeros picos que corresponden a los edificios de seis niveles.

Influencia de la proporción de las cargas. Los dos grupos de edificios proyectados conforme a normas distintas, muestran que los factores de reducción por redundancia y reserva de resistencia dependen de la proporción de carga sísmica/carga de gravedad, debido a que los pórticos exteriores, cuya proporción sísmica/carga de gravedad es mayor que la de los pórticos interiores, disponen de factores de redundancia y reserva de resistencia mayores. Esto se debe a que en la etapa de dimensionado de las secciones transversales de los miembros de los pórticos (vigas y pilares) la combinación de las cargas actuantes en los pórticos de interiores generalmente produce secciones con cuantías de refuerzo condicionadas por las sollicitaciones, mientras que en los pórticos exteriores obedecen más bien a cuantías mínimas de refuerzo exigidas en las normas.

De las Figuras 8.32 a la 8.37 es posible destacar que existe un ligero incremento de los valores de los factores de reducción por redundancia y reserva de resistencia debidos al incremento del número de vanos, sin embargo esta tendencia no se

mantiene en todos los casos, lo que no permite concluir que la redundancia tenga una influencia decisiva sobre dichos factores, lo que por otro lado, confirma la opinión de mantener asociados a la redundancia y a la reserva de resistencia en un factor único.

Otro de los aspectos resaltantes de los valores de los factores de redundancia y reserva de resistencia, es que éstos son mayores a medida que la ductilidad del pórtico es menor, para ello es necesario comparar las figuras en 3D anteriores con las figuras en 3D de la ductilidad. Es evidente que para todas las combinaciones posibles de norma sismorresistente de proyecto y nivel de peligrosidad sísmica, los picos del primer grupo de figuras (reserva de resistencia y redundancia) coinciden con los valles de las figuras de ductilidad estructural y viceversa. Esto permite concluir que a nivel estructural, una mayor ductilidad implica una menor reserva de resistencia.

Finalmente, es necesario indicar que los valores de factores de reducción sugeridos en el IBC-2003 y el EC-8 son claramente inferiores a los valores resultantes de esta investigación, pudiendo catalogar a aquellos como factores conservadores para el proyecto. En todo caso, es valedera la recomendación del EC-8 de obtener directamente dichos factores del análisis estático no lineal.

8.5.2. Cálculo del factor de reducción de respuesta R

Al haber obtenido los factores combinados de reducción por redundancia y reserva de resistencia para diferentes configuraciones y niveles de proyecto sismorresistente, es posible utilizar estos resultados para ilustrar la aplicación del procedimiento propuesto en el ATC 19 (1995) y que ha sido reseñado en el apartado 4.2.2. Los factores de reducción por ductilidad (R_{μ}) se calculan mediante los espectros propuestos por Vielma *et al.* (2004), para el caso específico de edificios de hormigón armado. En este caso, con fines meramente académicos se ilustra el procedimiento de cálculo de los factores de reducción, aplicando el espectro de factores de reducción por ductilidad obtenido para un suelo S2, cuyas características geotécnicas son muy similares a las de un suelo tipo B, contemplado en el IBC-2003, cuyo espectro de factor de reducción R se reproduce en la Figura 8.38.

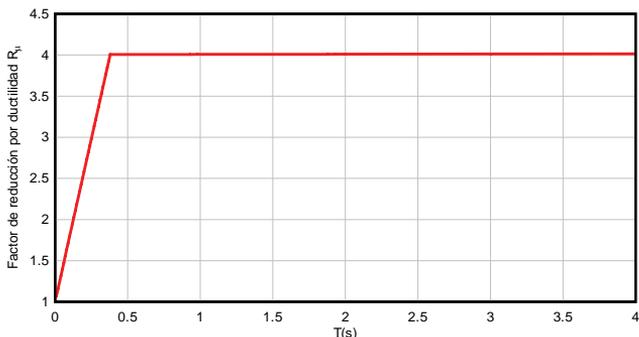


Figura 8.38 Espectro de factor de reducción por ductilidad para suelo S2, Fuente: Vielma *et al.* 2004

Al aplicar la Ecuación para el cálculo del factor R, se obtienen los espectros siguientes:

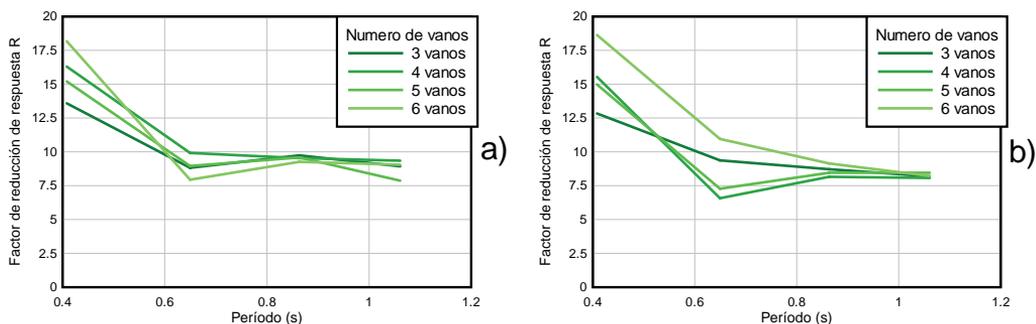


Figura 8.39 Espectros de factor de reducción de respuesta de los pórticos a) exteriores y b) interiores, de los edificios proyectados conforme a ACI-318/IBC-2003, para aceleración básica de 0,4g

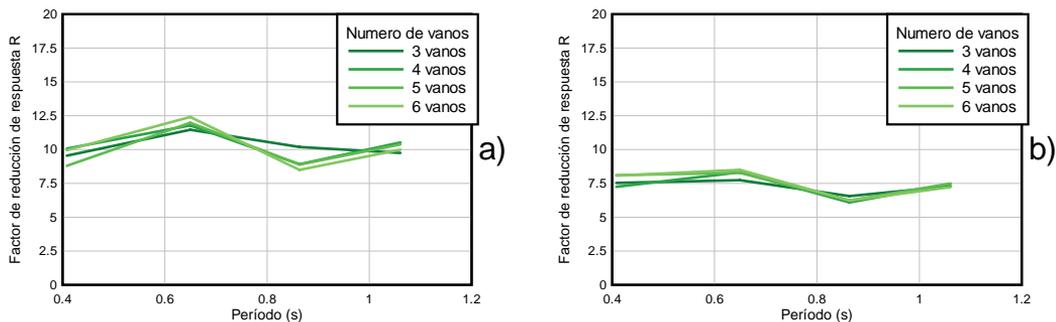


Figura 8.40 Espectros de factor de reducción de respuesta de los pórticos a) exteriores y b) interiores, de los edificios proyectados conforme a ACI-318/IBC-2003, para aceleración básica de 0,3g

Los espectros anteriores muestran entre otras cosas, que los edificios pueden llegar a tener, al igual como ocurre con la ductilidad, valores de factores de reducción de respuesta R diferentes, dependiendo de la relación de carga sísmica/carga de gravedad del pórtico. Por otro lado, es evidente que los valores calculados aplicando el enfoque del ATC-19, son muy altos, especialmente para los edificios de períodos bajos y con aceleración de proyecto alta, ver Figura 8.39. Si se compara a estos valores con los mostrados en la Tabla 4.13, que contiene los valores recomendados por el IBC-2003, se encuentra que los factores de reducción de esta norma sismorresistente, son menores que los calculados según el procedimiento ATC-19, para el caso de los pórticos de los edificios con bajos períodos, proyectados con aceleración básica de 0,4g., sin embargo, los valores de la norma y los calculados, son muy próximos en el rango de los períodos intermedios. En cambio, para los edificios proyectados para una aceleración básica de 0,3g, los valores calculados son ligeramente más altos (Figura 8.40a) o ligeramente más bajos (Figura 8.40b).

8.6. DETERMINACIÓN OBJETIVA DE LOS UMBRALES DE ESTADOS LÍMITE

Los umbrales de los estados límite aplicados en el proyecto y evaluación sismorresistente de edificios, han sido propuestos a partir de evaluaciones efectuadas sobre las curvas de capacidad de sistemas de un grado de libertad equivalente al sistema de múltiples grados, evaluaciones post-sísmicas de la respuesta de edificios y cuando ninguno de éstos tipos de evaluaciones han estado disponibles, se ha impuesto el criterio de expertos.

8.6.1. Procedimiento

Como ya se ha indicado anteriormente (apartado 8.4.3) los desplomes relativos constituyen un adecuado criterio de evaluación de la respuesta a nivel de elementos (pilares), por tanto, se le puede aplicar a la evaluación del desempeño de un grupo de pilares ubicados en un mismo nivel, mediante la aplicación de valores que señalan un grado determinado de daño en dichos pilares. En las Figuras 8.21 a la 8.24 se han mostrado las gráficas de desplomes relativos contra desplomes del nivel de cubierta (ambos normalizados respecto a la altura del nivel y la altura total del edificio, respectivamente). De estas Figuras es posible obtener los valores de los desplomes del nivel de cubierta para el cual se ha alcanzado un grado de daño en los pilares de un nivel dado, para cada tipo de edificio.

Tabla 8.10. Estados límite de daño aplicados en la interpretación del análisis no lineal y sus parámetros de control

Estado Límite	Parámetro
Sin daño	$\delta > 0,05$
De servicio	$\delta > 0,15$
Daños irreparables	$\delta > 0,25$
Daños extensivos	$\delta > 0,30$
Prevención de colapso	$IDEF \geq 95\%$

Los estados límite definidos en la Tabla 8.10 son los mismos definidos para la evaluación del desempeño del análisis elástico de los edificios, véase la Tabla 6.3, pero que han sido sometidos a pequeñas modificaciones: se han ajustado ligeramente los valores de los desplomes relativos y se ha cambiado el cuarto estado límite definiéndolo como estado límite de daños extensivos y definiendo el quinto estado límite como estado límite de prevención de colapso, para el cual se aplica el criterio de que el índice de daño calculado por elementos finitos debe ser mayor o igual que el 95%. Resulta interesante observar la variación de los umbrales de daños respecto a la altura de los edificios, para lo que se han graficado dichos valores contra el número de niveles, o lo que es lo mismo, contra el período del primer modo calculado para cada uno de los edificios.

8.6.2. Resultados por casos

En las Tablas 8.11 a la 8.14 se muestran los valores de los desplomes para cada estado límite que ha sido aplicado en esta investigación, para el caso que se ha venido mostrando a lo largo de todo este capítulo, mostrando todos los casos que se han agrupado conforme al número de niveles.

Tabla 8.11. Valores de los desplomes correspondientes a los estados límite, para los edificios de 3 niveles, proyectados conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,4g

		Estado Límite				
		Sin daño	Servicio	Daños irreparables	Daño extensivo	Prevención de colapso
Edificio 3 niveles	Pórtico	$\delta=0,05$	$\delta=0,15$	$\delta=0,25$	$\delta=0,30$	ID>95%
3 vanos	Externo	0.23	0.76	1.29	1.48	2.40
	Interno	0.25	0.70	1.07	1.29	2.50
	Arriostramiento	0.25	0.75	1.09	1.25	2.31
4 vanos	Externo	0.26	0.76	1.26	1.49	2.20
	Interno	0.25	0.80	1.28	1.50	2.68
	Arriostramiento	0.27	0.85	1.39	1.69	2.65
5 vanos	Externo	0.24	0.71	1.05	1.21	2.05
	Interno	0.22	0.71	1.00	1.15	2.32
	Arriostramiento	0.27	0.85	1.39	1.69	2.65
6 vanos	Externo	0.38	0.99	1.48	1.73	2.16
	Interno	0.38	1.00	1.49	1.73	2.16
	Arriostramiento	0.25	0.75	1.09	1.25	2.31

Tabla 8.12. Valores de los desplomes correspondientes a los estados límite, para los edificios de 6 niveles, proyectados conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,4g

		Estado Límite				
		Sin daño	Servicio	Daños irreparables	Daño extensivo	Prevención de colapso
Edificio 6 niveles	Pórtico	$\delta=0,05$	$\delta=0,15$	$\delta=0,25$	$\delta=0,30$	ID>95%
3 vanos	Externo	0.29	0.83	1.51	1.83	2.34
	Interno	0.30	0.81	1.63	2.10	2.50
	Arriostramiento	0.43	1.02	1.28	1.48	2.35
4 vanos	Externo	0.42	1.02	1.45	1.80	2.65
	Interno	0.50	0.99	1.31	1.58	2.05
	Arriostramiento	0.39	1.30	1.68	1.96	2.58
5 vanos	Externo	0.49	0.89	1.54	1.82	2.11
	Interno	0.36	0.92	1.52	1.82	2.12
	Arriostramiento	0.40	1.29	1.43	1.68	2.64
6 vanos	Externo	0.38	0.90	1.22	1.48	2.11
	Interno	0.43	1.09	1.30	1.47	2.68
	Arriostramiento	0.42	1.25	1.64	1.93	2.69

Tabla 8.13. Valores de los desplomes correspondientes a los estados límite, para los edificios de 9 niveles, proyectados conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,4g

		Estado Límite				
		Sin daño	Servicio	Daños irreparables	Daño extensivo	Prevención de colapso
Edificio 9 niveles	Pórtico	$\delta=0,05$	$\delta=0,15$	$\delta=0,25$	$\delta=0,30$	ID>95%
3 vanos	Externo	0.27	0.88	1.55	1.85	2.14
	Interno	0.37	1.03	1.53	1.79	2.09
	Arriostramiento	0.37	1.04	1.53	1.79	2.09
4 vanos	Externo	0.40	0.95	1.51	1.84	2.65
	Interno	0.40	1.04	1.78	2.07	2.71
	Arriostramiento	0.35	0.85	1.18	1.86	2.64
5 vanos	Externo	0.39	0.91	1.69	2.03	2.40
	Interno	0.33	0.76	1.62	1.80	2.67
	Arriostramiento	0.39	1.03	1.61	1.84	2.11
6 vanos	Externo	0.40	1.16	1.95	2.08	2.32
	Interno	0.38	1.05	1.75	2.01	2.55
	Arriostramiento	0.35	0.85	1.18	1.86	2.64

Tabla 8.14. Valores de los desplomes correspondientes a los estados límite, para los edificios de 12 niveles, proyectados conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,4g

		Estado Límite				
		Sin daño	Servicio	Daños irreparables	Daño extensivo	Prevención de colapso
Edificio 12 niveles	Pórtico	$\delta=0,05$	$\delta=0,15$	$\delta=0,25$	$\delta=0,30$	ID>95%
3 vanos	Externo	0.37	0.91	1.51	1.90	2.12
	Interno	0.38	0.88	1.50	1.88	2.26
	Arriostramiento	0.51	0.75	1.09	1.60	2.32
4 vanos	Externo	0.37	0.91	1.49	1.90	2.20
	Interno	0.38	0.89	1.49	1.85	2.19
	Arriostramiento	0.55	0.85	1.39	1.79	2.44
5 vanos	Externo	0.38	0.91	1.48	1.80	2.40
	Interno	0.37	0.94	1.65	1.91	2.50
	Arriostramiento	0.55	0.85	1.39	1.79	2.44
6 vanos	Externo	0.37	0.91	1.51	1.90	2.04
	Interno	0.39	0.93	1.51	1.89	2.50
	Arriostramiento	0.51	0.75	1.09	1.60	2.32

A continuación se muestran los valores medios calculados de acuerdo con el número de niveles de los edificios, el número de vanos la norma sismorresistente de proyecto, así como el valor de la aceleración básica de proyecto. A los valores medios, calculados a partir de los resultados obtenidos para edificios de similares alturas, pero con número variable de vanos, se les ha calculado la desviación estándar y el coeficiente de variación, con la finalidad de que puedan ser utilizados en estudios de confiabilidad estructural.

Por razones de brevedad, únicamente se muestra en la figura 8.41 los resultados de los edificios proyectados conforme al ACI-318/IBC-2003, para aceleración básica de 0,4g, presentándose las figuras de todos los casos en el Apéndice 4.

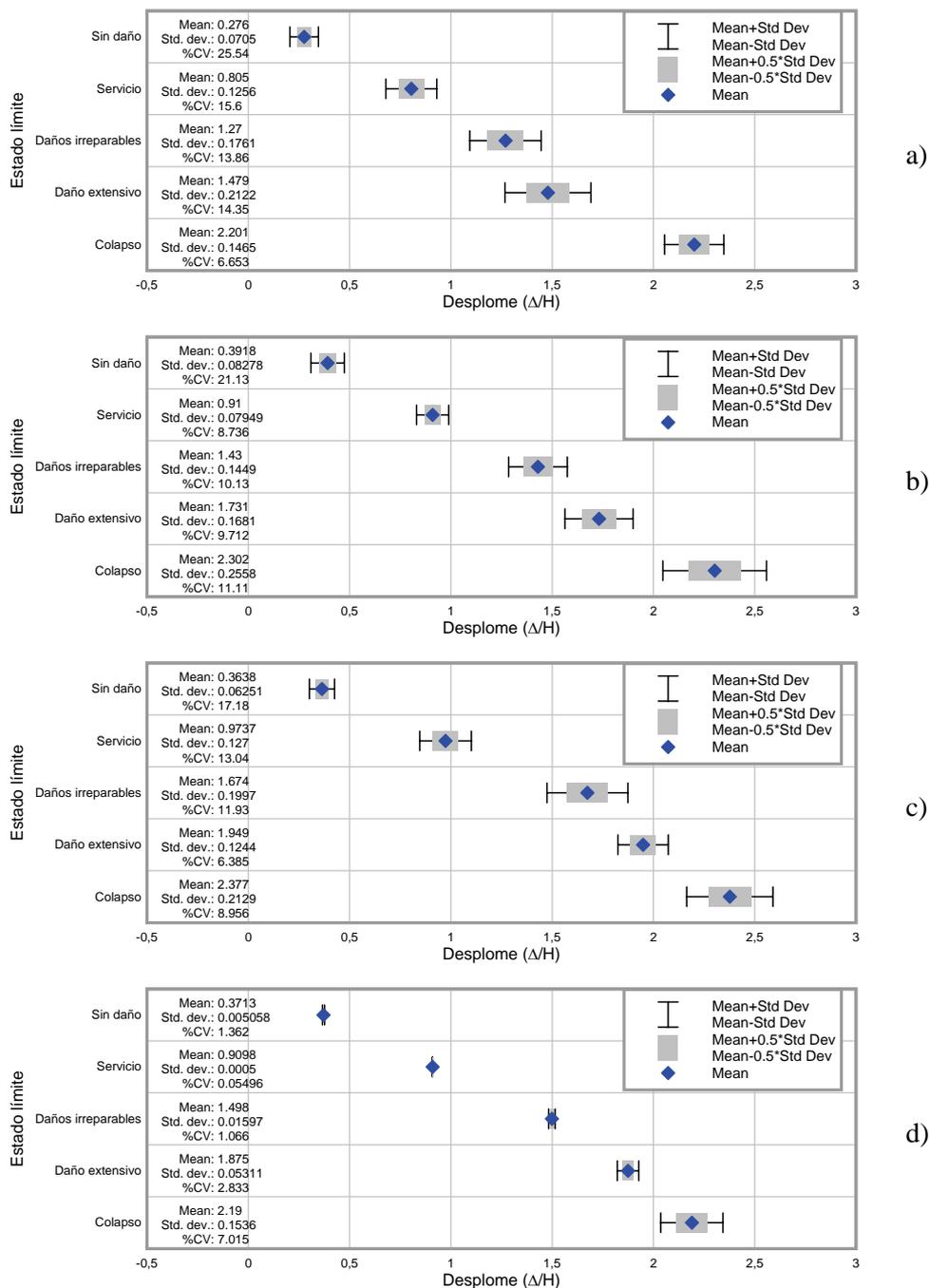
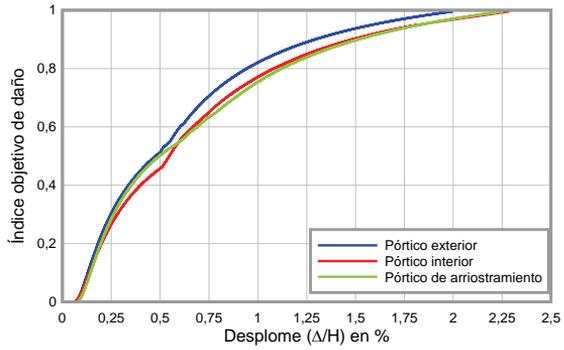


Figura 8.41 Umbrales objetivos de daño para pórticos externos proyectados conforme a ACI-318/IBC 2003 (40% g). a) Edificios de tres niveles, b) Edificios de seis niveles, c) Edificios de nueve niveles y d) Edificios de doce niveles

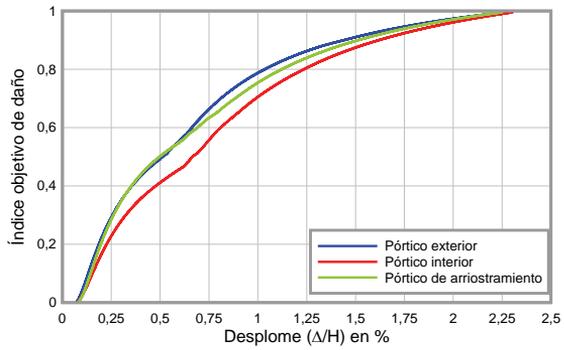
Comentario sobre los resultados. Los umbrales de los estados límite de daño determinados mediante la relación de los desplomes relativos de los niveles de los edificios permiten cuantificar objetivamente la cuantificación del daño a nivel global. Los umbrales de daño de los edificios estudiados muestran valores bien definidos para los diferentes estados límite considerados en esta investigación, además, al presentar los umbrales de forma normalizada respecto a la altura, facilita la comparación entre casos de diferente elevación. Sin embargo, al operar estadísticamente con estos umbrales se encuentra cierta dispersión, por lo que al considerar los valores medios más una desviación estándar, se generan unas bandas de desplomes normalizados que pueden ser utilizadas en el proyecto por desplazamientos de nuevos edificios o en el proyecto por prestaciones de edificios nuevos o verificación de edificios existentes.

8.7. ÍNDICE DE DAÑO OBJETIVO DE LOS EDIFICIOS PORTICADOS

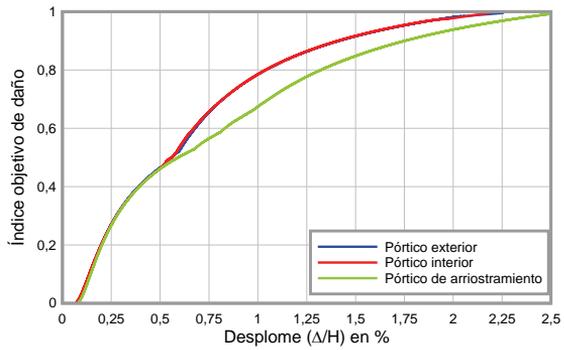
Conforme a la formulación propuesta en el Capítulo 7, se ha procedido a calcular las curvas del índice objetivo de daño para el conjunto de edificios proyectados conforme al ACI-318/IBC-2003. En las Figuras a la se muestran dichas curvas, calculadas para una aceleración de 0,4g. Es importante resaltar la uniformidad de las curvas, independientemente de la altura del edificio, número de vanos y tipo de carga predominante, por lo que se pueden utilizar para la comparación de la respuesta de edificios porticados regulares de hormigón armado y así poder establecer valores de desplomes que representen un determinado valor de daño, o dicho de otra forma, que represente un estado límite determinado.



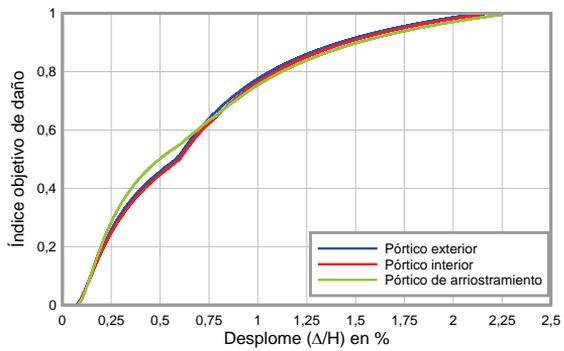
a)



b)

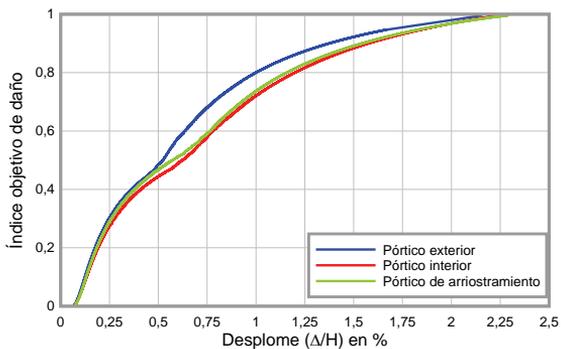


c)

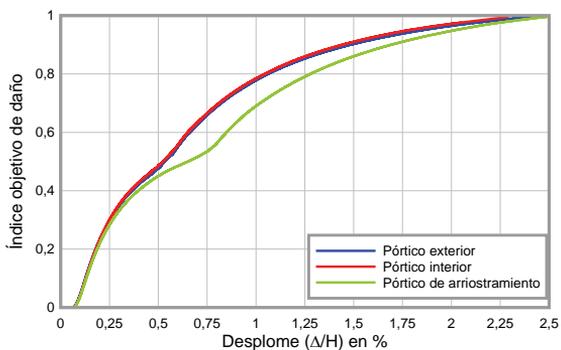


d)

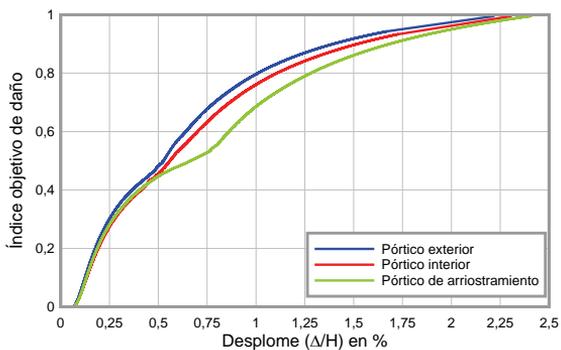
Figura 8.42 Curvas de índice objetivo de daño para los edificios de tres niveles con a) tres vanos, b) cuatro vanos, c) cinco vanos y d) seis vanos



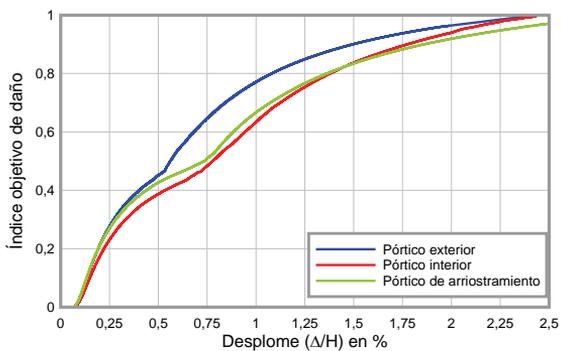
a)



b)

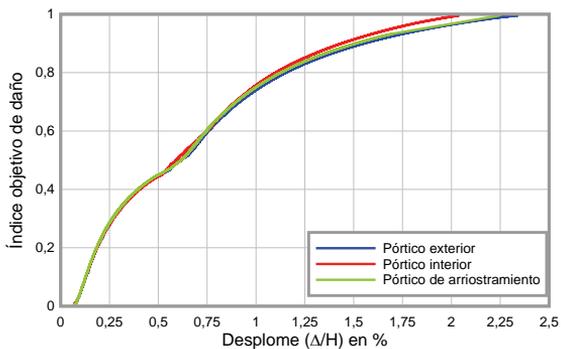


c)

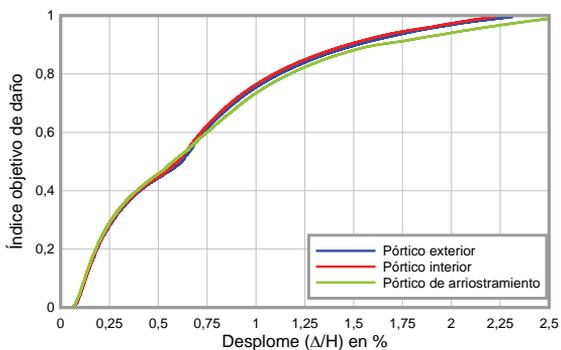


d)

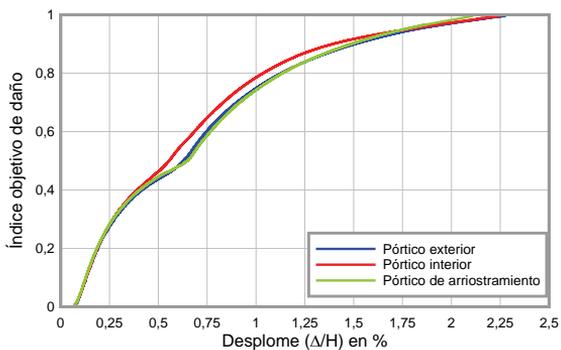
Figura 8.43 Curvas de índice objetivo de daño para los edificios de seis niveles con a) tres vanos, b) cuatro vanos, c) cinco vanos y d) seis vanos



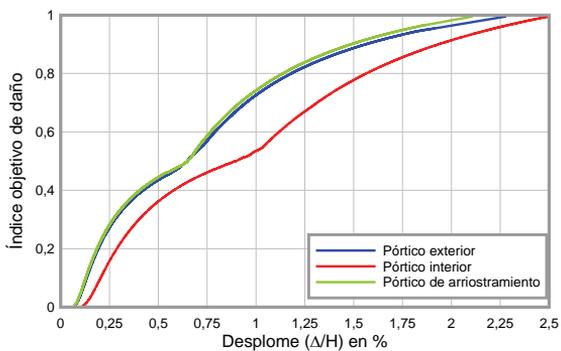
a)



b)

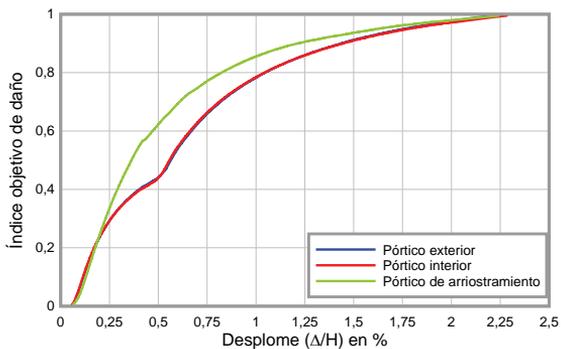


c)

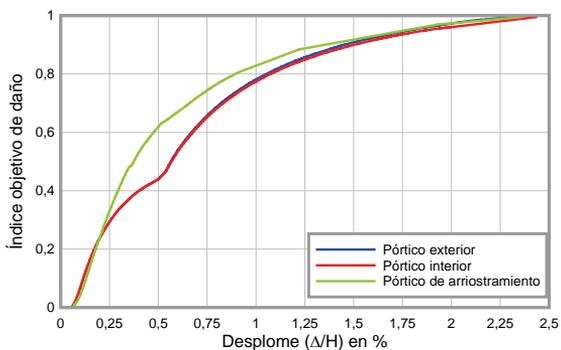


d)

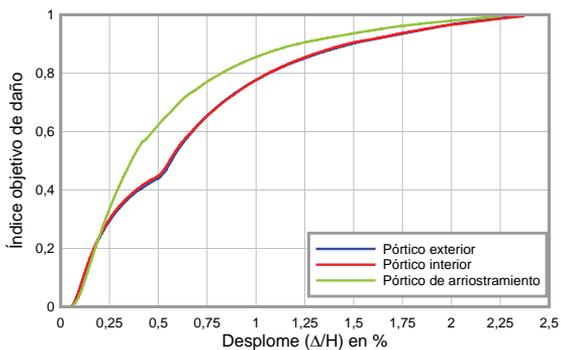
Figura 8.44 Curvas de índice objetivo de daño para los edificios de nueve niveles con a) tres vanos, b) cuatro vanos, c) cinco vanos y d) seis vanos



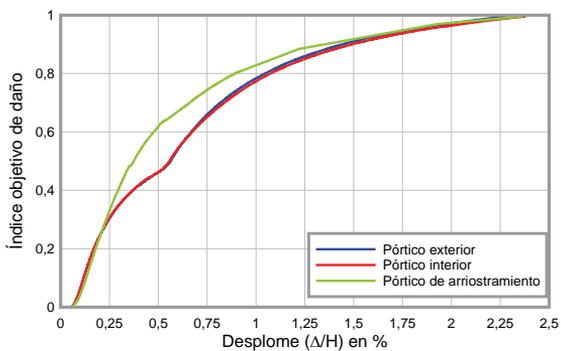
a)



b)



c)



d)

Figura 8.45 Curvas de índice objetivo de daño para los edificios de doce niveles con a) tres vanos, b) cuatro vanos, c) cinco vanos y d) seis vanos

Seguidamente, con el objeto de ilustrar la aplicación directa del índice de daño al proyecto sismorresistente aplicando desplazamientos, se presentan cuatro ejemplos escogidos entre los múltiples casos calculados en esta investigación. La metodología consiste en trazar los desplazamientos normalizados correspondientes a los umbrales objetivos determinados en este apartado sobre las curvas de capacidad. Una vez ubicados los desplazamientos normalizados, se utilizan sus valores para obtener el índice de daño objetivo correspondiente a cada estado límite, utilizando para esto las Figuras de índices de daño objetivo mostradas anteriormente.

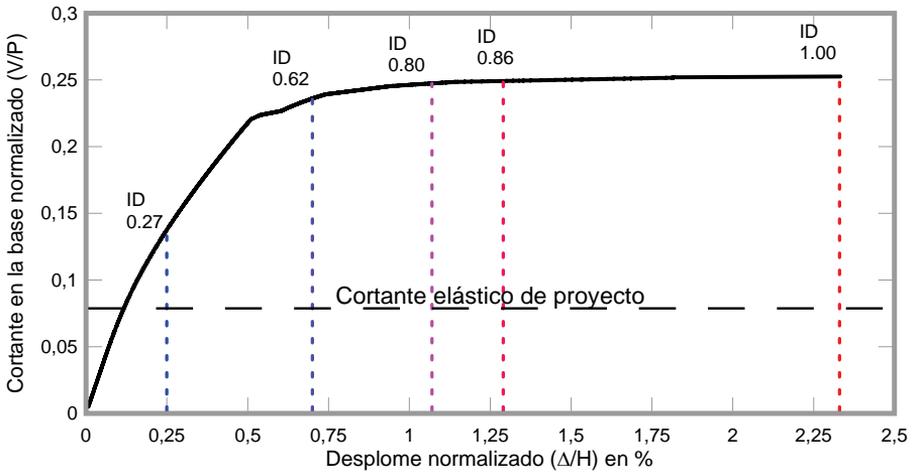


Figura 8.46 Umbrales de Estados Límite y sus valores de índice de daño para edificio de tres niveles

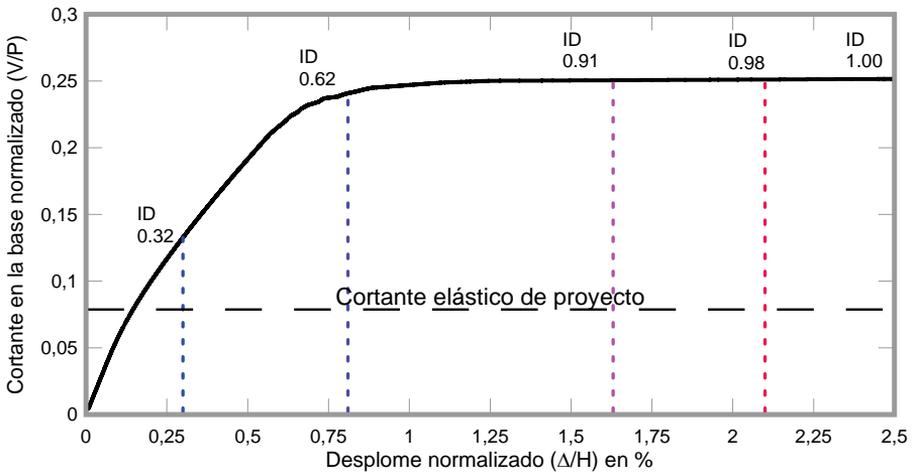


Figura 8.47 Umbrales de Estados Límite y sus valores de índice de daño para edificio de seis niveles

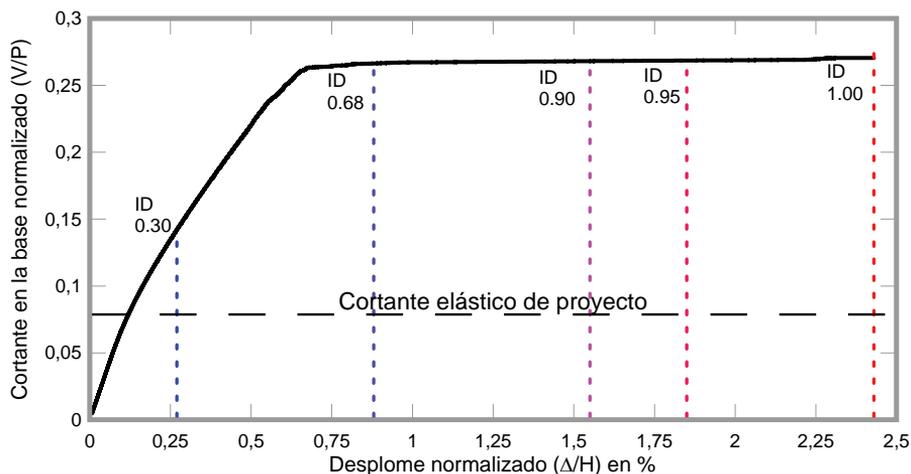


Figura 8.48 Umbrales de Estados Límite y sus valores de índice de daño para edificio de nueve niveles

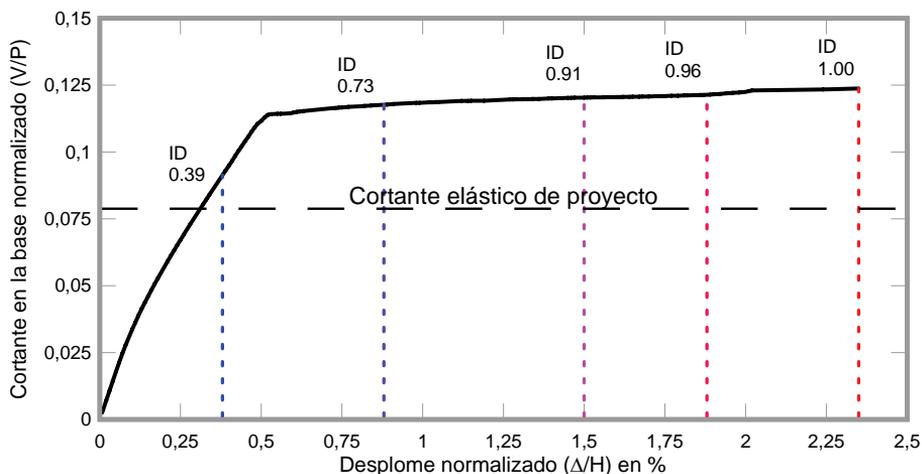


Figura 8.49 Umbrales de Estados Límite y sus valores de índice de daño para edificio de doce niveles

Como ya se ha explicado anteriormente, los umbrales de daño se corresponden con cinco estados posibles a saber: sin daño, daño leve, daño moderado, daño extensivo y colapso. Es importante señalar que de los resultados se desprende que los valores del índice de daño objetivo dependen en gran medida del modo global de fallo del edificio. Así, para los edificios bajos los valores del índice de daño correspondiente al umbral del estado límite de daños reparables muestra un valor más bajo en comparación con el resto de los edificios, esto debido al fallo del tipo ‘piso blando’, ver Figuras 10.23 a la 10.26.

La determinación objetiva de umbrales de daño, así como también la de índices de daño, puede ser beneficioso para el proyecto sismorresistente al permitir al proyectista conocer el desplazamiento máximo que desea que tenga la estructura y obviamente, el índice de daño que se asociará a ese desplazamiento. Pero además, permite determinar el valor de la ductilidad por prestaciones μ_{pp} , siendo esta ductilidad la que se obtiene de la relación siguiente:

$$\mu_{pp} = \frac{\Delta_{pp}}{\Delta_y} \tag{8.2}$$

Donde Δ_{pp} es el desplome por prestaciones, que corresponde al desplome para el cual se alcanza el estado límite que el proyectista escoge para la estructura y Δ_y ya ha sido definido como el desplome de plastificación. Para ilustrar mejor este concepto, se hace uso de un ejemplo, que consiste en ubicar en la Figura 8.50 el desplome que corresponde al estado límite que se desea que alcance la estructura, por ejemplo el estado límite de daños reparables, véase Figura 10.27a. Se obtiene en la curva el desplome que corresponde a ese estado límite ($\Delta_{pp} = 0,53$).

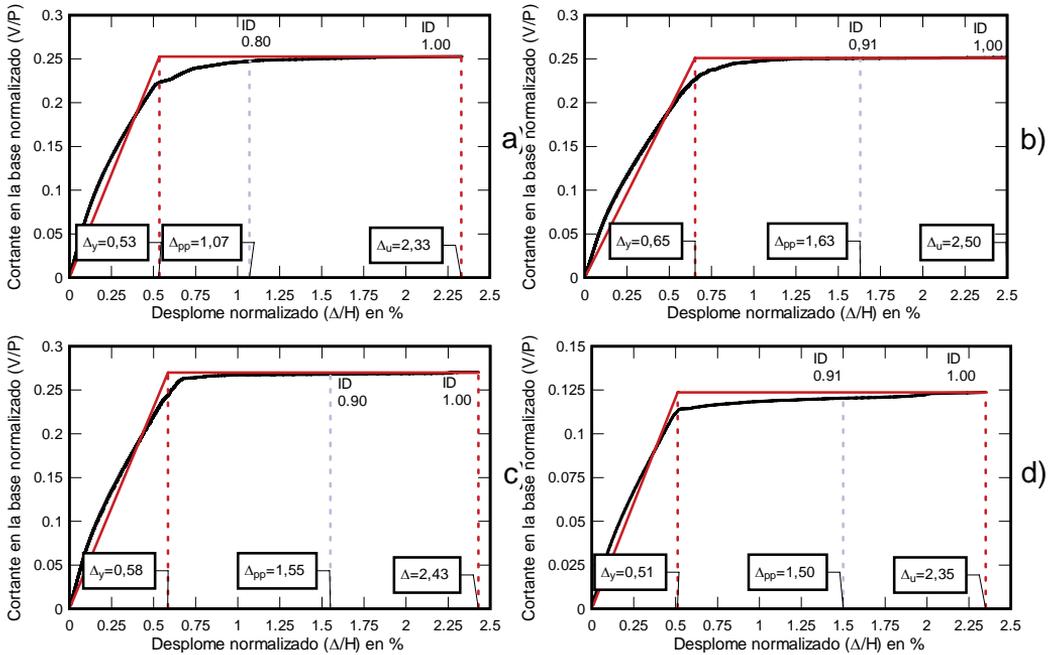


Figura 8.50 Determinación del desplazamiento objetivo para el cálculo de la ductilidad objetivo de la estructura a) Edificio de tres niveles, b) Edificio de seis niveles, c) Edificio de nueve niveles y d) Edificio de doce niveles

En el proyecto este será el máximo desplome que ha de alcanzarse, de manera que el valor de la ductilidad por prestaciones es $\mu_{pp} = \frac{1,07}{0,53} = 2,02$, con un índice de daño de 0,80, mientras que la ductilidad máxima que puede llegar a alcanzar es: $\mu_m = \frac{2,33}{0,53} = 4,39$, con un índice de daño de 1,00, lo cual contrasta con la ductilidad de proyecto que es $\mu = 6$. Este resultado que corresponde a un pórtico del edificio de tres niveles, es claramente inferior a los obtenidos al calcular la ductilidad por prestaciones de edificios de mayor altura, por ejemplo, para el edificios de seis niveles, dicha ductilidad alcanza un valor de 2,51, con un índice de daño de 0,91, mientras que para los edificios de nueve y doce niveles, los valores de la ductilidad por prestaciones son respectivamente 3,22 y 2,94, siendo el valor del índice de daño de 0,90 y 0,91, respectivamente. Estos resultados reflejan que el modo de fallo por planta baja débil que ocurre en los edificios bajos (tres niveles), condiciona no sólo el bajo nivel del valor de la ductilidad por prestaciones, sino que también el modo de fallo es capturado por el índice de daño, que alcanza un valor relativamente bajo (0,80) debido a que la mayor parte de la energía se disipa mediante el mecanismo de se genera por la plastificación de los extremos de los pilares de la planta baja. Por el contrario, los edificios más altos, cuyo modo de fallo incluye plastificación en las vigas de los niveles intermedios, lo que permite una mejor disipación de energía, disponen de una mayor ductilidad por prestaciones e igualmente mayores valores del índice de daño, que mantiene un valor alrededor de 0,90.

Los resultados obtenidos al aplicar los índices de daño convencionales en la respuesta no lineal de los edificios de hormigón armado dependen de la tipología estructural. Así, para edificios de hormigón armado de ductilidad limitada, los índices de daño convencionales no suministran resultados comparables a los calculados mediante la aplicación del método de elementos finitos.

El análisis estructural previamente presentado permite la valoración objetiva del daño estructural en forma sencilla. Concretamente, la utilización de la Ecuación 10.7 nos permite acercarnos a una valoración muy cercana a aquellas que resultan de procedimientos de cálculo más costosos. Así pues, se puede conocer el nivel de daño estructural para la intersección de la curva de demanda con la de capacidad de la estructura.

El índice de daño objetivo, que incorpora la degradación de la rigidez y el valor máximo de la ductilidad estructural, permite obtener valores adecuados del daño, independientemente de la tipología estructural adoptada.

El índice de daño objetivo (D^{obj}), tiene una mayor aproximación a ensayos experimentales y numéricos resueltos con elementos finitos.

El edificio porticado con vigas de canto tiene un valor de daño aceptable en el punto de capacidad por demanda y dispone aun de capacidad dúctil, lo que permite que su respuesta no lineal supere las expectativas de proyecto.

En general la forma de la curva del índice de daño objetivo indica si el comportamiento de la estructura es dúctil, ya que a medida que se aproxima al punto de desplome previo al colapso, la pendiente es muy baja, mientras que para las estructuras con ductilidad limitada, la pendiente de la curva de daño objetivo es más pronunciada.

Entre los tres casos estudiados, es posible afirmar que tanto el edificio porticado con vigas planas como en el del edificio con forjados reticulares, es posible anticipar un alto valor de daño correspondiente al punto de capacidad por demanda, así como una ductilidad estructural insuficiente en comparación con los requisitos normativos.

Se propone un método de cálculo de la respuesta no lineal estática con control de fuerzas. Se resuelve el problema de la singularidad en el umbral de colapso mediante la aplicación de un proceso iterativo de cálculo que considera la obtención de un determinado índice de daño como criterio de convergencia.

8.8. ESTUDIO DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE EDIFICIOS CON DUCTILIDAD LIMITADA USUALES EN ESPAÑA

En este apartado se aborda la aplicación de los criterios expuestos a lo largo de esta monografía al proyecto de edificios de hormigón armado, considerando tres de las tipologías diferentes: el edificio porticado, el edificio porticado con vigas planas y el edificio con pilares y forjados reticulares, ampliamente utilizado en España. Se trata de edificios con similares características geométricas en planta y alzados, los cuales se proyectan con hormigón y acero de similares características. En los tres casos el análisis se realiza como si los tres edificios están emplazados en zonas con un nivel alto de amenaza sísmica. Se comparan las respuestas de los diferentes casos, se proporcionan criterios de armado aplicables a cada tipo de edificio y se obtienen los desplazamientos que permitan fijar criterios de comportamiento global.

8.8.1. Descripción de los casos de estudio

Para explicar mejor las implicaciones que tienen la tipología y el proyecto de las estructuras en la respuesta global de las mismas, se estudian tres edificios con características diferentes. Los dos primeros edificios, uno con vigas planas y el otro con forjados reticulares, se pueden clasificar como edificios de ductilidad limitada, puesto que se proyectan con factores de reducción bajos y se espera que su respuesta no lineal muestre un valor de ductilidad estructural reducido. El tercero es porticado y con vigas de canto y sus valores de ductilidad se ubican entre

intermedios y altos. A continuación se describen las formas estructurales de los tres edificios.

8.8.2. Edificio con forjados reticulares

El edificio de hormigón armado con forjados reticulares tiene nervios orientados según las líneas que unen los extremos de los pilares. El edificio tiene tres niveles, el primero con una altura de 4,5 m, mayor que la del resto de los niveles, que tienen 3,0 m. Esta configuración corresponde al caso usual de los edificios que se proyectan para albergar locales comerciales en la planta baja. Tiene cuatro vanos en la dirección paralela al eje x y tres en la dirección paralela al eje y . Algunos pilares están desviados 1,0 m en dirección x e y , tal como puede verse en la Figura 8.51. Este hecho se ha previsto para estudiar el efecto de los pilares que no forman líneas resistentes. Como consecuencia se tiene el inconveniente de no poder definir como unidad estructural básica los pórticos. En la 8.52 se muestra un pórtico equivalente del edificio con forjados reticulares. El sistema de forjados es de tipo bidireccional, con nervios ortogonales entre sí. El canto total de los forjados es de 30 cm.

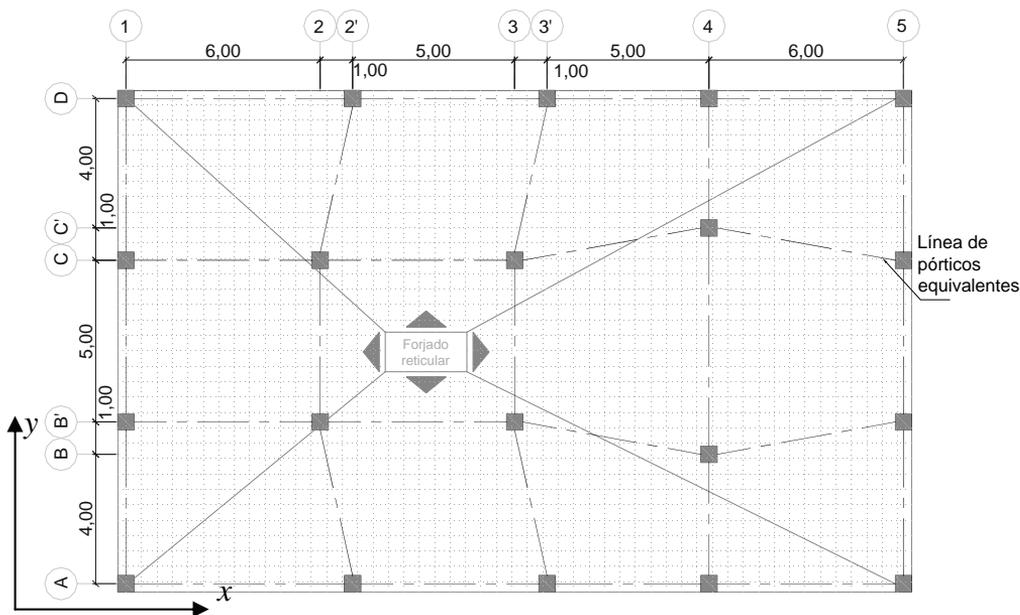


Figura 8.51 Planta típica del edificio con forjados reticulares (igual en todos los niveles)

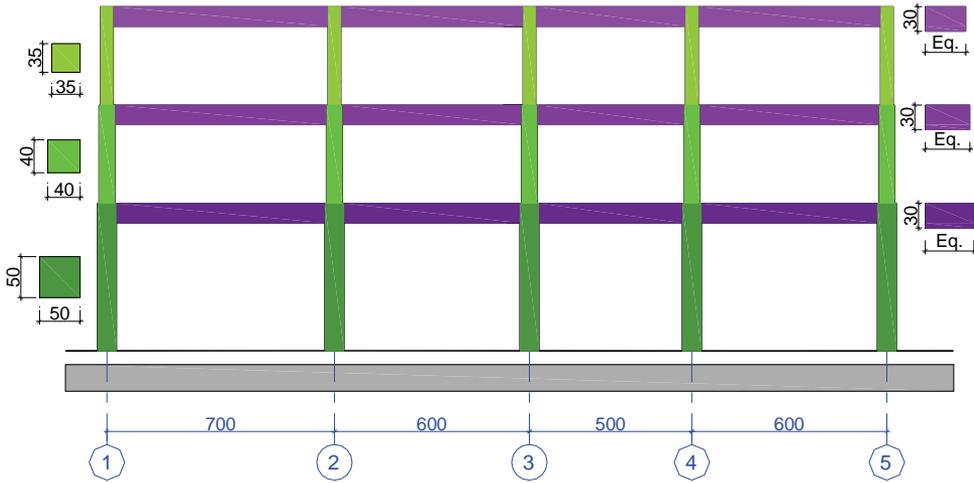


Figura 8.52 Pórtico equivalente del edificio con forjados reticulares

El predimensionamiento de los pilares y forjados se ha efectuado aplicando inicialmente sólo las cargas de gravedad distribuidas sobre los forjados, considerando la simplificación de áreas contribuyentes. De esta forma, las cargas puntuales se distribuyen a los pilares, evitando que las mismas superen el criterio preestablecido del 30% de la resistencia del área bruta del hormigón.

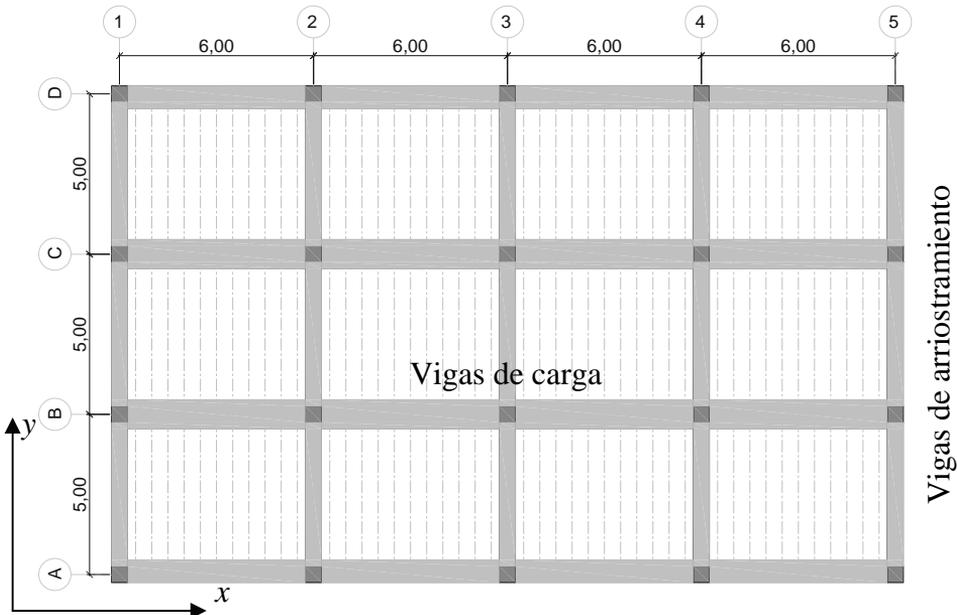


Figura 8.53 Planta típica del edificio con vigas planas (igual en todos los niveles)

8.8.3. Edificio con vigas planas

La tipología seleccionada para este segundo ejemplo es la de un edificio porticado formado por pilares y vigas planas, con un sistemas de forjados unidireccionales que se apoyan sobre estas últimas (véase la Figura 8.53). Las vigas planas se utilizan tanto en la dirección que recibe las viguetas del forjado unidireccional como en la dirección de arriostramiento.

El edificio tiene dimensiones en planta similares a las del edificio con forjados reticulares, pero los pilares se han alineado con lo que se definen líneas resistentes de pórticos ortogonales entre sí, tal como puede verse en la Figura 8.53. Se mantienen las consideraciones de planta baja débil por su mayor altura, con el resto de los niveles conservando la misma altura y los mismos números de vanos en ambas direcciones. En la Figura 8.54 se muestra el alzado típico de uno de los pórticos que forman este edificio.

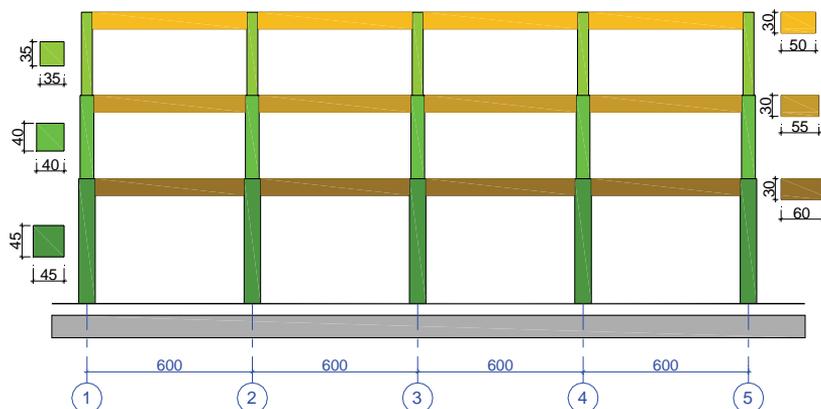


Figura 8.54 Pórtico del edificio con vigas planas

8.8.4. Edificio de pórticos resistentes a momentos

Este edificio tiene características geométricas generales similares a las del edificio de vigas planas (apartado 2.2), sin embargo las dimensiones de los pilares son diferentes, véase la Figura 8.55. La diferencia se encuentra en que las vigas están posicionadas de canto, con la dimensión mayor orientada verticalmente. El sistema de forjado es del tipo unidireccional. Los criterios de predimensionamiento se mantienen. Se añade el criterio de obtener las dimensiones a partir del predimensionamiento sísmico, incrementando únicamente las dimensiones de los pilares para proyectar la estructura de acuerdo con el criterio de pilar fuerte y viga débil. La planta del edificio es regular, cuenta con ejes bien definidos y alineados, formando pórticos resistentes en las direcciones x e y , tal como se muestra en la Figura 8.55. En la Figura 8.56 se muestra un alzado de un pórtico típico del edificio.

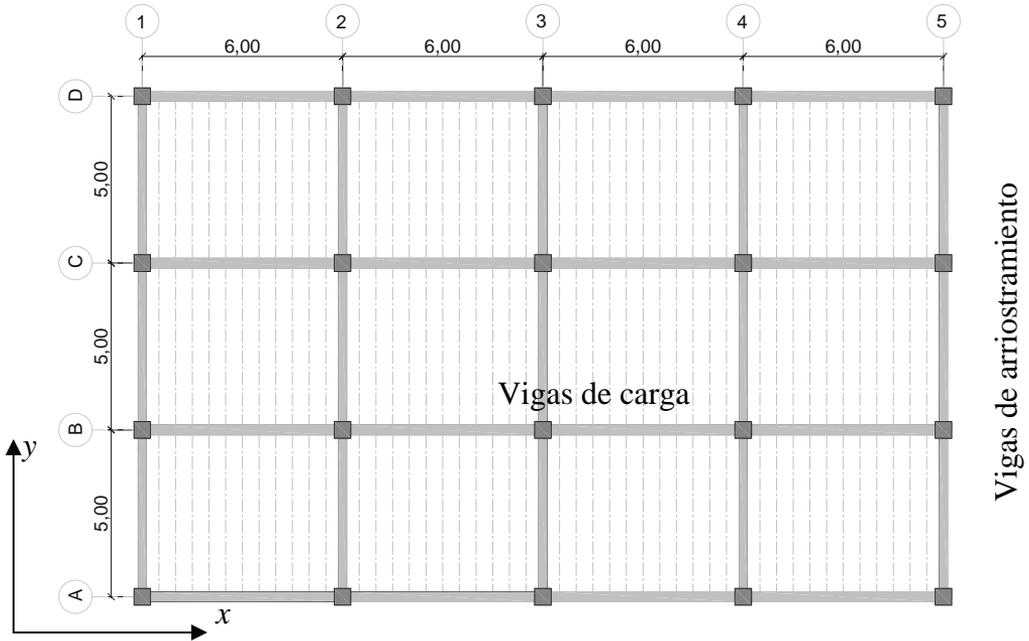


Figura 8.55 Planta típica del edificio de pórticos resistentes a momentos (igual en todos los niveles)

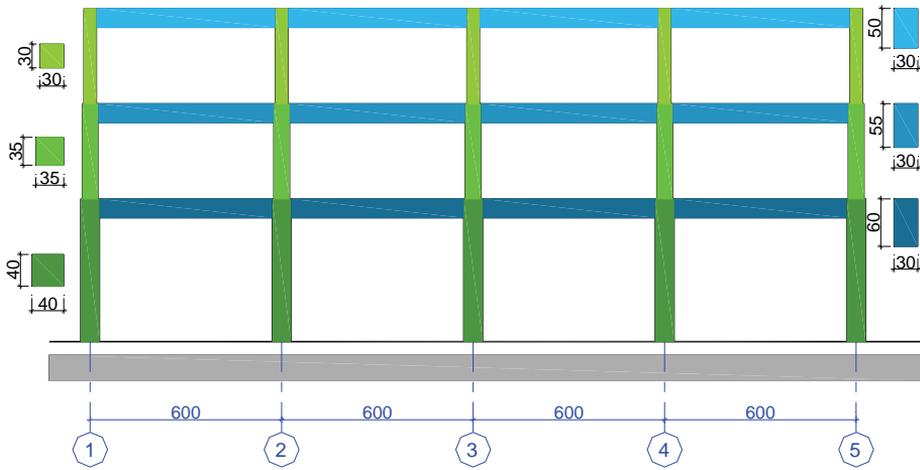


Figura 8.56 Pórtico típico del edificio con pórticos resistentes a momentos

8.8.5. Respuesta no lineal del edificio con forjados reticulares

En la literatura especializada no abundan los cálculos de la respuesta no lineal de este tipo de edificios, dada la naturaleza especial del sistema estructural. En este

caso se ha adoptado un modelo mecánico similar al de *pórtico equivalente* presentado en la Norma ACI-318, ACI Comitee 318 (2005).

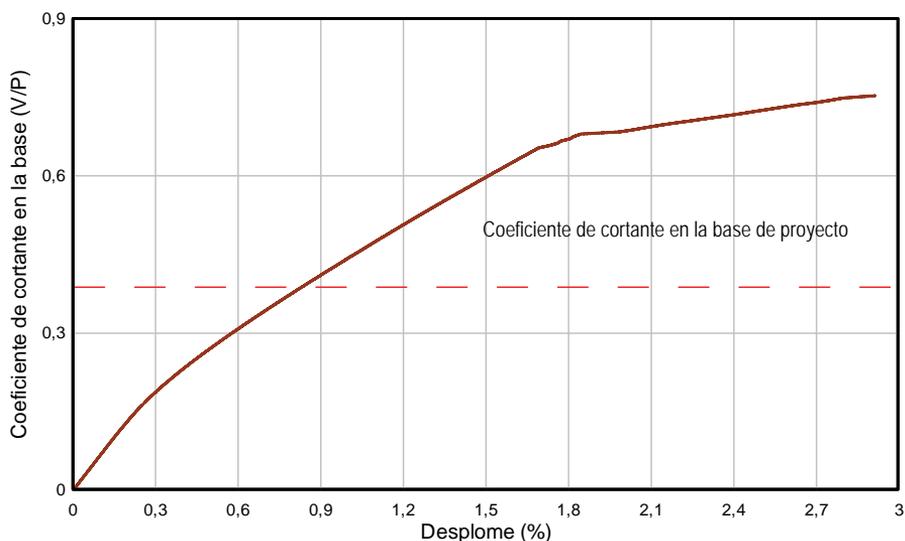


Figura 8.57 Curva de capacidad de un pórtico exterior del edificio con forjados reticulares

Este tipo de estructuras se proyecta para un nivel de ductilidad muy bajo en relación con el permitido para otros sistemas estructurales como, por ejemplo, el clásico porticado. En la Figura 8.58 se muestra la curva de capacidad calculada para este edificio, utilizando elementos finitos con modelos constitutivos no lineales de daño y plasticidad y dentro de una teoría de mezclas de materiales para controlar la disipación de energía y su correcto comportamiento se han introducido valores medios aproximados de la resistencia y la energía de fractura/aplastamiento, de cada material constituyente (acero-hormigón), Car *et al.* (2000) y Car *et al.* (2001).

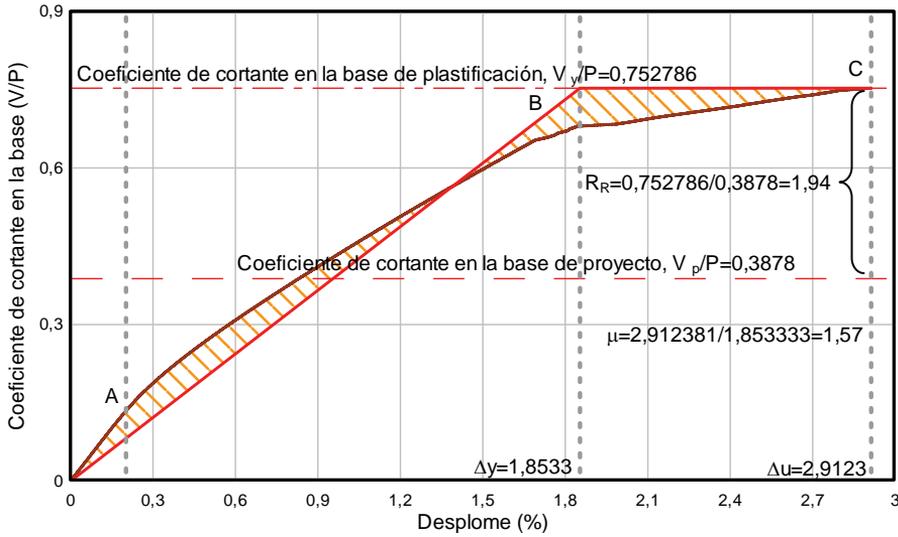


Figura 8.58 Idealización bilineal de la curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con forjados reticulares

La ductilidad estructural, para éste pórtico exterior es de:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{2,912381}{1,853333} = 1,57$$

y se calcula a partir de los valores del desplazamiento de plastificación, Δ_y , y del desplazamiento último, Δ_u , de la curva de capacidad idealizada que puede verse en la Figura 8.58. La ductilidad obtenida para este tipo de estructuras, $\mu = 1,57$, se considera muy baja, pues es inferior a $\mu = 2$ que da la norma española NCSE-02 para este tipo de estructuras. Para este edificio la reserva de resistencia es:

$$R_R = \frac{V_y}{V_p} = \frac{0,752786/P}{0,3878/P} = 1,94 .$$

Si bien el valor de la ductilidad calculado para este edificio parece ser una sugerencia a revisar los valores del factor de ductilidad, también es cierto que los resultados muestran que este edificio exhibe una alta reserva de resistencia.

En la Figura 8.59 se muestra la evolución del índice de daño del edificio con forjados reticulares, que cuantifica la pérdida de rigidez del conjunto de elementos de la estructura que resisten la carga o conjunto de cargas que conducen al fallo de la misma. Dicho índice está calculado mediante un programa de elementos finitos

(PLCd, 1991-2007) con un modelo constitutivo de daño y plasticidad y permite correlacionar el daño con los desplomes.

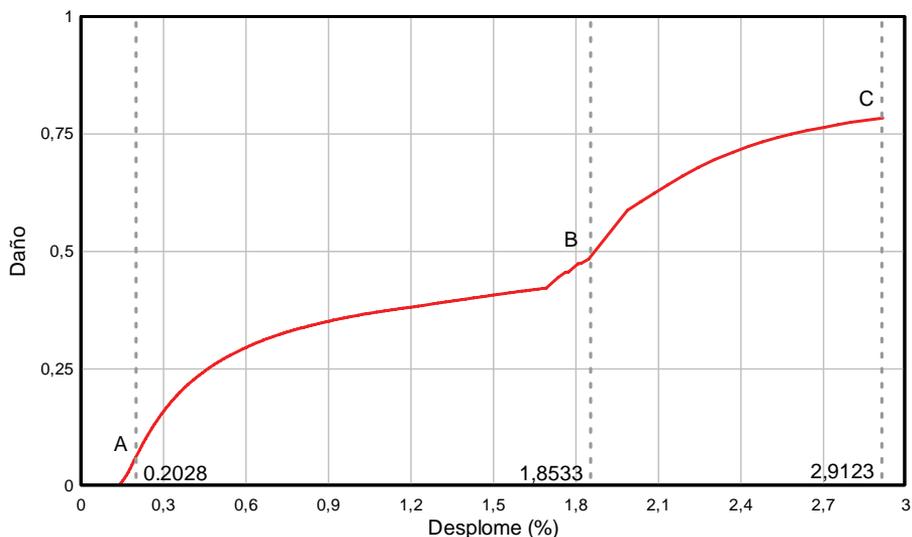


Figura 8.59 Evolución del índice de daño global en el pórtico exterior del edificio con forjados reticulares

El punto A indica la aparición de las primeras micro fisuras en la estructura que se incrementan hasta alcanzar la rótula en las vigas (punto B) y, a partir de aquí, comienzan las rótulas en pilares hasta que se alcanza el estado de umbral de colapso, (punto C de la Figura 8.59).

La respuesta poco dúctil del edificio con forjados reticulares puede atribuirse a la aparición de rótulas plásticas en los puntos de transición entre los ábacos y los nervios del forjado del primer nivel. Debe recordarse que, al estar los elementos de los forjados sometidos a flexión inducida por cargas de gravedad, además de la debida a las fuerzas sísmicas de cálculo, las zonas que requieren un especial armado son las próximas a los nudos y a las del centro del vano, en donde frecuentemente se producen los mayores momentos. Se observa que es complicado poder llevar a cabo un eficiente confinamiento en la zona central de los forjados, lo que en cierto sentido explica su posible mecanismo fallo en el caso sísmico y, por ende, el bajo nivel de ductilidad de la estructura.

8.8.6. Respuesta no lineal del edificio con vigas planas

Los edificios cuyos pórticos tienen vigas planas reciben en la norma española NCSE-02 una consideración diferente a la del resto de los edificios porticados con vigas de canto, en lo que a ductilidad se refiere. Es notable la dificultad técnica de llevar a cabo las disposiciones normativas de armado para garantizar una respuesta dúctil de los elementos del pórtico. En la Figura 8.60 se muestra la respuesta global

de la estructura hasta alcanzar el desplome último (desplome previo al colapso total) que, junto con el valor del desplome de plastificación, permite calcular el valor de la ductilidad de desplazamiento.

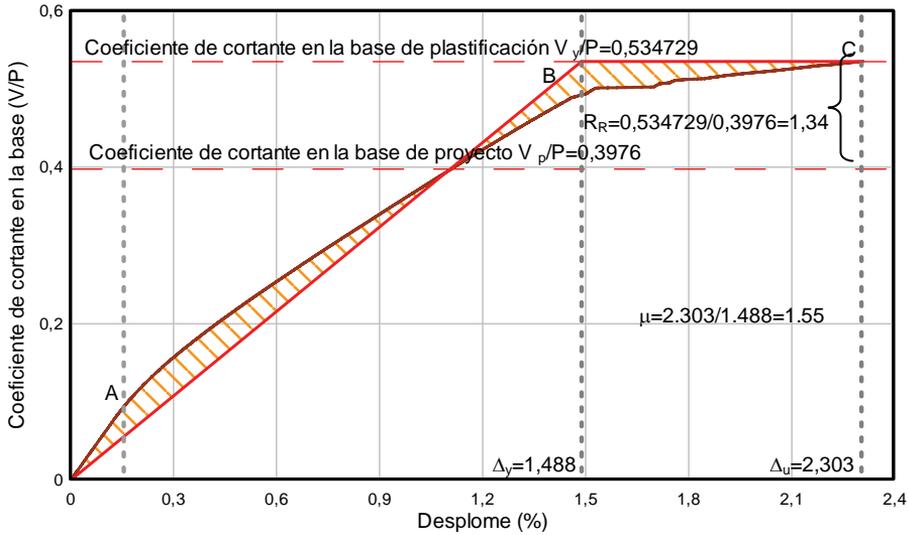


Figura 8.60 Curva de capacidad idealizada del pórtico exterior del edificio con vigas planas

La Figura 8.60 indica que el comportamiento se mantiene elástico hasta un valor relativamente bajo del coeficiente de cortante en la base (inferior a un valor de 0,10). Sin embargo, no es este valor el que se considera en el cálculo de la ductilidad, ya que se utiliza el valor de plastificación obtenido de la forma bilineal idealizada que se muestra en la Figura 8.60. En esta figura, también puede verse el cálculo de la ductilidad del edificio a partir de la forma bilineal idealizada. Tal como puede verse, la ductilidad que se obtiene para el edificio con vigas planas es de 1,55 lo que, sin duda alguna, llama la atención debido a que el valor utilizado como factor de reducción de respuesta, de acuerdo con las recomendaciones normativas, es de 2. Finalmente, en la Figura 8.61 se muestra la evolución del índice de daño global del pórtico en función del incremento del desplome que se produce al aplicar las cargas horizontales. En ésta figura, los puntos A, B y C representan el punto de aparición de microfisuras en vigas, de formación de rótulas plásticas en pilares y el umbral de colapso respectivamente. La evolución del daño muestra que la rigidez del pórtico se degrada rápidamente, incluso para desplomes relativamente pequeños. Este hecho condiciona fuertemente la respuesta no dúctil de estos edificios.

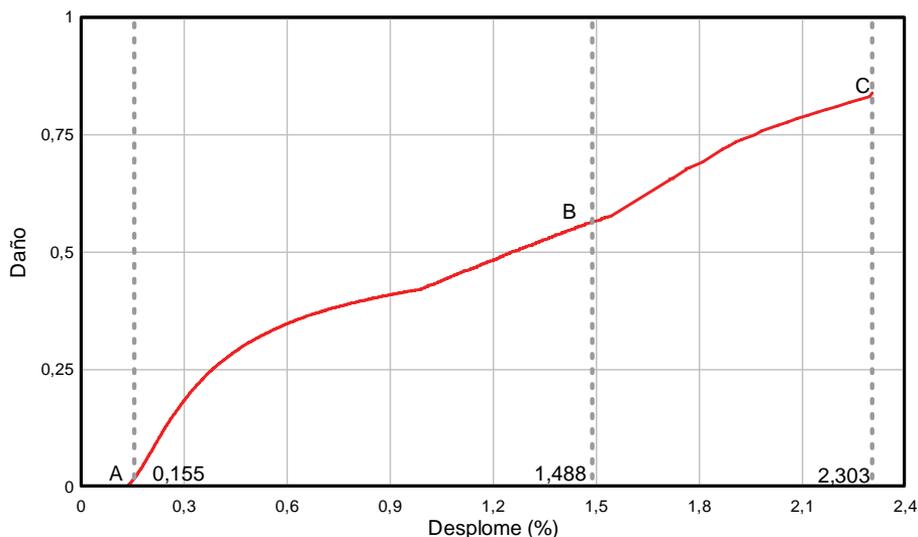


Figura 8.61 Evolución del índice de daño global en el pórtico

La respuesta del edificio con vigas planas muestra que la estabilidad de la estructura depende del fallo de dichas vigas. Esta observación es importante a la hora de decidir entre la selección de un sistema con vigas de canto o uno con vigas planas, puesto que este último dispone de una ductilidad inferior a la de proyecto y, por ende, de un factor de reducción de respuesta R menor.

8.8.7. Respuesta no lineal del edificio con pórticos resistentes a momentos

A continuación se muestran los resultados de la respuesta no lineal del edificio cuya estructura principal está constituida por pórticos resistentes a momento. Al igual que en los dos edificios anteriores, se ha analizado el pórtico externo del edificio de manera que sea posible comparar los resultados obtenidos en cada caso. En la Figura 8.62 se muestra la curva de capacidad en la que se puede apreciar que este tipo de edificio es capaz de sostener una respuesta dúctil estable, evidenciada por alto valor del desplome último.

De la curva bilineal idealizada de la Figura 8.62 se obtiene una ductilidad de 5,15, que es un valor por encima del considerado en el proceso de proyecto sismorresistente de la estructura, que es de 4. Esto significa que los edificios con vigas de canto disponen de suficiente capacidad de respuesta dúctil ante la acción de fuerzas sísmicas, además de una adecuada reserva de resistencia. Finalmente, en la Figura 8.63 se muestra la evolución del índice global de daño para este tipo de edificio.

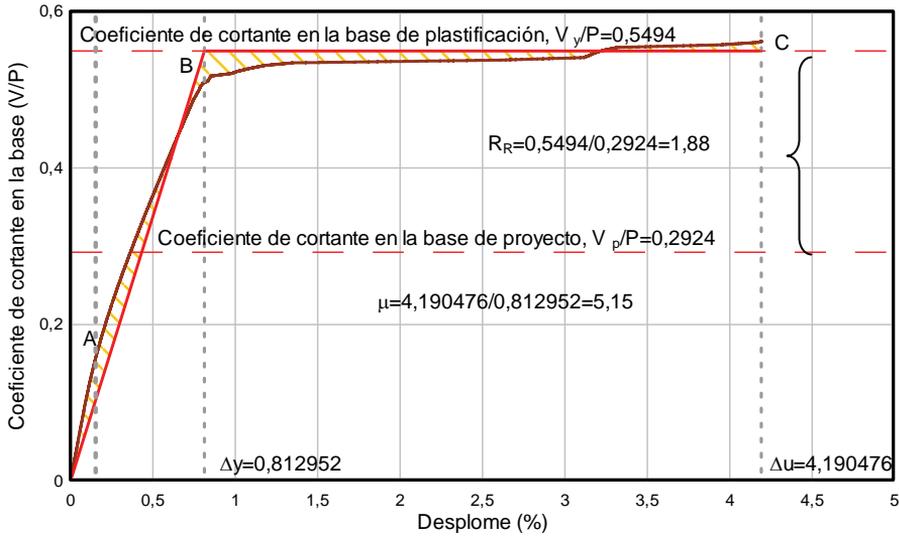


Figura 8.62 Curva de capacidad idealizada del pórtico externo del edificio con pórticos resistentes a momentos

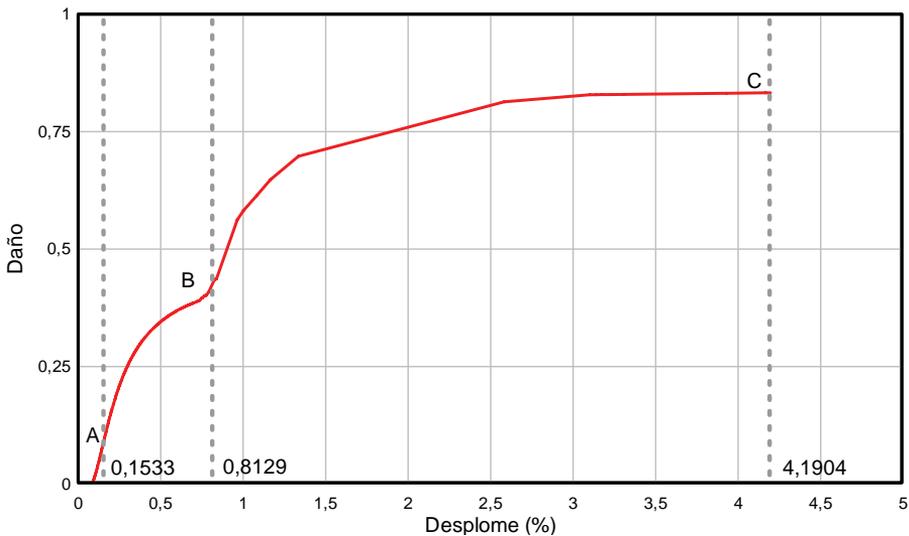


Figura 8.63 Evolución del índice de daño global en el pórtico

La respuesta no lineal del edificio con pórticos resistentes a momentos corresponde a la típica respuesta que exhiben los edificios de baja altura de hormigón armado, en los que el comportamiento general incluye la formación de rótulas plásticas en las bases de los pilares del primer nivel. Este comportamiento general se debe a que

no es fácil proyectar edificios con pilar fuerte-viga débil, fundamentalmente por el predominio de las acciones de gravedad sobre las vigas, que requieren secciones que finalmente resultan mayores que en el caso de pilares.

8.8.8. Comparación de la respuesta no lineal de los tres edificios

Una vez obtenidos los resultados del análisis no lineal de los tres edificios, es provechoso destacar los aspectos generales que caracterizan la respuesta de cada tipología estructural. Para ello se han calculado y representado gráficamente las respuestas de los mencionados edificios en la Figura 8.64, en la que puede observarse que los tres alcanzan un cortante en la base superior al de proyecto. Esto indica que los tres edificios satisfacen este objetivo inicial del proyecto, aunque es notoria la diferencia entre las reservas de resistencia de cada uno de ellos. También se puede observar que los edificios porticados con vigas de canto son los que disponen de mayor capacidad dúctil y que ésta es varias veces superior a la de los edificios con vigas planas o con forjados reticulares. En resumen, los edificios porticados con vigas de canto son los únicos capaces de garantizar un comportamiento dúctil y tener, al mismo tiempo, una reserva de resistencia satisfactoria.

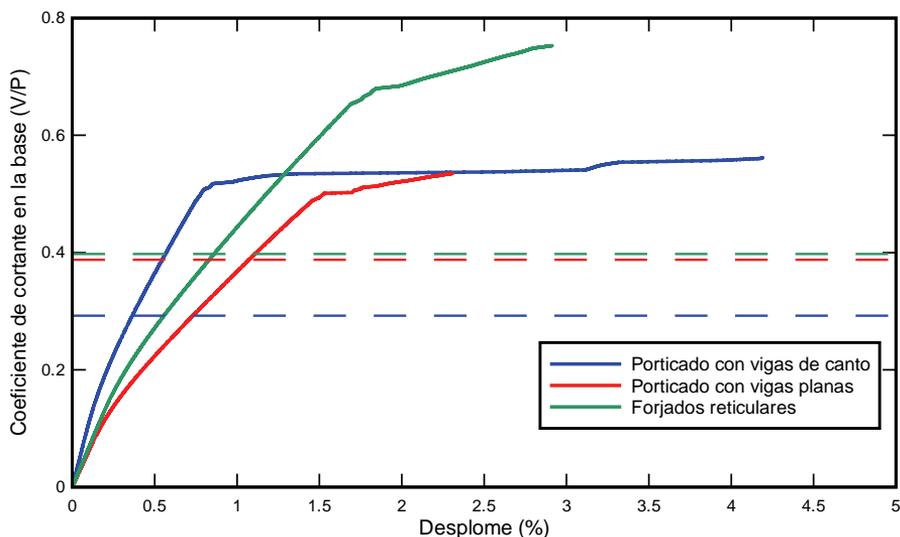


Figura 8.64 Comparación de la respuesta no lineal de los tres edificios analizados

8.8.9. Mejoras del comportamiento sísmico de los edificios con ductilidad limitada

Al observar los resultados de la respuesta no lineal de los edificios de ductilidad limitada, cabe preguntarse si es posible que el proyectista pueda mejorar dichas respuestas, manteniendo la tipología escogida, adecuándolas a los valores mínimos de ductilidad prescritas en las norma sismorresistente NCSE-02. En este apartado

estudian las posibles alternativas para mejorar el comportamiento sísmico de los edificios con forjados reticulares y con vigas planas efectuando el análisis estático no lineal por aplicando elementos finitos y se comparando las respuestas obtenidas con la obtenida para el caso de los edificios con vigas de canto.

Mejoras del comportamiento del edificio con forjados reticulares

Para tratar de mejorar la respuesta de este edificio se aplican dos alternativas: la primera consiste en utilizar un acero con límite elástico menor; la segunda consiste en utilizar una estructura en la que en el sistema de forjados reticulares se introducen vigas de canto de dimensiones $b=30$ cm y $h=50$ cm que arriostran la estructura según líneas resistentes que unen la parte superior de los pilares. Dichas vigas cumplirán la función de resistir parte de los momentos y de limitar los desplomes de la estructura.

Con el propósito de estudiar la influencia del tipo de acero sobre la respuesta no lineal de los edificios con forjados reticulares, se han calculado sus respuestas no lineales para el caso de que dichos edificios estén armados con aceros con ductilidad especial (SD) y aceros soldables (S) y para tensiones de plastificación del acero de 400 y 500. En la Figura 8.65 se pueden observar estos resultados, mostrando que los pórticos armados con aceros dúctiles tienen una respuesta ligeramente más dúctil que en los casos en los que la armadura es de acero no dúctil. Es evidente que la respuesta global del edificio está dominada, en mayor medida, por la configuración general y la tipología estructural escogida que por las características de los materiales.

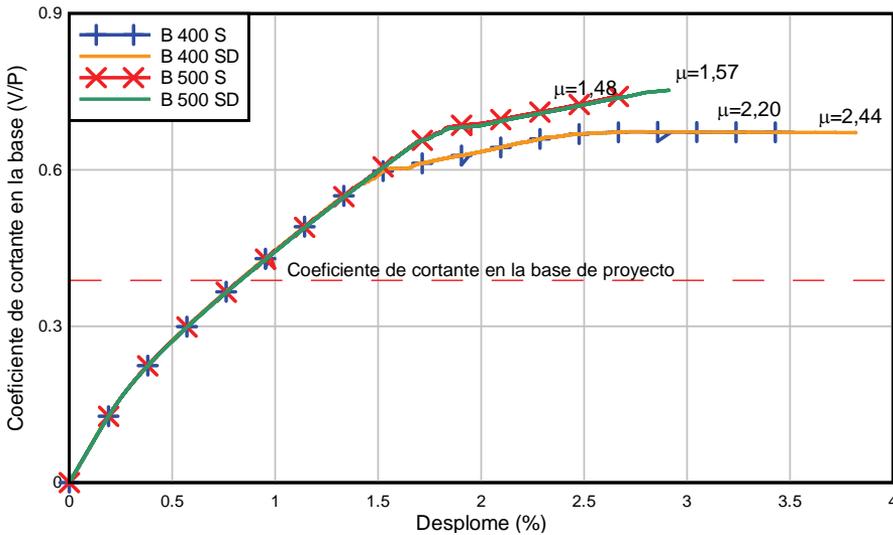


Figura 8.65 Curva de capacidad del edificio con forjados reticulares, armados con aceros de diferente ductilidad

En cuanto a la alternativa de edificio con vigas de arriostramiento de canto, la curva de capacidad muestra un rasgo común al de los edificios porticados convencionales. Dicho rasgo es el de tener una mayor rigidez inicial, proporcionada por las vigas de canto. Sin embargo, la acción conjunta del forjado y de las vigas de arriostramiento hace que la estructura disponga de una considerable reserva de resistencia, es decir, que disponga de un coeficiente de cortante en la base que prácticamente triplica el coeficiente de cortante en la base correspondiente a las fuerzas sísmicas de proyecto (véase la Figura 8.66).

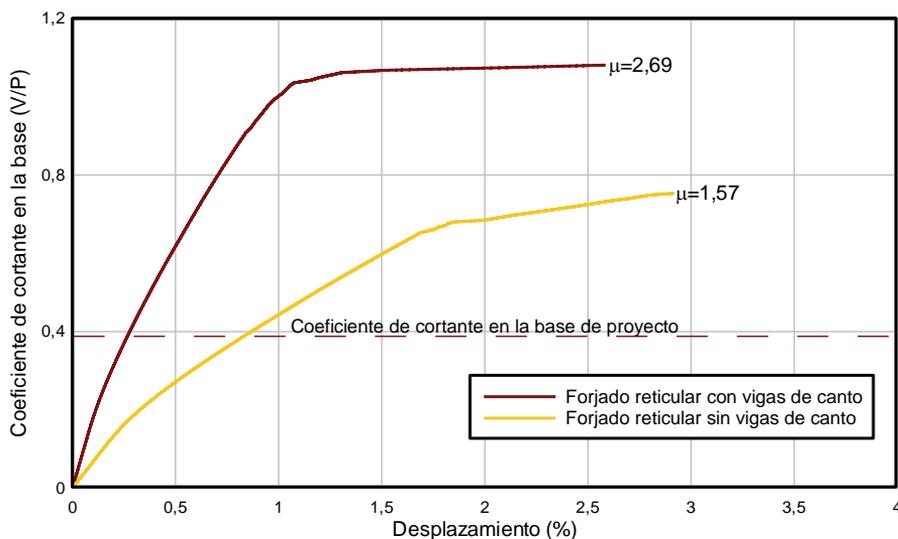


Figura 8.66 Curva de capacidad del edificio con forjados reticulares, con vigas de arriostramiento de canto

Mejoras del comportamiento del edificio con vigas planas

Una de las posibilidades consideradas para mejorar el comportamiento del edificio con vigas planas es la de reducir la tensión de plastificación del acero, escogiendo la correspondiente al acero tipo B 400 SD. La otra variante consiste en la mejora del confinamiento, incrementando la resistencia del hormigón de las secciones confinadas. Finalmente, se considera en el proyecto del edificio un factor de reducción $R = 4$ propio de los edificios de ductilidad intermedia, lo que se adecua a la norma EC-8. En la Figura 8.67 se muestra la curva de capacidad correspondiente a una ductilidad $\mu = 4$. Puede observarse que, a grandes rasgos, la respuesta muestra mayor ductilidad estructural que en el caso del proyecto del edificio con un nivel de ductilidad bajo. Sin embargo el valor de esta ductilidad no alcanza el valor del factor de reducción de respuesta previsto en la norma NCSE-02. Por tanto, si bien la respuesta del edificio es más dúctil, esta ductilidad no satisface los requisitos de proyecto. Tal como era de esperar, la curva de capacidad de esta

estructura muestra una mayor reserva de resistencia global del edificio que en el caso correspondiente al edificio con ductilidad limitada.

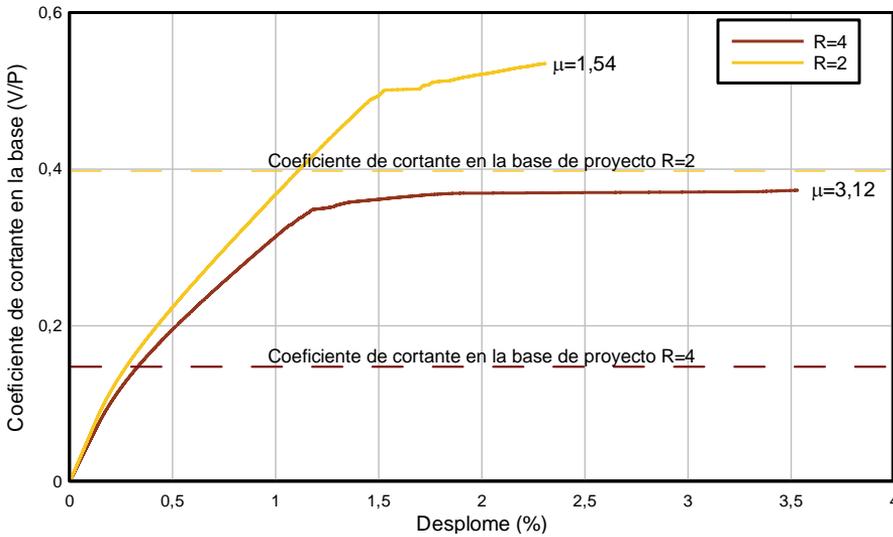


Figura 8.67 Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con vigas planas, proyectado para ductilidad de 4

Es importante resaltar el caso de la respuesta no lineal del edificio con vigas planas, dado que es posible que dichas estructuras se proyecten como estructuras de ductilidad media (entre 2 y 4), puesto que en el EC-8 existen restricciones en cuanto a la forma de las secciones de las vigas únicamente en el caso de las estructuras de ductilidad alta. La curva de capacidad obtenida (Figura 8.67) permite establecer que, a pesar de que el edificio se proyecta para un valor de ductilidad de 4, la respuesta no llega a alcanzar el valor de la ductilidad que se espera. En este caso el valor alcanzado es de 3,5.

Tabla 8.15. Comparación entre los tipos de estructuras que se pueden utilizar para proyectar edificios en zonas sísmicas

		Ductilidad		
		Alta $\mu > 4$	Media $3 \leq \mu \leq 4$	Baja $\mu < 2$
EC-8	Porticada con vigas de canto	si	si	si
	Porticada con vigas planas	no	si (*)	si
	Con forjados reticulares	no	no	si
NCSE-02	Porticada con vigas de canto	no	si	si
	Porticada con vigas planas	no	no	si
	Con forjados reticulares	no	no	si

(*) El EC-8 limita el ancho de las vigas para ductilidad media, según: $bw \leq \min(bc + hw; 2bc)$
 Donde: bw: ancho de la viga
 hw: canto de la viga
 bc: mayor dimensión de la sección transversal del pilar

En la Tabla 8.15 se muestra el tratamiento que se da a los tres tipos de estructuras analizadas en este capítulo en las normas NCSE-02 y EC-8. Se puede observar el caso de las estructuras porticadas con vigas planas, que no se recomiendan en la norma española NCSE-02 para ductilidad alta y que, sin embargo, son permitidas en la norma EC-8 para valores de ductilidad medios, pero con ciertas restricciones sobre el ancho de las vigas.

También se estudió el comportamiento del edificio con vigas planas para casos de armado con aceros con ductilidad diferente (tipo SD y tipo S) y con diferente tensión de plastificación (400 y 500). De nuevo, es posible observar que la capacidad dúctil del edificio es condicionada de forma decisiva por las características del tipo estructural escogido y que es menos sensible al tipo de acero utilizado (véase la Figura 8.68).

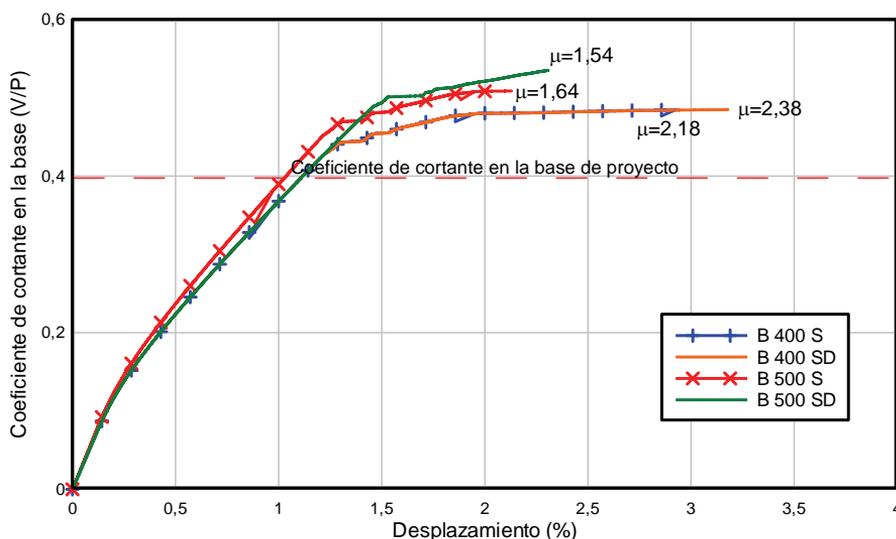


Figura 8.68 Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con vigas planas armado con aceros de diferente ductilidad y tensión de plastificación

Finalmente, y con el objetivo de comparar los resultados obtenidos al armar el edificio porticado con vigas de canto, con diferentes calidades de acero, se muestran juntas las curvas de capacidad de todos los casos véase la Figura 8.69.

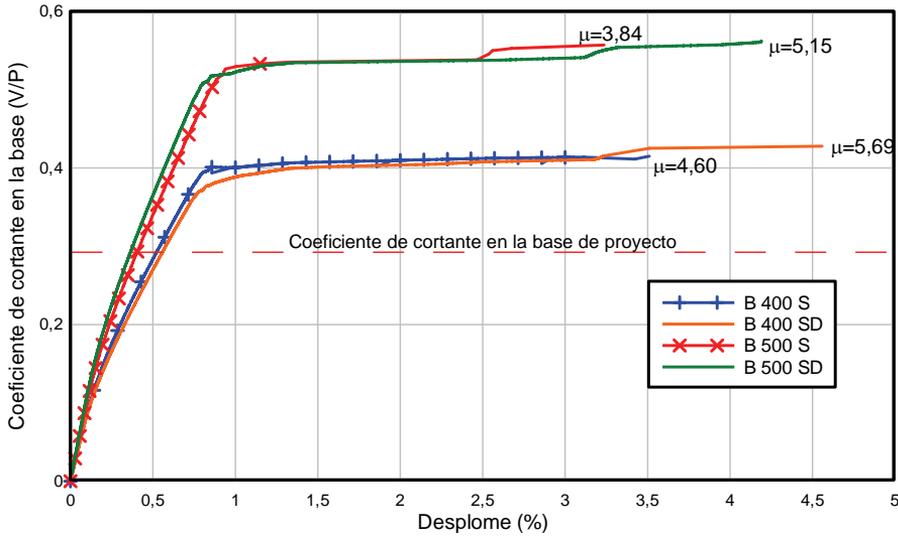


Figura 8.69 Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con vigas de canto armados con aceros de diferente ductilidad y tensión de plastificación

8.8.10. Determinación del punto de capacidad por demanda

Para calcular el punto de capacidad por demanda es necesario superponer el espectro de capacidad con el espectro de demanda, representada por los espectros elásticos e inelásticos. El espectro de capacidad se calcula a partir de la curva de capacidad obtenida del análisis con empuje incremental (push-over) de un sistema de múltiples grados de libertad, mientras que los espectros son la idealización de los promedios de los espectros de respuesta, por lo que es necesario convertir la curva de capacidad a su equivalente de un sistema de un grado de libertad. Al cumplir los edificios objeto de esta investigación con los requisitos de altura (edificios bajos) y de regularidad en planta y alzado, es posible calcular los pseudo-desplazamientos del sistema de un grado de libertad de acuerdo con:

$$S_d = \frac{\delta_c}{FPM} \tag{8.3}$$

Donde S_d el pseudo-desplazamiento, δ_c representa los desplomes del sistema de múltiples grados de libertad a nivel de cubierta y FPM es el factor de participación modal, determinado según:

$$\text{FPM} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{1,i}^2} \quad (8.4)$$

Aquí n es el número de niveles del edificio, m_i es la masa del nivel i , $\phi_{1,i}$ es la amplitud normalizada del primer modo correspondiente al nivel i . Para transformar los valores del cortante en la base, se aplica:

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha} \quad (8.5)$$

Siendo S_a la pseudo-aceleración, V el cortante en la base, W el peso del edificio y α un parámetro adimensional que se calcula mediante:

$$\alpha = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{1,i} \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{1,i}^2} \quad (8.6)$$

Como es sabido, los espectros se presentan en formato de período contra pseudo-aceleración, por tanto, es necesario transformarlos a un formato de pseudo-desplazamientos contra pseudo aceleraciones, para esto se aplica:

$$S_d = \frac{S_a \cdot g \cdot T^2}{4 \cdot \pi^2} \quad (8.7)$$

En esta ecuación, g es la aceleración de la gravedad y T es el período de la estructura. Una vez efectuadas las transformaciones se superpone el espectro de capacidad con los espectros de demanda elástico e inelástico.

El punto de capacidad por demanda representa el punto de máximo desplome lateral del sistema de un grado de libertad, inducido por la demanda sísmica. Dichos puntos se determinan mediante el procedimiento N2 (Fajfar, 2000) que consiste en obtener una forma idealizada bilineal del espectro de capacidad, de la siguiente manera:

- La rama plástica debe ser horizontal, procurando que las áreas por encima y por debajo de ésta se compensen.
- Se determina la rama plástica haciendo que pase por el espectro de capacidad en el punto que corresponde al 60% de la resistencia de

plastificación.

La intersección de la recta que define la rama elástica de la forma bilineal idealizada con el espectro elástico de demanda, fija la ordenada que corresponde al desplome del punto de capacidad por demanda. De forma alterna, el desplome del punto de capacidad por demanda se puede calcular mediante la intersección de la forma bilineal idealizada con el espectro inelástico de demanda, que es el espectro elástico de demanda reducido mediante un factor R_μ , definido como:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad T \leq T_C \tag{8.8}$$

$$R_\mu = \mu \quad T > T_C$$

En esta ecuación T y μ son el período y la ductilidad, respectivamente, y T_C es el período esquina del espectro elástico de proyecto, que delimita las ramas de aceleración constante y la rama decreciente. Este desplome se transforma en desplome al nivel de cubierta del sistema con múltiples grados de libertad aplicando la ecuación (8.3).

En las Figuras 8.70 a la 8.72 se muestran los espectros de capacidad superpuestos con los espectros de demanda elástica e inelástica, para los edificios con forjados reticulares, porticado con vigas planas y porticado con vigas de canto. Nótese que los espectros de capacidad se encuentran graficados mediante la curva de capacidad correspondiente a un sistema de un grado de libertad equivalente, y también en la forma bilineal idealizada.

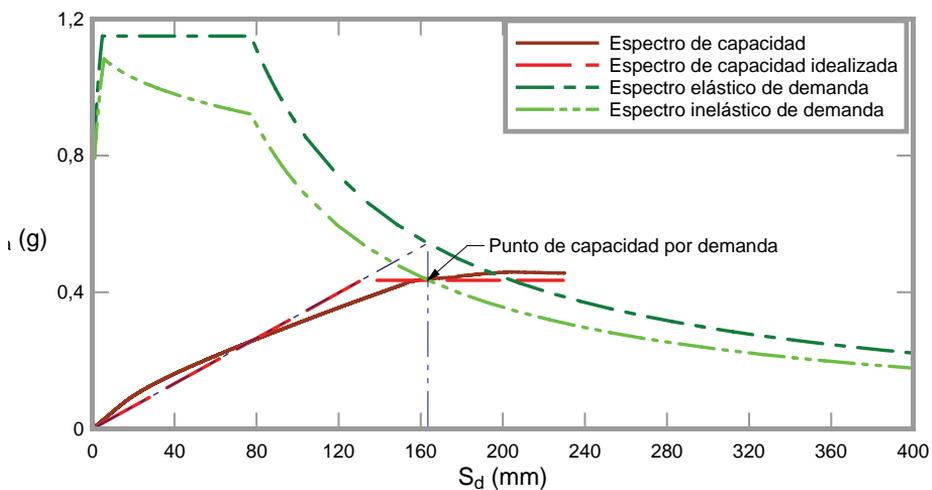


Figura 8.70 Curvas de capacidad y de demanda elástica e inelástica para la determinación del punto de capacidad por demanda del edificio con forjados reticulares

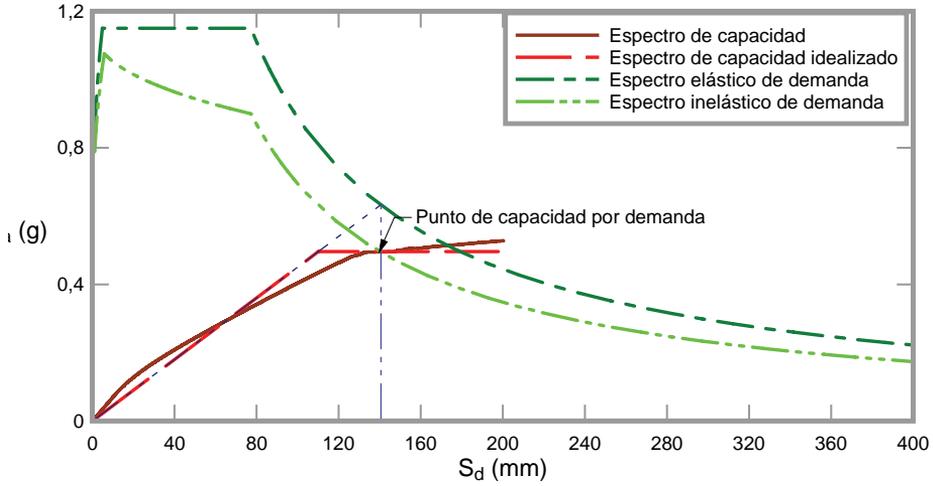


Figura 8.71 Curvas de capacidad y de demanda elástica e inelástica para la determinación del punto de capacidad por demanda del edificio porticado con vigas planas

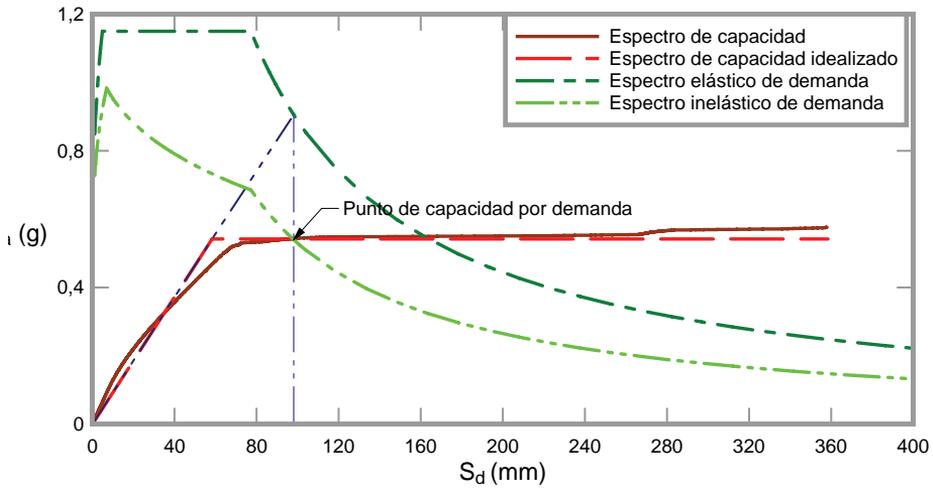


Figura 8.72 Curvas de capacidad y de demanda elástica e inelástica para la determinación del punto de capacidad por demanda del edificio porticado con vigas de canto

Los valores de los desplomes del punto de capacidad por demanda calculados para los tres edificios analizados se indican en la tabla 8.16.

Tabla 8.16. Desplomes alcanzados en el punto de comportamiento de los diferentes tipos de edificios

Edificio	Desplome en el punto de capacidad por demanda (mm)
Edificio con forjados reticulares	222,07
Edificio porticado con vigas planas	170,22
Edificio porticado con vigas de canto	120,18

En las Figuras 8.73 a la 8.75, se aprecian las curvas de capacidad de cada edificio, sobre las que se han graficado las rigideces correspondientes al estado elástico, al punto de capacidad por demanda y al punto de desplome último. Nótese la evidente proximidad entre el punto de capacidad por demanda y el de desplome último correspondiente a los edificios con forjados reticulares y el porticado con vigas planas.

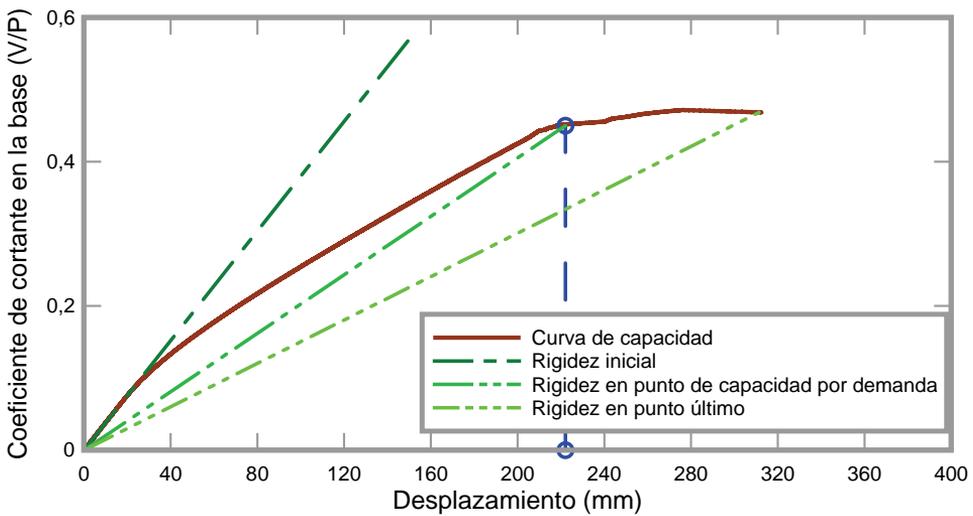


Figura 8.73 Desplazamiento del punto de capacidad por demanda para el edificio con forjados reticulares

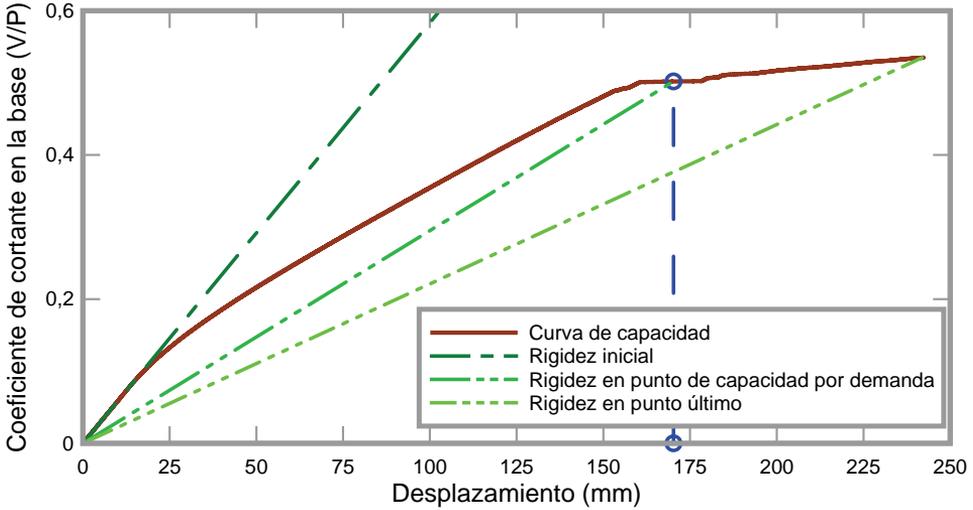


Figura 8.74 Desplazamiento del punto de capacidad por demanda para el edificio porticado con vigas planas

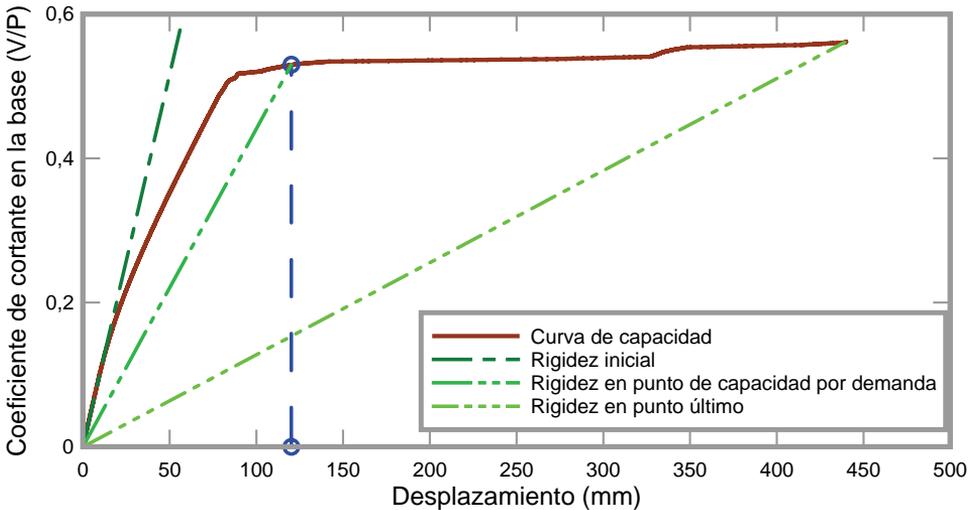


Figura 8.75 Desplazamiento del punto de capacidad por demanda para el edificio porticado con vigas de canto

Con los valores de los desplomes en los puntos de capacidad por demanda es posible calcular las rigideces tangentes, que a su vez se utilizan para calcular los valores de los índices objetivos de daño, correspondientes a la demanda impuesta por los espectros de la normativa. En la Figura 8.76 se han graficado las

evoluciones de los índices objetivos de daño calculadas conforme a lo explicado en el Capítulo 7, en función del desplome de la cubierta normalizado respecto a la altura total del edificio. Sobre estas curvas se señalan los valores calculados de los desplomes correspondientes a los puntos de capacidad por demanda de los tres casos estudiados. Resalta de esta figura la forma característica de la curva que describe el índice de daño del edificio con vigas de canto, la cual se acerca suavemente al valor del daño en el instante del colapso. En el caso de los índices de daño de los edificios de ductilidad limitada, las pendientes en la proximidad del colapso son más pronunciadas, lo que indica que con el incremento del desplome, se produce un aumento considerable del índice de daño objetivo.

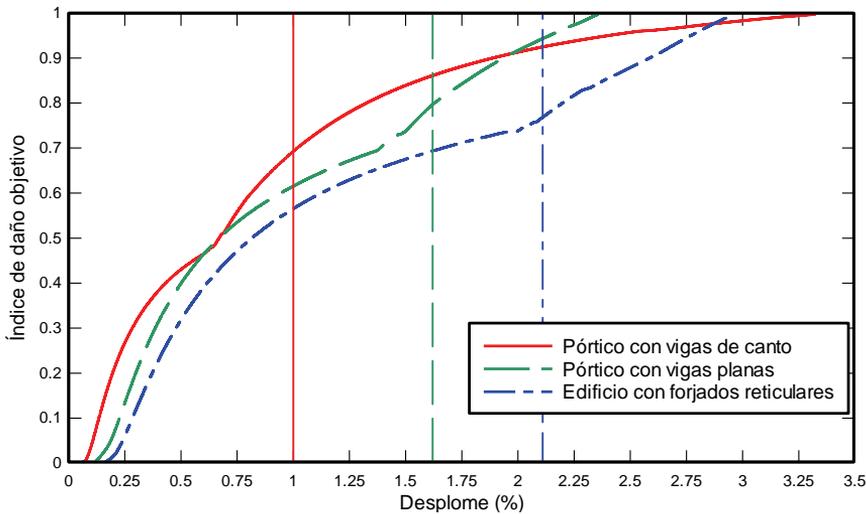


Figura 8.76 Gráfico de los índices de daño objetivo, calculados para los tres edificios analizados, con los valores de los desplomes relativos correspondientes a los puntos de capacidad por demanda

La intersección de los valores de los desplomes normalizados correspondientes a los puntos de capacidad por demanda, se proporcionan gráficamente los valores correspondientes a los índices de daño de los tres edificios que se muestran en la Tabla 8.17.

Tabla 8.17. Valores del índice de daño objetivo calculados para el punto de capacidad por demanda

Edificio	Índice de daño (Dobj)
Edificio con forjados reticulares	0,79
Edificio porticado con vigas planas	0,80
Edificio porticado con vigas de canto	0,69

De acuerdo con estos resultados, queda claro que el edificio porticado con vigas planas tiene un punto de capacidad por demanda para el cual el índice de daño es de 0,80 lo que, aunado con su baja ductilidad, hace que su respuesta para la demanda impuesta por el espectro de proyecto pudiera considerarse poco segura. Igual conclusión puede obtenerse del índice de daño del edificio con forjados reticulares, para el que el índice de daño objetivo es de 0,79. El edificio con vigas de canto muestra un índice de daño menor, además de que tiene una capacidad de ductilidad superior a la correspondiente al punto de capacidad por demanda.

8.8.11. Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño

Para determinar los umbrales de daño se hace uso del procedimiento planteado en el documento VISION 2000 (SEAOC, 1995), que consiste en obtener los umbrales mediante las derivas relativas de piso, que han sido aplicadas frecuentemente como una medida objetiva del daño, para lo que es necesario graficar la evolución de las derivas respecto al desplazamiento del nivel de cubierta de los edificios estudiados.

Los umbrales de los estados de daño se determinan tanto de las curvas de derivas relativas como de las curvas de capacidad. Para el estado de daño leve se toma el valor en el cual aparece la primera rótula plástica en la curva de capacidad, para el estado de daño moderado se asume el desplazamiento del nivel de cubierta para el cual se alcanza una deriva relativa igual a 1% en cualquiera de los niveles del edificio. El estado de daño severo se identifica mediante el desplazamiento de nivel de cubierta correspondiente a una deriva relativa de 2,5% en cualquiera de los niveles del edificio. Finalmente, el estado de colapso se identifica mediante el desplazamiento último del nivel de cubierta obtenido de la curva de capacidad.

Para la determinación de las curvas de fragilidad se utilizan los desplazamientos determinados para los estados de daño transformados en desplazamientos espectrales, aplicando la Ecuación 8.3. Se aplica una función de densidad de probabilidad de los parámetros de demanda que definen los estados de daño corresponde a la distribución lognormal, Pinto *et al.* 2006:

$$F(S_d) = \frac{1}{\beta_{ds} S_d \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right)^2 \right] \quad (8.9)$$

Donde $\bar{S}_{d,ds}$ es el valor medio del desplazamiento espectral en el cual el edificio alcanza el umbral del estado de daño d_s , β_{ds} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado de daño d_s .

La probabilidad condicional $P(S_d)$ de alcanzar o exceder un estado de daño en particular, d_s , dado el desplazamiento espectral, S_d , (u otro parámetro de

demanda sísmica) se define como la integral entre 0 y S_d de su función de densidad $F(S_d)$:

$$P(S_d) = \int_0^{S_d} F(S_d)d(S_d) \tag{8.10}$$

En las Figuras 8.77, 8.78 y 8.79 se muestran las curvas de fragilidad calculadas para los tres edificios objeto de este estudio. Nótese que las curvas de fragilidad se representan como función del desplazamiento espectral S_d .

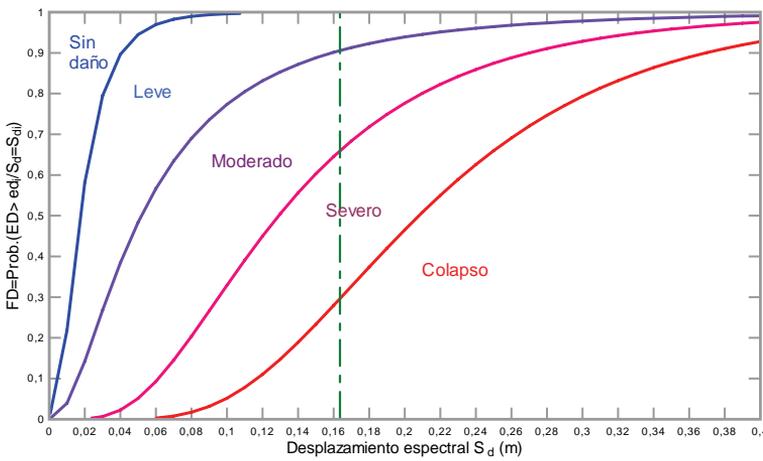


Figura 8.77 Curvas de fragilidad del edificio con forjados reticulares

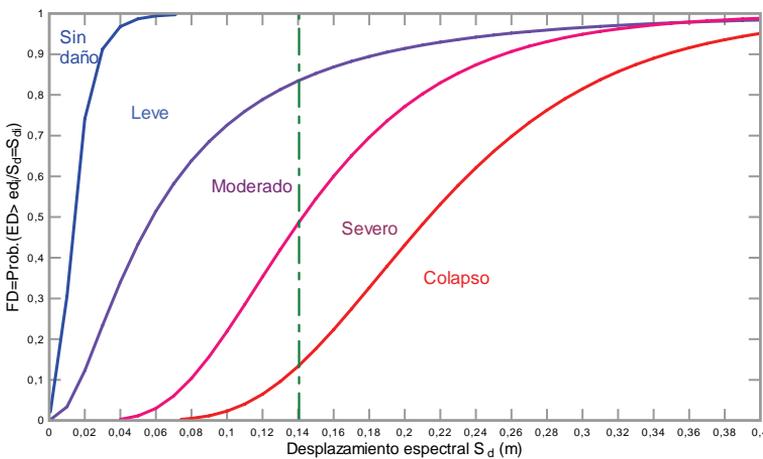


Figura 8.78 Curvas de fragilidad del edificio porticado con vigas planas

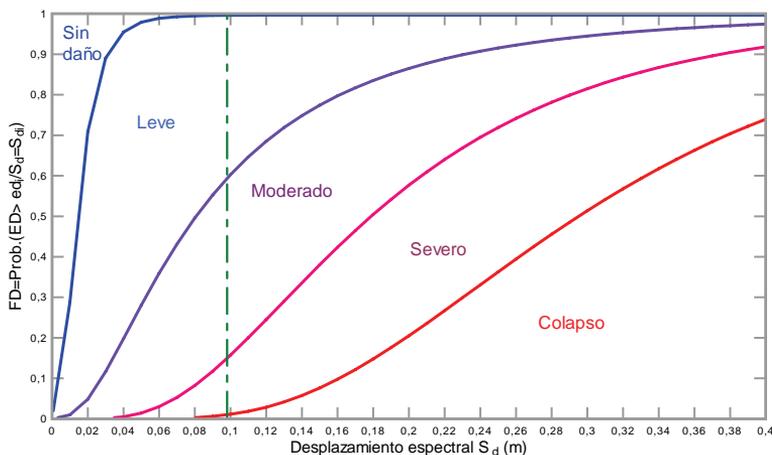


Figura 8.79 Curvas de fragilidad del edificio porticado con vigas de canto

Las matrices de probabilidad de daño se obtienen a partir de la intersección del desplazamiento del punto de demanda por capacidad con las curvas de fragilidad y representan la probabilidad de excedencia de un estado generalizado de daños. En la Tabla 8.18 se muestra la matriz de probabilidad de daños calculadas para la respuesta de los tres edificios considerados.

Tabla 8.18. Matrices de probabilidad de daño de los tres edificios estudiados

	Edificio		
	P. Planas	Forjados	P. Canto
Nulo	0,0008	0,0003	0,0040
Ligero	0,1635	0,0943	0,4030
Moderado	0,3476	0,2465	0,4435
Severo	0,3523	0,3629	0,1393
Colapso	0,1358	0,2960	0,0102

En las Figuras 8.80, 8.81 y 8.82 se muestran los resultados obtenidos para los tres edificios. Es notable que para la demanda impuesta a los edificios, los dos proyectados para ductilidad limitada alcanzan altas probabilidades de excedencia de los estados de daño severo (0,3629 para el edificio con forjados reticulares y 0,3523 para el edificio porticado con vigas planas) y de colapso (0,2960 para el edificio con forjados reticulares y 0,1358 para el edificio porticado con vigas planas). Estos resultados contrastan con los obtenidos para el edificio porticado con vigas de canto, para el cual las probabilidades de excedencia de los estados de daño severo y de colapso son menores en comparación con las calculadas para los edificios de ductilidad limitada.

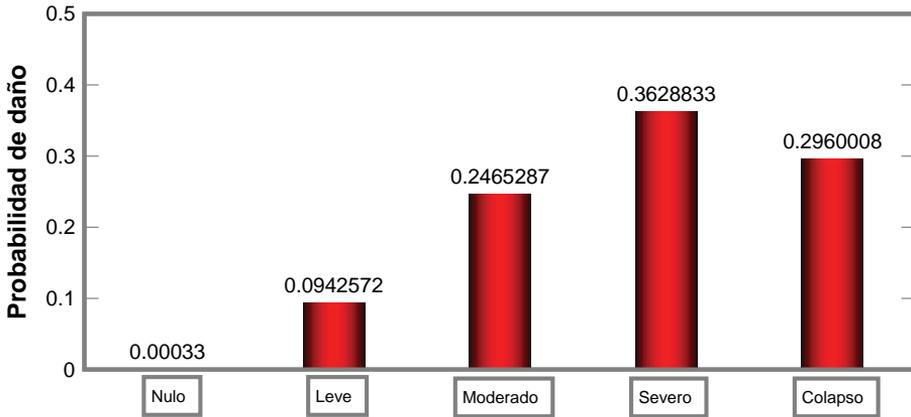


Figura 8.80 Matrices de probabilidad de daño del edificio con forjados reticulares

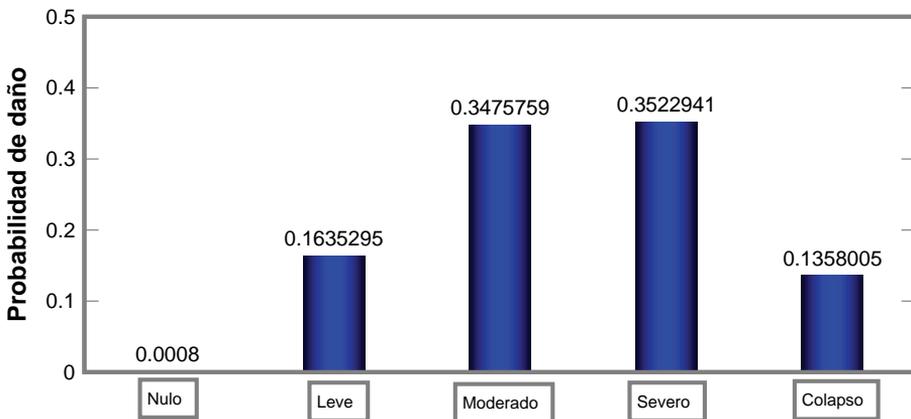


Figura 8.81 Matrices de probabilidad de daño del edificio porticado con vigas planas

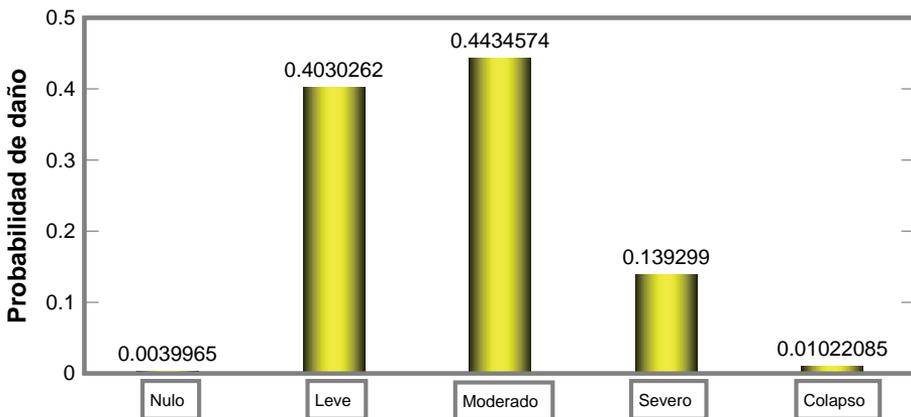


Figura 8.82 Matrices de probabilidad de daño del edificio porticado con vigas de canto

Los casos estudiados de este apartado han permitido verificar algunos aspectos del proyecto sismorresistente de edificios de hormigón armado con ductilidad limitada, analizando su respuesta obtenida mediante un análisis estático no lineal:

- En cuanto a los resultados de la respuesta no lineal de los casos estudiados, los edificios porticados con vigas de canto disponen de suficiente ductilidad y reserva de resistencia para garantizar que un comportamiento estable, incluso para ductilidades superiores a las de proyecto.
- Los edificios de ductilidad limitada tienen altas reservas de resistencia siempre y cuando, al ser sometidos a un terremoto, sean capaces de mantener la respuesta en el rango elástico.
- Los aceros tipo S no son recomendados ni por el EC-8 ni por la instrucción EHE para proyectos de edificios emplazados en zonas sísmicas.
- Se comprueba la máxima de que a mayor resistencia menor ductilidad. Los edificios proyectados con acero B 500 SD, si bien disponen de mayor reserva de resistencia, son menos dúctiles que los edificios con acero B 400 SD.
- El comportamiento global de los edificios con vigas planas y con forjados reticulares está dominado, en gran medida, por la tipología estructural. Cuando dichos edificios están armados con aceros SD, tienen una respuesta ligeramente más dúctil que en el caso en el que se proyectan con aceros tipo S. Dentro de dicha tipología, el proyecto conceptual concreto de cada edificio también influye, de manera importante, en la ductilidad estructural. Sin embargo, en el caso de los edificios porticados con vigas de canto se observa un claro incremento de la ductilidad en la respuesta si se utiliza acero tipo SD en lugar del acero tipo S.
- Los edificios con forjados reticulares pueden mejorar su respuesta dúctil si se prevén vigas de canto que conecten entre sí, en las dos direcciones ortogonales, los extremos de los pilares de la misma planta. Esta mejora también se refleja en un incremento de la reserva de resistencia.
- La respuesta dúctil de los edificios con vigas planas no mejora sustancialmente si se mejora el confinamiento de sus elementos. En consecuencia, para garantizar su respuesta dúctil, un adecuado confinamiento es requisito necesario pero no suficiente, siendo también necesaria una adecuada configuración y un óptimo dimensionamiento de las secciones transversales. El buen confinamiento sólo es aprovechable

en el caso de los edificios con configuración y tipología que permitan un comportamiento dúctil, tal como son los edificios porticados con vigas de canto.

- Se concluye que la respuesta dúctil de los edificios porticados con vigas de canto resulta adecuada para edificios esenciales que requieren mantenerse en servicio luego de la ocurrencia de un terremoto, como es el caso de hospitales, estaciones de bomberos, etc. Sin embargo, es necesario que esta tipología sea proyectada con un adecuado armado, prestando especial atención a las zonas de los nudos y otras zonas sensibles a cortante y con aceros con características especiales de ductilidad.

Capítulo 9

Conclusiones, recomendaciones y líneas futuras de investigación

9.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En general, en las normas de proyecto sismorresistente se continúan aplicando los espectros de proyecto en la determinación de las acciones sísmicas. En el procedimiento se admite la incursión de las estructuras en el rango plástico, incorporando este fenómeno dentro del procedimiento de proyecto mediante factores de reducción de respuesta R , que son producto de la ductilidad estructural, la reserva de resistencia y la redundancia estructural.

Sobre el procedimiento de dimensionado sísmico

El algoritmo de dimensionamiento sísmico permite optimizar las secciones de los elementos estructurales eficientemente, ya que simplifica el procedimiento al considerar un factor adimensional definido mediante la densidad de pilares de cada nivel del edificio. Además, el procedimiento ha permitido considerar como criterio de verificación los valores de los desplomes relativos, lo que permite la incorporación del *proyecto por desplazamientos* dentro del procedimiento clásico normativo que está enfocado exclusivamente en el *proyecto por resistencia*.

Los desplomes inelásticos calculados a partir de la amplificación de los desplomes obtenidos del análisis elástico de la estructura, tal como lo establecen las normas de proyecto sismorresistente, suelen tener unos valores muy bajos, debido a que en

dicha amplificación únicamente se considera la ductilidad de proyecto y no se toma en consideración la reserva de resistencia. Esto tiene como consecuencia que el proyecto sismorresistente contenido en las normas sea dominado por resistencia y no por desplazamientos.

Sobre el procedimiento de análisis estático no lineal

Se ha formulado un algoritmo de análisis estático no lineal aplicando control de fuerzas en el cual se obtienen los desplomes últimos (umbral de colapso) por medio del cumplimiento de un criterio de convergencia que consiste en alcanzar un valor mínimo de 1 índice de daño calculado por elementos finitos. El algoritmo de análisis estático no lineal ha sido validado mediante la comparación de simulaciones numéricas con ensayos de laboratorio efectuados sobre pórticos de hormigón armado sometidos a cargas laterales, tanto pseudo-estáticas como dinámicas, alcanzando las simulaciones numéricas una buena aproximación a los resultados de los citados ensayos. Además los resultados son comparados con los obtenidos del análisis no lineal dinámico, lo que permite confirmar tanto los valores de los desplomes últimos como de los cortantes en la base máximos.

El índice de daño global calculado por elementos finitos proporciona valores razonables para el caso de edificios dúctiles (edificios porticados) sin embargo para los edificios cuyo fallo es frágil, este índice de daño proporciona valores que no reflejan el estado de deterioro global.

Del análisis estático no lineal es posible determinar la forma de colapso de la estructura. Así, los edificios bajos (tres niveles) tienen un mecanismo de colapso que está determinado por el fallo típico de *planta baja débil*, además de que para este tipo de edificios no se cumple el objetivo del proyecto conceptual de *estructuras porticadas con vigas débiles-pilares fuertes*. Los edificios de mayor altura tienen un mecanismo de colapso relacionado con el fallo de las vigas de niveles intermedios, sin que se produzca fallo anticipado de los pilares.

Sobre las curvas de capacidad

La respuesta no lineal de los edificios porticados proyectados conforme a las dos normas estudiadas en este trabajo (EC-8 e IBC-2003) en general es dúctil y con satisfactoria reserva de resistencia, lo que garantiza el grado de seguridad que se alcanza al aplicar las citadas normas.

Los desplomes de plastificación de los pórticos se obtienen mediante formas bilineales idealizadas, aplicando el procedimiento propuesto por Park (1988). Esta forma bilineal demuestra ser adecuada para igualar la energía de la respuesta no

lineal obtenida del análisis estático no lineal y la respuesta no lineal idealizada, sin embargo no permite determinar valores adecuados del índice de daño D . La ductilidad estructural μ calculada a partir de estos desplomes, en general no alcanza el valor de ductilidad de proyecto, salvo en el caso de los edificios de tres niveles.

Sobre los factores de reducción

Los factores de reducción de respuesta han sido formulados sobre la base de criterio de expertos y/o juicio ingenieril, y muchas veces son aplicados sin que el proyectista disponga de elementos prácticos que le permitan incluir características muy importantes de la estructura como lo son la ductilidad, la reserva de resistencia y la redundancia, a pesar de que las normas modernas de proyecto sismorresistente reconocen la importancia de tales características. Recientes investigaciones han pretendido darle una base científica a los factores de reducción R , aplicando procedimientos deterministas y probabilistas, siendo este trabajo una contribución dentro de esta área.

Al estudiar la forma de las curvas de capacidad obtenidas para las diferentes configuraciones aplicadas en este trabajo, se encuentra que no es posible fijar a priori criterios para desacoplar la reserva de resistencia de la redundancia estructural, por tanto se sugiere aplicar el formato de cálculo del factor de reducción de respuesta propuesto en el ATC-19, pero manteniendo la sobrerresistencia y la redundancia acopladas en un solo factor denominado factor de redundancia y reserva de resistencia.

Con la excepción del caso de los edificios bajos, el factor de redundancia estructural no presenta mayores variaciones, por lo que la influencia de la redundancia no es determinante en el cálculo de los factores de reducción de respuesta.

Los resultados muestran que los pórticos de un mismo edificio alcanzan diferentes valores de redundancia y reserva de resistencia, dependiendo si éstos son pórticos encargados de soportar únicamente cargas sísmicas (pórticos de arriostramiento) o la combinación de cargas de gravedad y sísmicas (pórticos de carga). Dentro de éste último grupo es importante resaltar que los valores de la reserva de resistencia dependen de manera importante de la relación carga sísmica/carga de gravedad.

Los factores de redundancia y reserva de resistencia son mayores para los casos de los edificios bajos, en los que el proyecto de las secciones es dominado por las acciones de gravedad. Para edificios medianos y altos de hormigón armado, las cargas sísmicas son determinantes en el dimensionado de las secciones, alcanzando

valores bastante uniformes de reserva de resistencia, por lo general próximos a 2. En cuanto a las prescripciones normativas, los valores recomendados de reserva de resistencia en IBC-2003 tienen valores superiores a los determinados en esta investigación, mientras que los valores prescritos en el EC-8 son inferiores.

Los valores de los factores de reducción calculados aplicando el enfoque del ATC-19, en el cual se incluyen los componentes de reserva de resistencia y redundancia propuestos en este trabajo y los factores de ductilidad obtenidos al considerar comportamiento no lineal de suelo, son muy próximos a los valores prescritos en el IBC-2003 para edificios de hormigón armado, excepto para los edificios de bajos períodos, para los cuales los factores R alcanzan valores muy semejantes a los recomendados en la antigua versión del UBC (UBC-94).

Sobre el índice de daño sísmico objetivo

El índice de daño objetivo propuesto en éste trabajo, caracteriza adecuadamente el deterioro estructural de los edificios de hormigón armado, incorporando características relevantes como son la ductilidad, la rigidez inicial y la rigidez última.

En general la forma de la curva del índice de daño objetivo indica si el comportamiento de la estructura es dúctil, ya que a medida que se aproxima al punto de desplome previo al colapso, la pendiente es muy baja, mientras que para las estructuras con ductilidad limitada, la pendiente de la curva de daño objetivo es más pronunciada.

El índice de daño objetivo puede aplicarse en el proyecto con base en desplazamientos, así como en la evaluación por prestaciones de edificios existentes de hormigón armado, de forma correlacionada con los umbrales de daño objetivo determinados en esta investigación.

Sobre los umbrales de daño

Es posible establecer valores típicos de umbrales objetivos de daño, calculados a partir de la respuesta no lineal. Los valores de los desplomes relativos de todos los niveles consecutivos de los edificios se comparan con los desplomes relativos que permiten alcanzar niveles de daño, determinando estos niveles de daño conforme a pruebas de laboratorio.

Los umbrales de daño se pueden correlacionar con los índices de daño, específicamente con el índice de daño objetivo propuesto en este trabajo, de manera que se puede calcular el daño (entre 0 y 1) para un determinado desplome del nivel de cubierta del edificio, correspondiente a un Estado Límite específico.

En sentido inverso, el proyectista puede llegar a conocer el valor del índice de daño sísmico que tendrá la estructura del edificio que proyecta para una demanda específica, por ejemplo, la demanda impuesta por el espectro de proyecto. Adicionalmente, los umbrales de daño permiten la aplicación del proyecto con base en desplazamientos, sin la necesidad de aplicar métodos aproximados (estructura sustituta) en la determinación del desplome de proyecto.

La determinación de los umbrales objetivos de daño permite determinar el valor de la ductilidad por prestaciones, que relaciona el desplome de plastificación y el máximo desplome que alcanzaría el edificio al ser proyectado para un determinado Estado Límite.

Sobre los edificios de ductilidad limitada

La respuesta no lineal de los edificios con ductilidad limitada, muestra no sólo que tales edificios no alcanzan los valores de la ductilidad de proyecto, sino que la capacidad puede llegar a ser seriamente comprometida o ser insuficiente cuando sometidos tales edificios a la demanda inelástica para la cual han sido proyectados. Sólo los edificios porticados alcanzan valores de ductilidad y de reserva e resistencia que superan los valores de proyecto.

En cuanto a los edificios de hormigón proyectados conforme a la norma sismorresistente española NCSE-02, las tipologías estructurales caracterizadas por una baja ductilidad de proyecto, no presentan mejoras apreciables en cuanto a ductilidad y reserva de resistencia si se aplican mejoras en las características del confinamiento, ductilidad del acero de la armadura o de la ductilidad de proyecto. Sólo se han podido obtener mejoras si a tales edificios se les agregan vigas de canto que permitan la formación de pórticos resistentes a momentos.

El punto de capacidad por demanda de los edificios de ductilidad limitada suele estar muy próximo al desplome último, lo que evidencia la fragilidad de tales edificios. Así mismo, las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño aplicando procedimientos probabilistas, confirma que los edificios de ductilidad limitada tienen mayor probabilidad de alcanzar estados avanzados de daño que los edificios porticados.

9.2 LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

Aplicación del análisis estático no lineal a edificios porticados con un número de niveles mayor, para lograr caracterizar la respuesta de los edificios de períodos altos.

Aplicación de la metodología a la respuesta no lineal de edificios irregulares tanto en planta como en elevación, así como también a edificios acoplados de pórticos y pantallas.

Modelización de los sistemas estructurales estudiados mediante la aplicación de métodos estocásticos.

Determinación de factores de reserva de resistencia de edificios con estructura metálica, edificios con estructuras mixtas (metálica-hormigón armado) y de edificios porticados-apantallados, que son tipologías estructurales permitidas en las normas de proyecto sismorresistente.

Implementación del algoritmo de análisis estático no lineal con control de fuerzas en el código PLCd.

Aplicación del procedimiento de dimensionado sísmico en la optimización de edificios porticados con estructura metálica, considerando las secciones de perfiles disponibles.

Determinación de la influencia de la consideración de la torsión en el proyecto sismorresistente de edificios, aplicando análisis no lineal tri-dimensional.

Referencias

- ACI Comitee 318. (2005). *Building code requirements for structural concrete ACI 318-05*. Farmington Hills, Michigan.
- Aguiar, R., Bozzo, L., Barbat, A. H. y Canas, J. A. (1996). Efecto de cortante y deterioro de adherencia en la evolución del daño sísmico en pórticos de hormigón armado, *Hormigón y acero*, 201, 27-42.
- Aguiar, R., Bozzo, L., Barbat, A. H. y Canas, J. A. (1996). Modelos constitutivos y su efecto sobre los índices de daño sísmico de pórticos de hormigón armado, *Hormigón y acero*, 201, 63-80.
- Aguiar, R. y Barbat, A. H. (1997). *Daño sísmico en estructuras de hormigón armado*. Centro de investigaciones científicas Escuela Politécnica del Ejercito. Valle de los Chillos, Ecuador.
- Aminosehe, P (2002). The application of the spectrum method for the evaluation of non linear response of structures subjected to earthquake ground motions. *12th European Conference on Earthquake Engineering*. Paper 866, London.
- Anthoine, A. (2006). A simple displacement control technique for pushover analyses. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2006; 35: 851-866.
- Applied Technology Council. (1974). *An evaluation of a response spectrum approach to the seismic design of buildings. Report ATC-2*. Redwood City.
- Applied Technology Council. (1978). *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings. Report ATC-03-06*. Redwood City.
- Applied Technology Council (1995). *Structural response modification factors. ATC-19*, Redwood City, California.
- Applied Technology Council. (1996). *ATC-40: The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. ATC: Redwood City, CA.

- Balendra, T. y Huang, X. (2003). Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS5950. *Journal of Structural Engineering*. Vol 129, N° 8. pp 1019-1035.
- Barbat, A. H., Miquel, J. (1994). *Estructuras sometidas a acciones sísmicas. Cálculo por ordenador*. Centro internacional de métodos numéricos en ingeniería. Barcelona.
- Barbat, A. H., Oller, S. y Vielma, J.C. (2005). *Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02*. Monografía CIMNE IS-56, Monografías de ingeniería sísmica. Barcelona.
- Barbat, A. H., Vielma J. C. y Oller, S. (2006). Comportamiento sísmico de los edificios de hormigón armado en España, *Jornada de investigación del CTE*, Barcelona, España.
- Barbat, A. H., Oller, S. y Vielma, J.C. (2007). *Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado*. Serie de monografías ARCER, monografía N° 5, Madrid.
- Barbat, A. H., Vielma J. C. y Oller, S. (2007). Seismic safety of the limited ductility buildings existing in Spain, *invited lecture on Sismica 2007*, 7° Congresso de sismologia e engheria sismica, Oporto, Portugal.
- Barbat, A. H., Oller, S. Mata, P. y Vielma, J. C. (2007). Numerical modelling of the seismic response of buildings with energy dissipators. *Keynote lecture on ECCOMAS Thematic conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering*. Rethymno, Greece.
- Bertero, V.(1986). Evaluation of response reduction factors recommended by ATC and SEAOC. *Proceedings 3rd U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Earthquake Engineering Research Institute. Oakland.:1663-1673.
- Bertero, R. y Bertero, V. (1999) Redundancy in earthquake-resistant design. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 125, N° 11: 81-88.
- Bertero, R. y Bertero, V. (2002). Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 31: 627-652.
- Borzi, B. y Elnashai, S. (2000). Assessment of inelastic response of buildings using force and displacement-based approaches. *Structural Design of Tall Buildings*. Pp 251-277.

- Calvi, G. M. (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. *Journal of Earthquake Engineering*. Vol. 3, N° 3, 411-438.
- Car, E., Oller, S. y Oñate, E. (2000). An Anisotropic Elasto Plastic Constitutive Model for Large Strain Analysis of Fiber Reinforced Composite Materials. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. Vol. 185, No. 2-4, pp. 245-277. 2000. ISSN: 0045-7825.
- Car, E., Oller, S. y Oñate, E. (2001). A Large Strain Plasticity for Anisotropic Materials: Composite Material Application. *International Journal of Plasticity*. Vol.17, No. 11, pp. 1437-1463. Nov. 2001. ISSN: 0749-6419.
- Catbas, N. y Aktan, E. (2002). Condition and damage assessment: issues and some promising indices. *Journal of Structural Engineering*. Vol 128, N° 8, 1026-1036.
- Chakraborti, A. y Gupta V. (2004). Scaling of strength reduction factors for degrading elasto-plastic oscillators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2004; 34: 189-206.
- Chen, W. y Lui, E. M. (2006). *Earthquake Engineering for Structural Design*. CRC Press. Boca Raton, Florida.
- Chopra, A. (2001). *Dynamics of structures*. Segunda edición. Prentice Hall. New Jersey.
- Chopra, A. y Chintanapakdee, Ch. (2004), inelastic deformation Ratios for Design and Evaluation of Structures: Single-Degree-of-Freedom Bilinear Systems. *Journal of Structural Engineering*. Vol 130, N° 9 1309-1319.
- Comité de normas. Normativa Covenin 1756-98 (Rev. 2001). *Edificaciones sismorresistentes*. Fondonorma. Caracas.
- Comisión permanente del hormigón.(1998) *EHE instrucción de hormigón estructural*. Leynfor siglo XXI, Madrid.
- Comité Européen de Normalisation (CEN). (2001). *Eurocode 2: design of concrete structures*. Brussels.
- Comité Européen de Normalisation (CEN). (2003). *Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance*. Brussels.
- Decanini, L. et al. (2004). Role of damage in evaluation of response modification factors. *Journal of Structural Engineering*. Vol.130, N° 9: 1298-1308.

- Dolšek, M. y Fajfar, P. (2004). Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 33: 1395-1416.
- Dorwick, D. (2003). *Earthquake Risk Reduction*. John Wiley and Sons. West Sussex, England.
- Eisenberg, J.M. (2002). Lessons of recent earthquakes in Armenia, Turkey and Taiwan. *12th European Conference on Earthquake Engineering*. Paper 012, London.
- Elnashai, A. y Mwafi, A. (2002). Overstrength and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings. *Structural Design of Tall Buildings*. 11 : 329-351.
- Englekirk, R. (2003). *Seismic design of reinforced and precast concrete buildings*. John Wiley and Sons. New Jersey.
- Erberik, A. y Elnashai, A. (2006). Loss Estimation Analysis of Flat-Slab Structures. *Journal of Structural Engineering*. Vol 7, N° 1, 26-37.
- Erdey, Ch. (2007). *Earthquake Engineering. Applications to design*. John Wiley and Sons. Hoboken, New Jersey.
- Fajfar, P. (1999), Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 979-993.
- Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, vol 16, N° 3, pp 573 - 591.
- Fajfar, P. y Dolšek, M. (2004). Inelastic infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 33. pp 1395-1416.
- Federal Emergency Management Agency, (1997), *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Rep. N° FEMA 273 (Guidelines) and Rep. N° FEMA-274 (Commentary)*, Washington D.C.
- Fischinger, M. Fajfar, P. Vidic, T. (1994). Factors contributing to the response reduction. *5th US NCEE*. Chicago 97-106.
- Fragiacomo, M., Amadio, C. y Rajgelj, S. (2006). Evaluation of the structural response under seismic actions using non-linear static methods. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 35: 1511-1531.
- Gupta, V., Nielsen, S. R. K., Kirkegaard, P.H. (2001). A preliminary prediction of seismic damage-based degradation in RC structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 30: 981-993.

- Grant, D., Blandon, C. y Priestley, M. (2005). *Modelling inelastic response in direct displacement-based design*. IUSS Press. Pavia, Italia.
- Han, S. W., Kwon, O. y Lee, L. (2004). Evaluation of the seismic performance of three-story ordinary moment-resisting concrete frame. *Earthquake engineering and structural dynamics*. Vol. N° 33, 669-685.
- Hanganu, A. Oñate, E. y Barbat, A. (2002). A finite element methodology for local/global damage evaluation in civil engineering structures. *Computers & Structures*. 80, 1667-1687.
- Hart, J.D. y Wilson, E.L. (1989), *Simplified earthquake analysis of buildings including site effects. Report N° UCB/SEMM-89/23*, University of California at Berkeley, Berkeley, California.
- Hassoun, M. y Al-Manaser, A. (2005). *Structural concrete*. Third edition. John Wiley and sons. New Jersey.
- Heyman, J. (1996). *Elements of the theory of structures*. Cambridge University Press. Cambridge.
- Hori, N. e Inoue, N. (2002). Damaging properties of ground motions and prediction of maximum response of structures based on momentary energy response. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 31: 1657-1679.
- Humar, J. L. y Rahgozar, M. A. (1996). Concept of overstrength in seismic design. *Proceedings of the eleventh world conference on earthquake engineering*. Paper 639. Acapulco, México.
- Husain, M. y Tsopelas, P. (2004). Measures of structural redundancy in reinforced concrete buildings I.: Redundancy Indices. *Journal of Structural Engineering*. Vol 130. N° 11. pp 1651-1658.
- Hwang, H. y Shinozuka, M. (1994) Effect of large earthquake on the design of buildings in eastern United States. Proceedings 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. *Earthquake Engineering Research Institute*. Oakland. 223-231.
- International Code Council. (2003). *International building code-2003 (IBC-2003)*. Cincinnati, Ohio.
- International Conference of Building Officials (ICBO). (1997). *UBC (Uniform Building Code)*. Whittier, California.
- Ishibashi, I., Y Zhang, X. (1992), Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soil and Foundations*, Vol. 33, N°1, 182-191.

- Jain, S. y Navin R. (1995). Seismic overstrength in reinforced concrete frames. *Journal of Structural Engineering*. Vol 121, N° 3, 580-584.
- Krawinkler, H. y Nassar, A. A. (1992), *Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities, Non Linear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, P. Fajfar and H. Krawinkler, eds., Elsevier, New York.
- Kunnath, S. (2006). *Performance-based seismic design and evaluation of building structures. Earthquake engineering for structural design*. CRC Press. Boca Raton.
- Lee, H. y Hwang, K. (2004). Development of the inelastic demand spectra considering hysteretic characteristic and soil conditions. *Proceedings of the thirteenth world conference on earthquake engineering*. Paper 688. Vancouver, Canada.
- Lee, L.H. Han, S.W. Oh, Y.H. (1999). Determination of ductility factor considering different hysteretic models. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 28: 957-977.
- Lobo, W. Rivero, P. Vielma, J.C. (2004). Hysteretic determination of the response factors R_{μ} according to structural types. *Proceeding of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Paper 3469. Vancouver.
- Lu, Y. (2002). Comparative study of seismic behavior of multystory reinforced concrete framed structures. *Journal of structural engineering*. ASCE, Vol 128, N° 2, pp 169-178.
- Mander, J. B., Priestley, M.J. N. y Park, R. (1988). Observed stress-strain behaviour of confined concrete. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, Vol 114, N° 8, pp 1827-1849.
- Massumi, A., Tasnimi, A., Saatcioglu, M. (2004). Prediction of seismic overstrength in concrete moment resisting frames using incremental static and dynamic analyses. *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Paper 2026. Vancouver.
- Mata, P., Oller, S., y Barbat, A. H. (2007). Static analysis of beam structures under nonlinear geometric and constitutive behaviour, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, en prensa.
- Ministry of Construction. (2004). *Building Standard Law Enforcement Order*. Building Centre of Japan, Tokyo, Japan.

- Ministry department of building and housing. (2002). *Structural design actions NZS 1170.0:2002*. Wellington, New Zealand.
- Miranda, E. (1993). Site dependent strength reduction factors. *Journal of Structural Engineering*. 1993; Vol.119, N° 12: 3503-3519.
- Miranda, E., y Bertero, V. V., (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. *Earthquake Spectra*, 10(2), 357–379.
- Miranda, E. (2000), Inelastic displacement ratios for structures on firm sites, *Journal of Structural Engineering*, Vol 126, N° 10, 1150-1159.
- Miranda, E. (2001), Estimation of inelastic deformation demands of SDOF systems. *Journal of Structural Engineering*. Vol 127, N° 9, 1005-1012.
- Miranda, E. y Ruiz- García, J. (2002). Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 31, 359-560.
- Mohele, J. (2005). Nonlinear analysis for performance-based earthquake engineering. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 14. 385-400.
- Moses, F. (1974). Reliability of structural systems. *Journal of structural Division*. ASCE, 100 (9).
- Nassar, A. y Krawinkler, H. (1991). *Seismic demands for SDOF and MDOF systems*. Rep 95, the John Blume Earthquake Engineering Center. 1991. Stanford University.
- Naeim, F. y Graves, R. (2005). The case for seismic superiority of well-engineered tall buildings. *The Structural Design of Tall Buildings*. 14. 401-416.
- NCSE-2002 (2002). *Normativa de construcción sismorresistente*. BOE N° 244. Madrid.
- Newmark, N.M. y Hall, W.J. (1973). *Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. Buildings practices for disaster mitigation. Rep. N° 45*. National Bureau of Standards U. S. Dept. of commerce, 1973. Gaithersburg, 209-236.
- Newmark, N.M. y Hall, W.J. (1982), *Earthquake spectra and design, earthquake engineering research institute*, University of California at Berkeley, Berkeley, California.

- Oliver, X., Cervera, M., Oller, S. y Lubliner, J. (1990). Isotropic damage models and smeared cracks analysis of concrete. *On computer aided analysis and design of concrete structures*. Vol. 2, 945-958,
- Oller, S., Luccioni, B. y Barbat, A. (1996). Un método de evaluación del daño sísmico en estructuras de hormigón armado. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. Vol. 12, 2, 215-238.
- Oller, S., (1991). *Modelización numérica de materiales friccionales*. Monografía N° 3. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Vol. 12, 2, 215-238.
- Oller, S., y Barbat, A. (2006). Moment-curvature damage model for bridges subjected to seismic loads. *Computer methods in applied mechanics and engineering*. Vol. 195, 4490-4511.
- Oller, S., Barbat, A. H., Vielma, J. C., Mata, P. y Martínez, X. (2007). Evaluación numérica de la ductilidad y el daño en estructuras sometidas a acciones sísmicas. Reparación/ refuerzo con FRP, *Conferencia en VII EIPAC*, Salta, Argentina.
- Ordaz, M y Pérez-Rocha, L. (1998). Estimation of strength-reduction factors for elasto-plastic systems: a new approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 27: 889-901.
- Osteraas, J.D. y Krawinkler, H. (1990). *Strength and ductility considerations on seismic design. Rep 90*, The John Blume Earthquake Engineering Center. Stanford University.
- Panagiotakos, T. Fardis, M. (1998). Effects of column capacity design on earthquake response of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*. 1998; Vol.130, N° 2: 113-145.
- Park, R. y Paulay, T. (1975). *Estructuras de concreto reforzado*. Décima edición. Limusa, Noriega editores, México.
- Park, R. (1996). Explicit incorporation of element and structure overstrength in the design process. *Proceedings of the eleventh world conference on earthquake engineering*. Paper 2130. Acapulco, Mexico.
- Park, Y. J. y Ang, A. H.-S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering*. Vol. 111, N° 4, 722-739.

- Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley and sons. New York.
- Paulay, T. (2001). An estimation of displacement limits for ductile systems. *Earthquake engineering and structural dynamics*. 31: 583-599.
- Paz, M. y Leigh, W. (2004). *Structural Dynamics. Theory and computations*. Kluwer academic Publishers. Dordrecht, Holland.
- Perz- Rocha, L. E. y Aviles, J. (2004). Site and interaction-dependent strength reduction factors. *Proceedings of the thirteenth world conference on earthquake engineering*. Paper 1059. Vancouver, Canada.
- Pettinga, J.D. y Priestley, M.J.N. (2005). *Dynamic behaviour of reinforced concrete frames designed with direct displacement-based design*. IUSS Press. Research report N°ROSE-2005/02, Pavia.
- Pinto, P.E., Giannini, R. y Franchin, P. (2006). *Seismic reliability analysis of structures*. IUSS Press. Pavia. Italy.
- PLCd Manual (1991). *Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education*, code developed at CIMNE.
- Priestley, M. J.N., Calvi, G. M. y Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-based seismic design of Structures*. IUSS Press. Pavia, Italia.
- Riddell, R. (1995). Inelastic design spectra accounting for soil conditions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1995; 24: 1491-1510.
- Ruiz-García, J. y Miranda, E. (2003). Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 32 N° 8, 1237-1258.
- Ruiz-García, J. y Miranda, E. (2006). Inelastic displacement ratios for evaluation of structures built on soft soils sites, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 679-694.
- Sadek, F. y Mohraz, B. (2002). Earthquake ground motion and response spectra. *The seismic design handbook*. Kluwer academic publishers. Norwell, Massachusetts.
- Santa-Ana, P. (2004). Estimation of strength reduction factors for elastoplastic structures: modification factors. *Proceedings of the thirteenth world conference on earthquake engineering*. Paper 126. Vancouver. Canada.

- SEAOC, (1995). *Visión 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings*, Structural Engineers Association of California, Volume I, Sacramento, California.
- Shibata, A. y Sozen, M. (1976). Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete. *Journal of the structural division, ASCE*, Vol 102, N° 12, 3548-3566.
- Sivaselvan, M. y Reinhorn, A. (2000), Hysteretic models for deteriorating inelastic structures. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol 126. N°6. 633-640.
- Skjærbæk, P.S., Nielsen, S. R. K., Kirkegaard, P.H. y, Çakmak, A. S (1998). Damage localization and quantification earthquake excited RC-frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 27: 903-916.
- Sophocleus, A.A. y Syrmakizis, C.A. (2002). The influence of overstrength to the structural reliability of structures. *12th European Conference on Earthquake Engineering*. Paper 689, London.
- Takeda, T., M.A. Sozen y N.N. Nielsen, (1970). Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. *Journal, Structural Division, ASCE*, Vol. 96, No. ST12, pp. 2557-2573.
- Tsopelas, P. Y Husain, M. (2004). Measures of structural redundancy in reinforced concrete buildings II.: Redundancy response modification factor RR. *Journal of Structural Engineering*. Vol 130. N° 11. pp 1659-1666.
- Uang, C. M. y Maarouf, A. (1993). Safety and economy considerations of UBC seismic force reduction factors. *Proceedings of 1993 National Earthquake Conference. Central United States Earthquake Consortium*. Mempis:121-130.
- Varela, J., Tanner, J. y Kligner, R. (2004). Development of response modification coefficient and deflection amplification factor for design of AAC structural systems. *Proceedings of the thirteenth world conference on earthquake engineering*. Paper 1058. Vancouver, Canada.
- Veletsos, A.S. y Newmark, N.M. (1960), Effect of Inelastic behavior on the response of simple systems to Earthquake Motions, *Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering*. Vol II Tokyo, 895-912.
- Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M. (1994). Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 23: 507-521.

- Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2007). Seismic performance of restricted ductility reinforced concrete buildings. *Earthquake Spectra*. En revisión.
- Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2007). Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño de edificios de concreto armado con ductilidad limitada. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura*. En prensa. Mayagüez, Puerto Rico.
- Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2007). Procedimiento de evaluación de edificios de concreto armado mediante un índice de daño objetivo. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*. En revisión, Passo Fundo, Brasil.
- Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2007). Un índice de daño objetivo para la evaluación de los edificios de hormigón armado. *Hormigón y acero*. En prensa, Madrid, España.
- Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2007). Respuesta no lineal de edificios de concreto armado proyectados para baja ductilidad. *Boletín Técnico del IMME*. Vol 45, N° 2, Caracas, Venezuela.
- Vielma, J. C., Barbat, A. y Oller, S. (2007). Respuesta no lineal de edificios de hormigón armado con ductilidad limitada. *3er Congreso español de ingeniería sísmica*. Girona, España.
- Vielma, J. C., Barbat, A. y Oller, S. (2007). Factores de reducción de respuesta en la norma NCSE-02 y el EC-8. *3er Congreso español de ingeniería sísmica*. Girona, España.
- Vielma J. C., Barbat A.H., Oller S. (2007). Evaluación de la respuesta no lineal de edificios de hormigón armado con ductilidad limitada. *Hormigón y acero*. En prensa, Madrid, España.
- Vielma, J. C., Barbat, A. H., Oller, S. (2007). Comparación entre los factores de reducción de respuesta de la norma NCSE-02 y del Eurocódigo 8. *Hormigón y acero*. En prensa.
- Vielma, J. C., Barbat, A. y Oller, S. (2006). Comportamiento sísmico de los edificios de hormigón armado en España la luz del CTE, *Jornadas de calidad siderúrgica*, Tenerife, España.
- Vielma, J. C., Barbat, A. y Oller, S. (2006) Response reduction factors in different seismic codes. *NATO Workshop: EUROCODES, building the future*. Varese, Italy.
- Vielma J. C., Lobo, W. y Rivero P. (2006). Displacement modification factors for non linear behaviour of soil and structure. *First European Conference on*

Earthquake Engineering and Seismology. Geneva, Switzerland. Paper Number: 635.

- Vielma J. C., Barbat A. H. y Oller S. (2006). Factores de reducción de respuesta: estado del arte y estudio comparativo entre códigos. *Revista internacional de ingeniería de estructuras*. Vol. 11, 1, 79-106, Quito, Ecuador.
- Vielma J. C., Lobo W. y Rivero P. (2006) Influencia de la distancia epicentral sobre los factores de reducción por ductilidad. *Revista de Ingeniería de la Universidad de Costa Rica*, San José.
- Vielma J. C., Lobo W. y Rivero P. (2005), Factores de reducción de respuesta por ductilidad de estructuras con comportamiento no lineal. *Revista Ingeniería UC*, Universidad de Carabobo, Valencia.
- Vielma J. C., Lobo, W. y Rivero, P. (2004), Hysteretic Determination of the response factors R_{μ} according to structural types. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper 3469, Vancouver.
- Wen, Y. K., (1976). Method of random vibration of hysteretic systems. *Journal of Engineering Mechanics Division* 102, pp. 249-263.
- Wen, Y. y Song, X. S. (2003). Structural reliability/redundancy under earthquakes. *Journal of Structural Engineering*. Vol 129, N°1. pp 56-67.
- Whittaker, A. Coinstoninou, M. y Tsopelas, P. (1998), Displacement estimates for performance-Based Seismic Design, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, N° 8, 905-912.
- Whittaker, A. Uang, C.-M. y Bertero, V. (1999) Earthquake simulation test associated studies of a 0.3 scale model of a six-storey eccentrically braced steel structure. *Journal of Structural Engineering*; Vol. 125, N° 4: 438-444. . Rep UCB/EERC-87/02. University of California.
- Whittaker, A., Hart, G. y Rojahn, Ch. (1999) Seismic response modification factors. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 125, N° 4: 438-444.

Apéndice 1

Proyecto elástico de los edificios

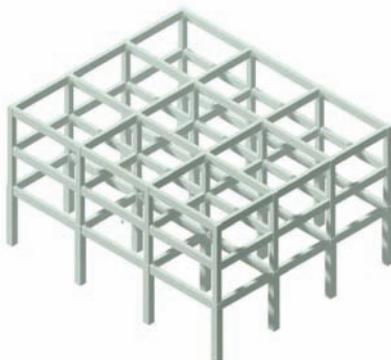


Tabla A1.1. Cuantías de pilares conforme a predimensionado

caso 1					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.20	3.24	270.00	1.20
2	16	0.16	2.56	270.00	0.95
3	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					3.10

caso 2					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.16	2.56	270.00	0.95
2	16	0.16	2.56	270.00	0.95
3	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					2.84

caso 3					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.12	1.96	270.00	0.73
2	16	0.12	1.96	270.00	0.73
3	16	0.12	1.96	270.00	0.73
% total					2.18

caso 4					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.09	1.44	270.00	0.53
2	16	0.09	1.44	270.00	0.53
3	16	0.09	1.44	270.00	0.53
% total					1.60

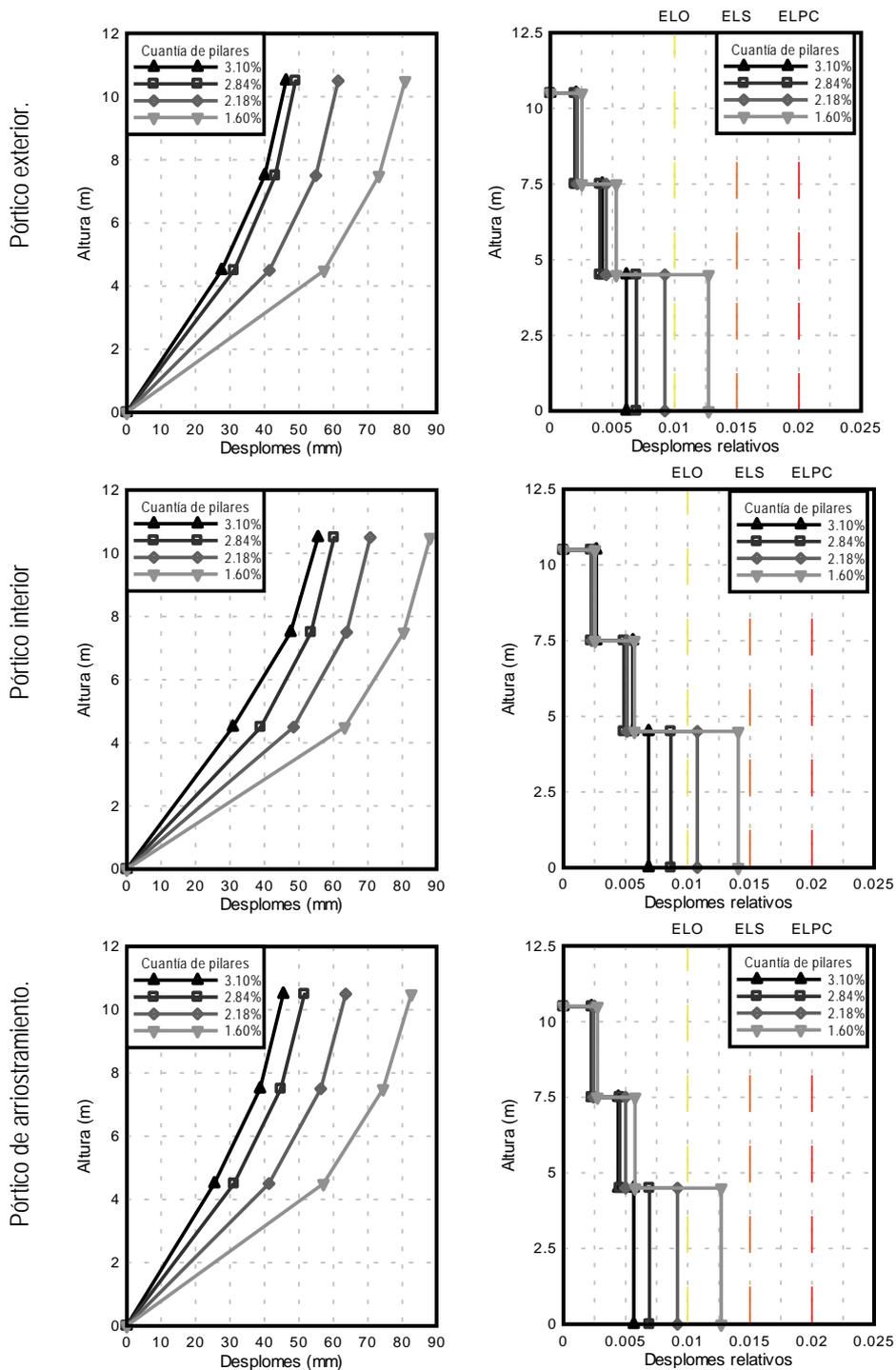


Figura A1.1. Derivas de niveles y derivas relativas

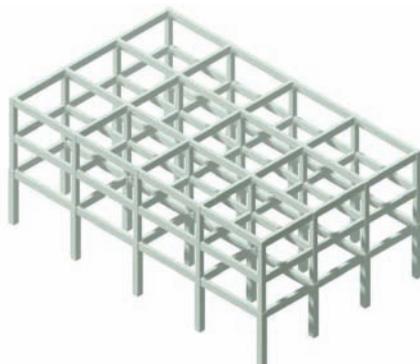


Tabla A1.2. Cuantías de pilares conforme a predimensionado

caso 1					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	20	0.20	4.05	360.00	1.13
2	20	0.16	3.20	360.00	0.89
3	20	0.16	3.20	360.00	0.89
% total					2.90

caso 2					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	20	0.16	3.20	360.00	0.89
2	20	0.16	3.20	360.00	0.89
3	20	0.16	3.20	360.00	0.89
% total					2.67

caso 3					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	20	0.12	2.45	360.00	0.68
2	20	0.12	2.45	360.00	0.68
3	20	0.12	2.45	360.00	0.68
% total					2.04

caso 4					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	20	0.09	1.80	360.00	0.50
2	20	0.09	1.80	360.00	0.50
3	20	0.09	1.80	360.00	0.50
% total					1.50

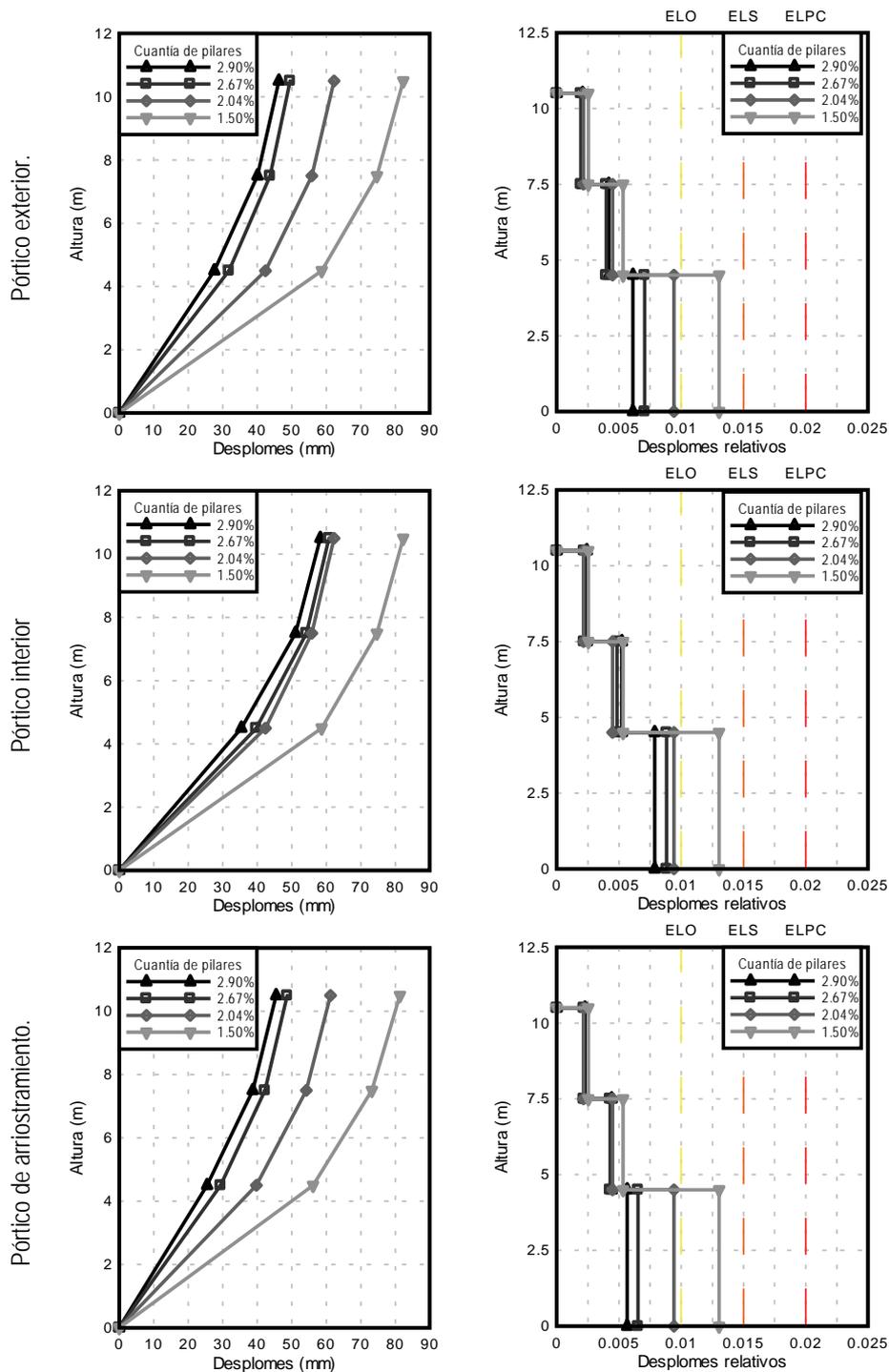


Figura A1.2. Derivas de niveles y derivas relativas

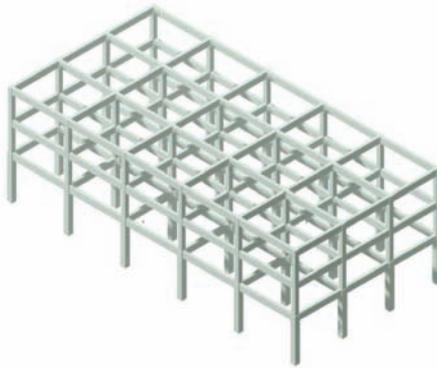


Tabla A1.3. Cuantías de pilares conforme a predimensionado

Caso 1					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	24	0.20	4.86	450.00	1.08
2	24	0.16	3.84	450.00	0.85
3	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					2.79

Caso 2					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	24	0.16	3.84	450.00	0.85
2	24	0.16	3.84	450.00	0.85
3	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					2.56

Caso 3					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	24	0.12	2.94	450.00	0.65
2	24	0.12	2.94	450.00	0.65
3	24	0.12	2.94	450.00	0.65
% total					1.96

Caso 3					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	24	0.09	2.16	450.00	0.48
2	24	0.09	2.16	450.00	0.48
3	24	0.09	2.16	450.00	0.48
% total					1.44

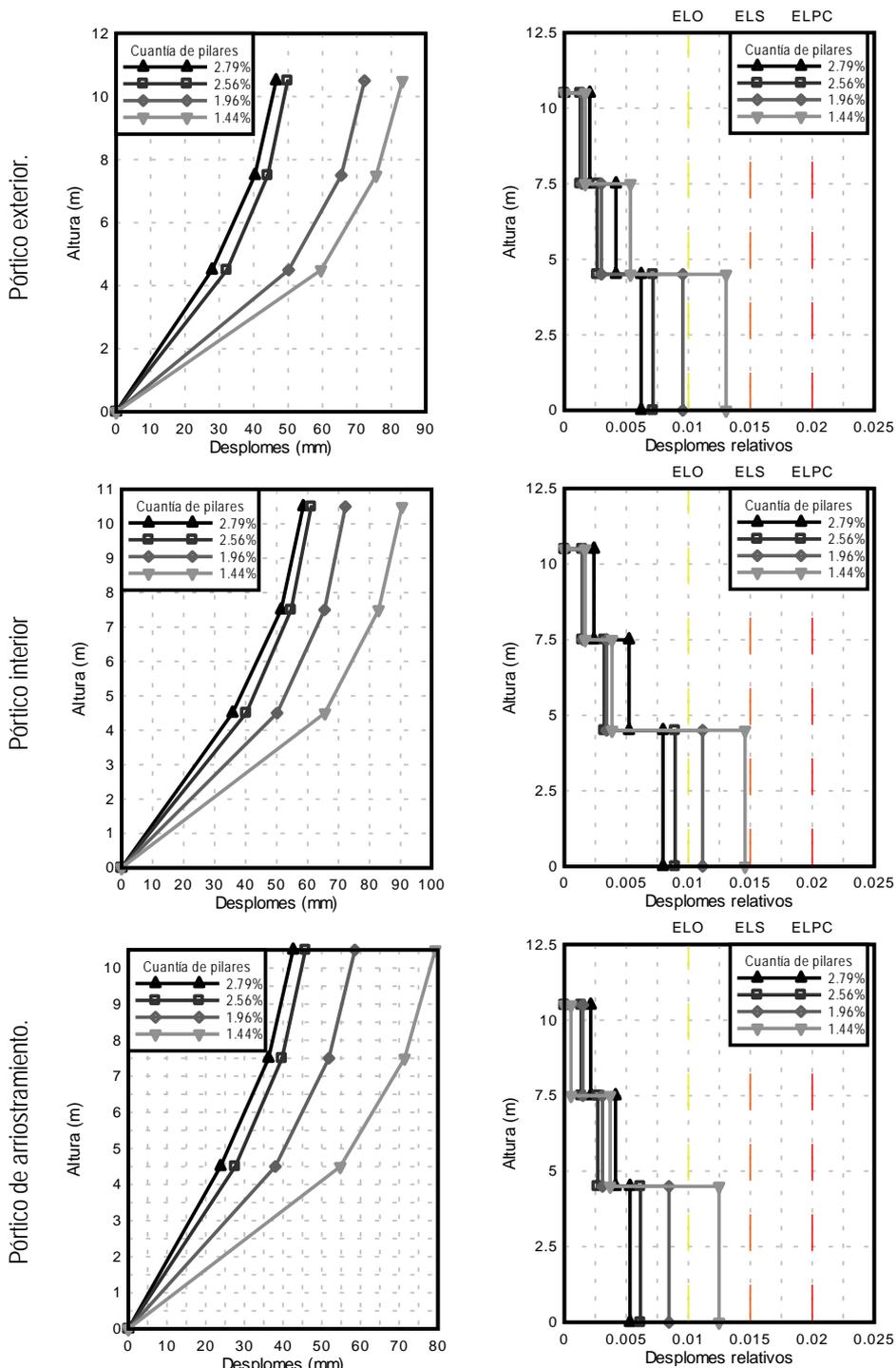


Figura A1.3. Derivas de niveles y derivas relativas

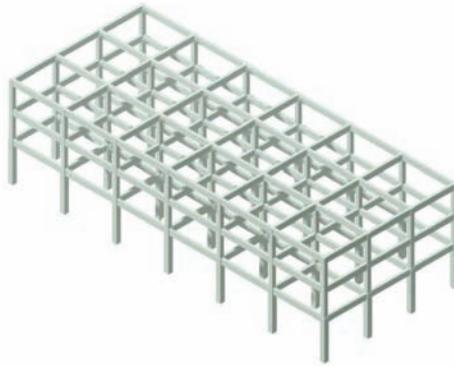


Tabla A1.4. Cuantías de pilares conforme a predimensionado

Caso 1					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	28	0.20	5.67	540.00	1.05
2	28	0.16	4.48	540.00	0.83
3	28	0.16	4.48	540.00	0.83
% total					2.71

Caso 2					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	28	0.16	4.48	540.00	0.83
2	28	0.16	4.48	540.00	0.83
3	28	0.16	4.48	540.00	0.83
% total					2.49

Caso 3					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	28	0.12	3.43	540.00	0.64
2	28	0.12	3.43	540.00	0.64
3	28	0.12	3.43	540.00	0.64
% total					1.91

Caso 4					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	28	0.09	2.52	540.00	0.47
2	28	0.09	2.52	540.00	0.47
3	28	0.09	2.52	540.00	0.47
% total					1.40

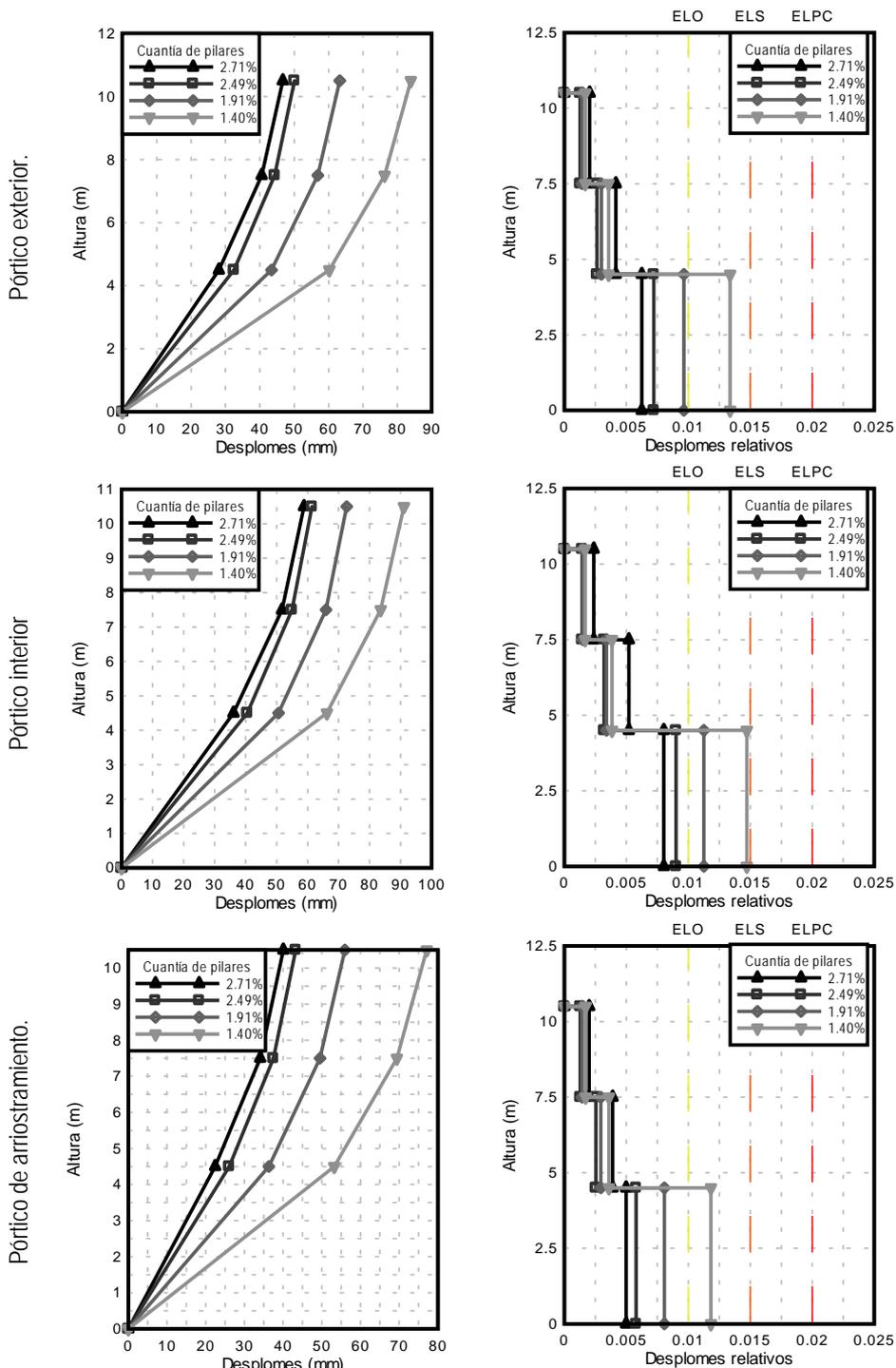


Figura A1.4. Derivas de niveles y derivas relativas

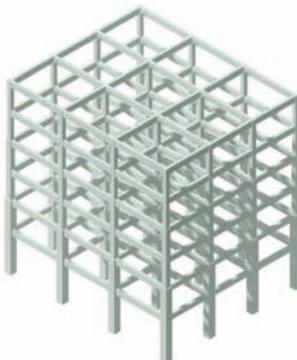


Tabla A1.5. Cuantías de pilares conforme a predimensionado

caso 1					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.49	7.84	270.00	2.90
2	16	0.49	7.84	270.00	2.90
3	16	0.25	4.00	270.00	1.48
4	16	0.25	4.00	270.00	1.48
5	16	0.16	2.56	270.00	0.95
6	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					10.67

caso 2					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.36	5.76	270.00	2.13
2	16	0.36	5.76	270.00	2.13
3	16	0.25	4.00	270.00	1.48
4	16	0.25	4.00	270.00	1.48
5	16	0.16	2.56	270.00	0.95
6	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					9.13

caso 3					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.25	4.00	270.00	1.48
2	16	0.25	4.00	270.00	1.48
3	16	0.25	4.00	270.00	1.48
4	16	0.25	4.00	270.00	1.48
5	16	0.16	2.56	270.00	0.95
6	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					7.82

caso 4					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.25	4.00	270.00	1.48
2	16	0.25	4.00	270.00	1.48
3	16	0.16	2.56	270.00	0.95
4	16	0.16	2.56	270.00	0.95
5	16	0.16	2.56	270.00	0.95
6	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					6.76

caso 5					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.16	2.56	270.00	0.95
2	16	0.16	2.56	270.00	0.95
3	16	0.16	2.56	270.00	0.95
4	16	0.16	2.56	270.00	0.95
5	16	0.16	2.56	270.00	0.95
6	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					5.69

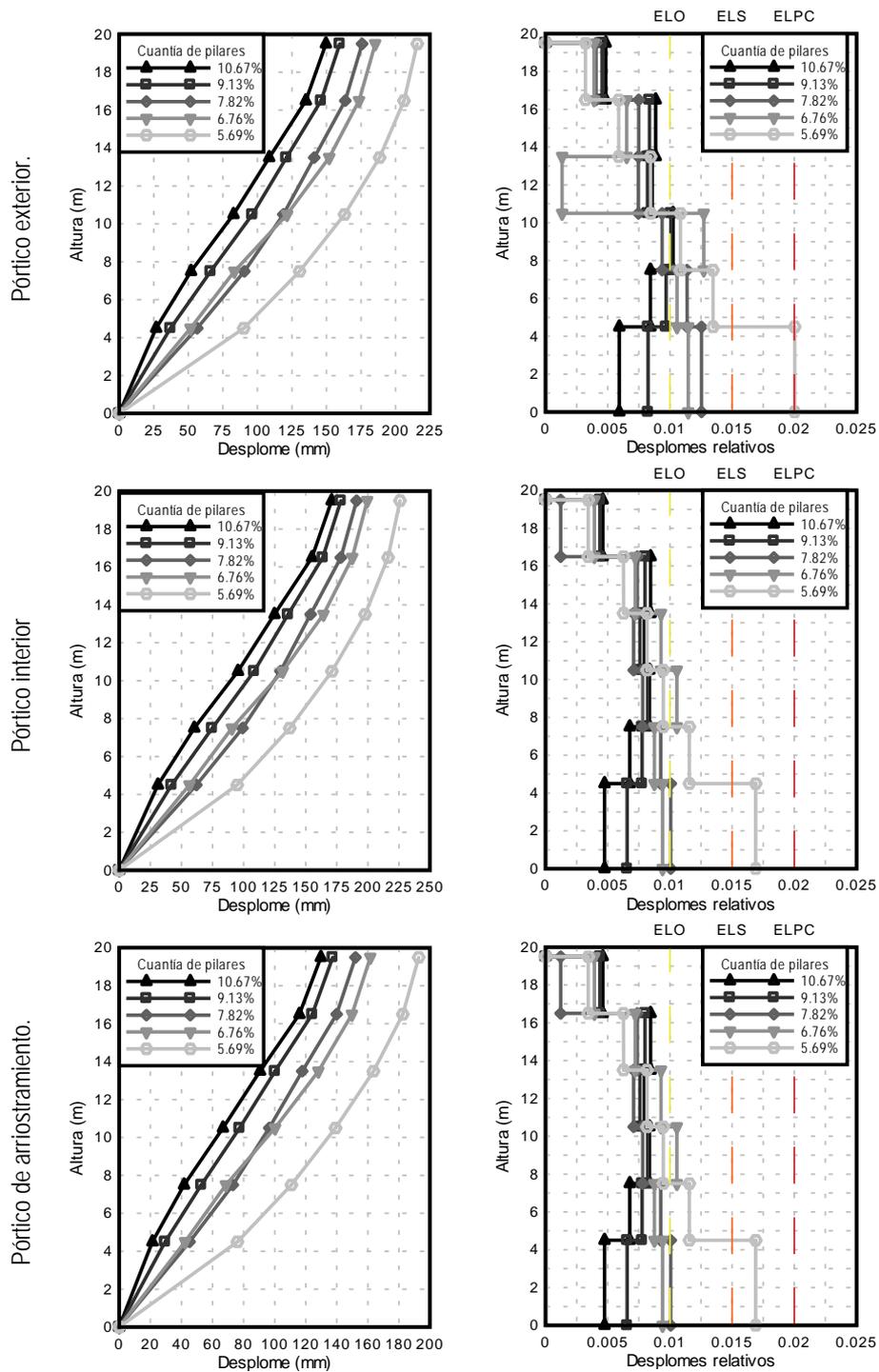


Figura A1.5. Derivas de niveles y derivas relativas

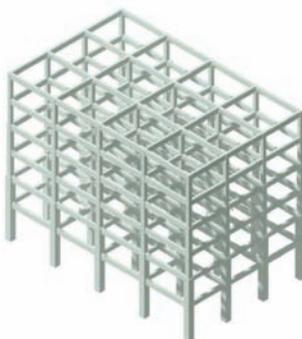


Tabla A1.6. Cuantías de pilares conforme a predimensionado

caso 1						
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta	
1	20	0.49	9.80	360.00	2.72	
2	20	0.49	9.80	360.00	2.72	
3	20	0.25	5.00	360.00	1.39	
4	20	0.25	5.00	360.00	1.39	
5	20	0.16	3.20	360.00	0.89	
6	20	0.16	3.20	360.00	0.89	
					% total	10.00

caso 2						
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta	
1	20	0.36	7.20	360.00	2.00	
2	20	0.36	7.20	360.00	2.00	
3	20	0.25	5.00	360.00	1.39	
4	20	0.25	5.00	360.00	1.39	
5	20	0.16	3.20	360.00	0.89	
6	20	0.16	3.20	360.00	0.89	
					% total	8.56

caso 3						
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta	
1	20	0.25	5.00	360.00	1.39	
2	20	0.25	5.00	360.00	1.39	
3	20	0.25	5.00	360.00	1.39	
4	20	0.25	5.00	360.00	1.39	
5	20	0.16	3.20	360.00	0.89	
6	20	0.16	3.20	360.00	0.89	
					% total	7.33

caso 4						
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta	
1	20	0.25	5.00	360.00	1.39	
2	20	0.25	5.00	360.00	1.39	
3	20	0.16	3.20	360.00	0.89	
4	20	0.16	3.20	360.00	0.89	
5	20	0.16	3.20	360.00	0.89	
6	20	0.16	3.20	360.00	0.89	
					% total	6.33

caso 5						
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta	
1	20	0.16	3.20	360.00	0.89	
2	20	0.16	3.20	360.00	0.89	
3	20	0.16	3.20	360.00	0.89	
4	20	0.16	3.20	360.00	0.89	
5	20	0.16	3.20	360.00	0.89	
6	20	0.16	3.20	360.00	0.89	
					% total	5.33

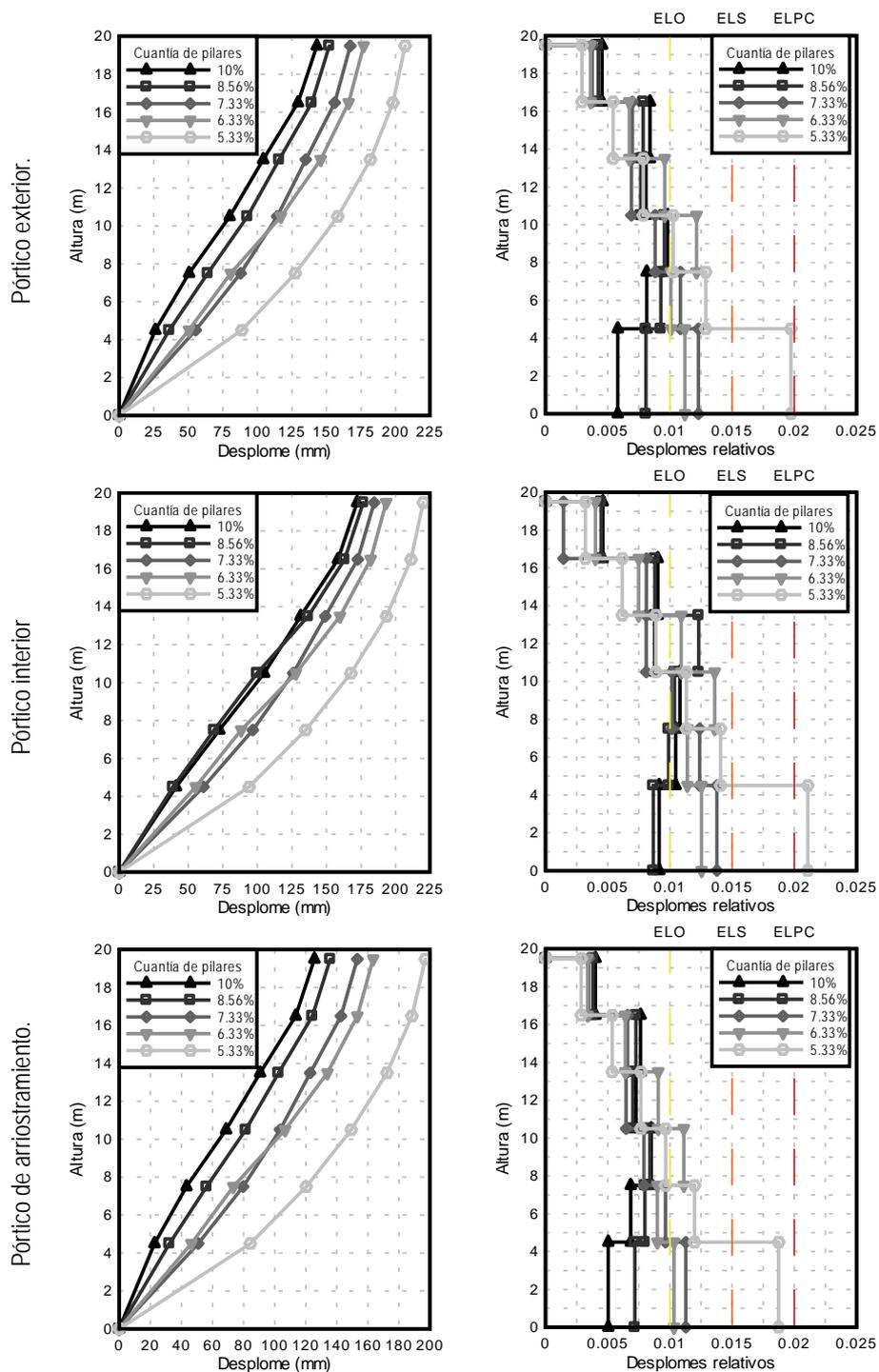


Figura A1.6. Derivas de niveles y derivas relativas

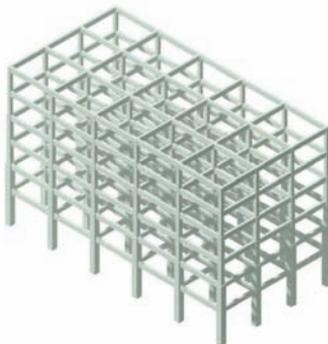


Tabla A1.7. Cuantías de pilares conforme a predimensionado

caso 1					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	24	0.49	11.76	450.00	2.61
2	24	0.49	11.76	450.00	2.61
3	24	0.25	6.00	450.00	1.33
4	24	0.25	6.00	450.00	1.33
5	24	0.16	3.84	450.00	0.85
6	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					9.60

caso 2					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	24	0.36	8.64	450.00	1.92
2	24	0.36	8.64	450.00	1.92
3	24	0.25	6.00	450.00	1.33
4	24	0.25	6.00	450.00	1.33
5	24	0.16	3.84	450.00	0.85
6	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					8.21

caso 3					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	24	0.25	6.00	450.00	1.33
2	24	0.25	6.00	450.00	1.33
3	24	0.25	6.00	450.00	1.33
4	24	0.25	6.00	450.00	1.33
5	24	0.16	3.84	450.00	0.85
6	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					7.04

caso 4					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	24	0.25	6.00	450.00	1.33
2	24	0.25	6.00	450.00	1.33
3	24	0.16	3.84	450.00	0.85
4	24	0.16	3.84	450.00	0.85
5	24	0.16	3.84	450.00	0.85
6	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					6.08

caso 5					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	24	0.16	3.84	450.00	0.85
2	24	0.16	3.84	450.00	0.85
3	24	0.16	3.84	450.00	0.85
4	24	0.16	3.84	450.00	0.85
5	24	0.16	3.84	450.00	0.85
6	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					5.12

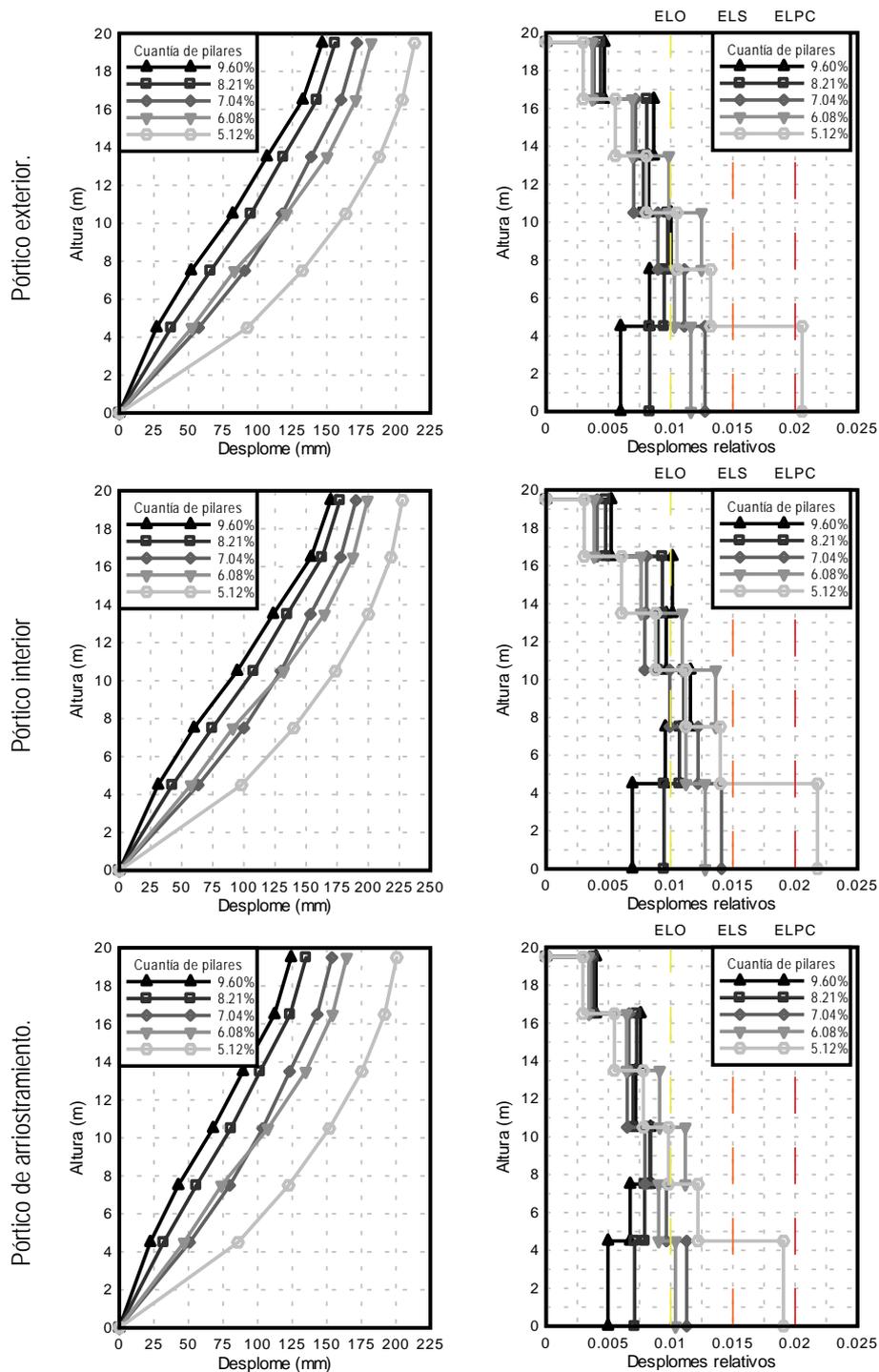


Figura A1.7. Derivas de niveles y derivas relativas

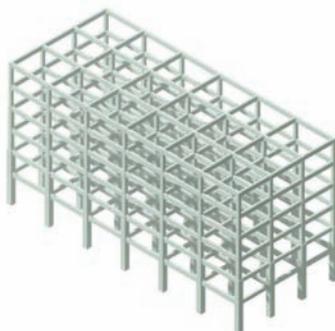


Tabla A1.8. Cuantías de pilares conforme a predimensionado

caso 1						
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta	
1	28	0.49	13.72	540.00	2.54	
2	28	0.49	13.72	540.00	2.54	
3	28	0.25	7.00	540.00	1.30	
4	28	0.25	7.00	540.00	1.30	
5	28	0.16	4.48	540.00	0.83	
6	28	0.16	4.48	540.00	0.83	
					% total	9.33

caso 2						
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta	
1	28	0.36	10.08	540.00	1.87	
2	28	0.36	10.08	540.00	1.87	
3	28	0.25	7.00	540.00	1.30	
4	28	0.25	7.00	540.00	1.30	
5	28	0.16	4.48	540.00	0.83	
6	28	0.16	4.48	540.00	0.83	
					% total	7.99

caso 3						
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta	
1	28	0.25	7.00	540.00	1.30	
2	28	0.25	7.00	540.00	1.30	
3	28	0.25	7.00	540.00	1.30	
4	28	0.25	7.00	540.00	1.30	
5	28	0.16	4.48	540.00	0.83	
6	28	0.16	4.48	540.00	0.83	
					% total	6.84

caso 4						
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta	
1	28	0.25	7.00	540.00	1.30	
2	28	0.25	7.00	540.00	1.30	
3	28	0.16	4.48	540.00	0.83	
4	28	0.16	4.48	540.00	0.83	
5	28	0.16	4.48	540.00	0.83	
6	28	0.16	4.48	540.00	0.83	
					% total	5.91

caso 5						
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta	
1	28	0.16	4.48	540.00	0.83	
2	28	0.16	4.48	540.00	0.83	
3	28	0.16	4.48	540.00	0.83	
4	28	0.16	4.48	540.00	0.83	
5	28	0.16	4.48	540.00	0.83	
6	28	0.16	4.48	540.00	0.83	
					% total	4.98

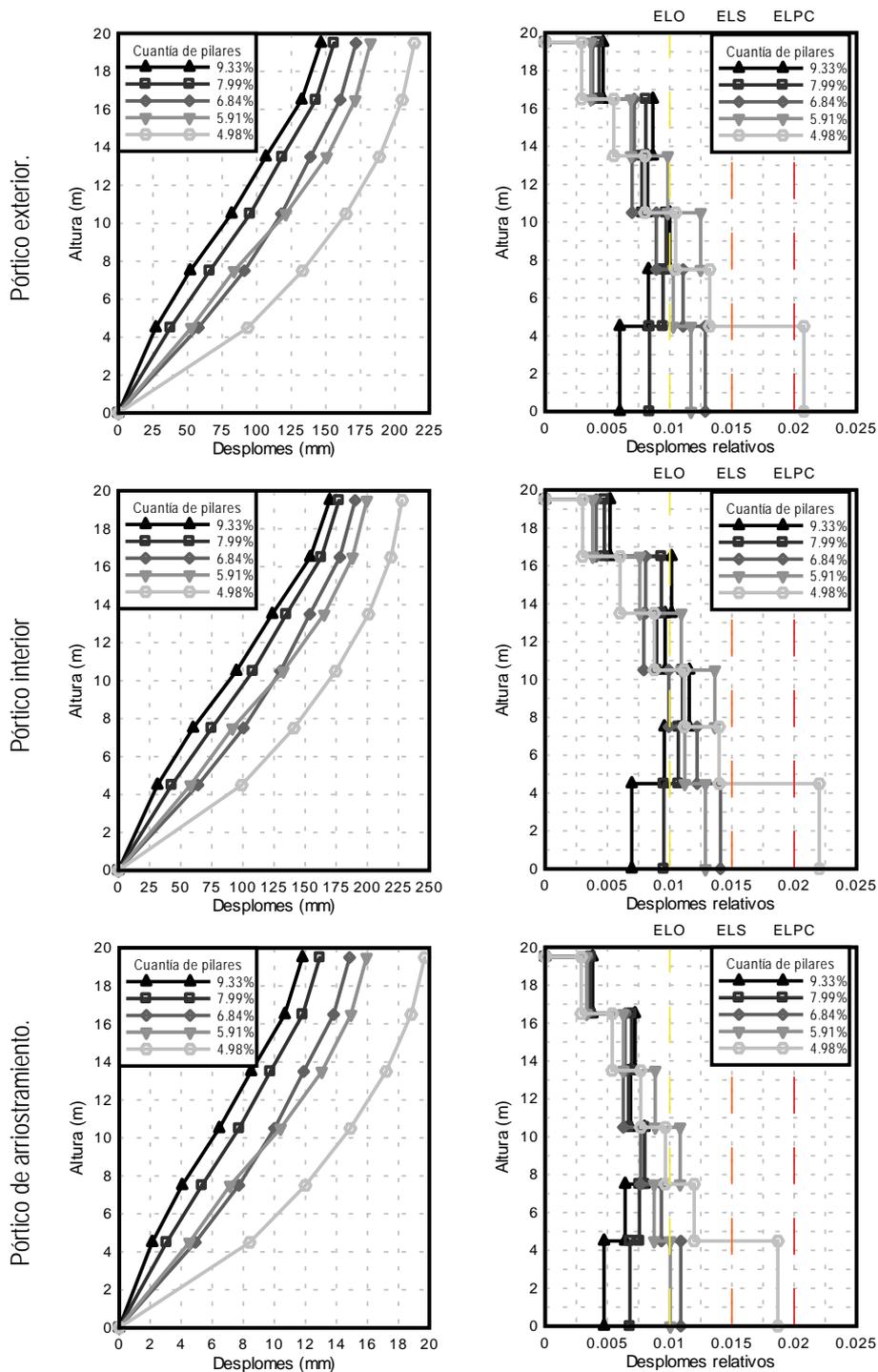


Figura A1.8. Derivas de niveles y derivas relativas

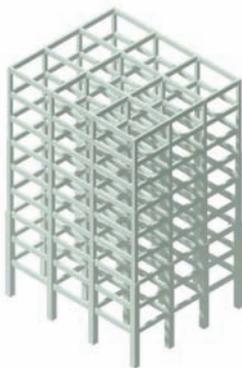


Tabla A1.9. Cuantías de pilares conforme a predimensionado

caso 1					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.49	7.84	270.00	2.90
2	16	0.49	7.84	270.00	2.90
3	16	0.49	7.84	270.00	2.90
4	16	0.25	4.00	270.00	1.48
5	16	0.25	4.00	270.00	1.48
6	16	0.25	4.00	270.00	1.48
7	16	0.16	2.56	270.00	0.95
8	16	0.16	2.56	270.00	0.95
9	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					16.00

caso 2					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.36	5.76	270.00	2.13
2	16	0.36	5.76	270.00	2.13
3	16	0.36	5.76	270.00	2.13
4	16	0.25	4.00	270.00	1.48
5	16	0.25	4.00	270.00	1.48
6	16	0.25	4.00	270.00	1.48
7	16	0.16	2.56	270.00	0.95
8	16	0.16	2.56	270.00	0.95
9	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					13.69

caso 3					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.25	4.00	270.00	1.48
2	16	0.25	4.00	270.00	1.48
3	16	0.25	4.00	270.00	1.48
4	16	0.25	4.00	270.00	1.48
5	16	0.25	4.00	270.00	1.48
6	16	0.25	4.00	270.00	1.48
7	16	0.16	2.56	270.00	0.95
8	16	0.16	2.56	270.00	0.95
9	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					11.73

caso 4					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m²)	Área de pilares por planta (m²)	Área planta (m²)	% Pilares por planta
1	16	0.25	4.00	270.00	1.48
2	16	0.25	4.00	270.00	1.48
3	16	0.25	4.00	270.00	1.48
4	16	0.16	2.56	270.00	0.95
5	16	0.16	2.56	270.00	0.95
6	16	0.16	2.56	270.00	0.95
7	16	0.16	2.56	270.00	0.95
8	16	0.16	2.56	270.00	0.95
9	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					10.13

caso 5					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m²)	Área de pilares por planta (m²)	Área planta (m²)	% Pilares por planta
1	16	0.16	2.56	270.00	0.95
2	16	0.16	2.56	270.00	0.95
3	16	0.16	2.56	270.00	0.95
4	16	0.16	2.56	270.00	0.95
5	16	0.16	2.56	270.00	0.95
6	16	0.16	2.56	270.00	0.95
7	16	0.16	2.56	270.00	0.95
8	16	0.16	2.56	270.00	0.95
9	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					8.53

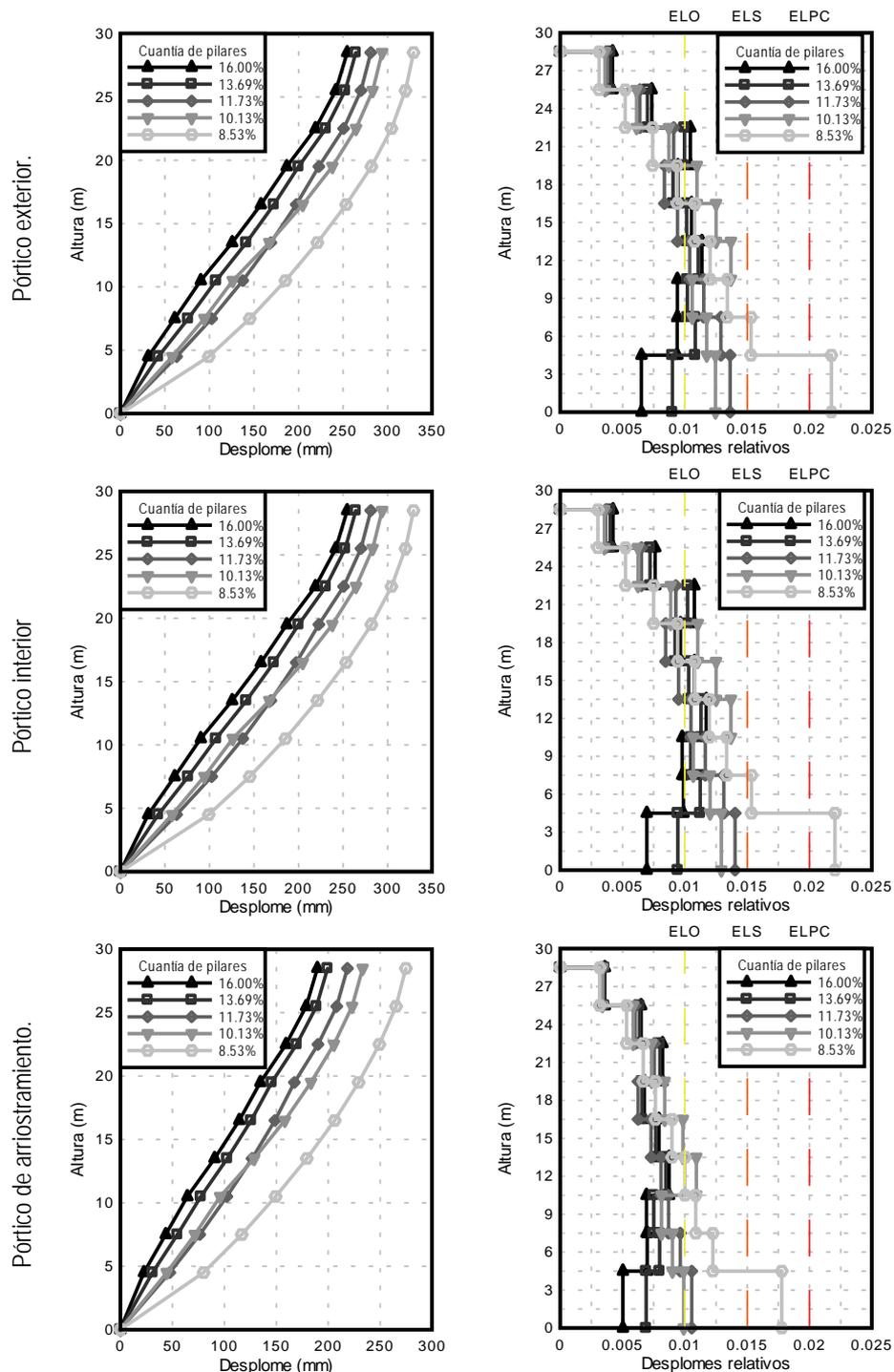


Figura A1.9. Derivas de niveles y derivas relativas

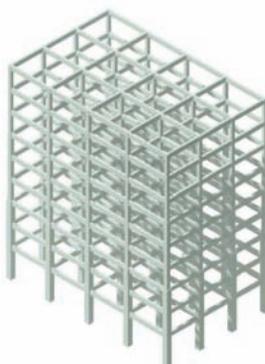


Tabla A1.10. Cuantías de pilares conforme a predimensionado

caso 1					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	20	0.49	9.80	360.00	2.72
2	20	0.49	9.80	360.00	2.72
3	20	0.49	9.80	360.00	2.72
4	20	0.25	5.00	360.00	1.39
5	20	0.25	5.00	360.00	1.39
6	20	0.25	5.00	360.00	1.39
7	20	0.16	3.20	360.00	0.89
8	20	0.16	3.20	360.00	0.89
9	20	0.16	3.20	360.00	0.89
% total					15.00

caso 2					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	20	0.36	7.20	360.00	2.00
2	20	0.36	7.20	360.00	2.00
3	20	0.36	7.20	360.00	2.00
4	20	0.25	5.00	360.00	1.39
5	20	0.25	5.00	360.00	1.39
6	20	0.25	5.00	360.00	1.39
7	20	0.16	3.20	360.00	0.89
8	20	0.16	3.20	360.00	0.89
9	20	0.16	3.20	360.00	0.89
% total					12.83

caso 3					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	20	0.25	5.00	360.00	1.39
2	20	0.25	5.00	360.00	1.39
3	20	0.25	5.00	360.00	1.39
4	20	0.25	5.00	360.00	1.39
5	20	0.25	5.00	360.00	1.39
6	20	0.25	5.00	360.00	1.39
7	20	0.16	3.20	360.00	0.89
8	20	0.16	3.20	360.00	0.89
9	20	0.16	3.20	360.00	0.89
% total					11.00

290 Caracterización de la respuesta no lineal de edificios de hormigón armado proyectados para zonas sísmicas

caso 4					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	20	0.25	5.00	360.00	1.39
2	20	0.25	5.00	360.00	1.39
3	20	0.25	5.00	360.00	1.39
4	20	0.16	3.20	360.00	0.89
5	20	0.16	3.20	360.00	0.89
6	20	0.16	3.20	360.00	0.89
7	20	0.16	3.20	360.00	0.89
8	20	0.16	3.20	360.00	0.89
9	20	0.16	3.20	360.00	0.89
% total					9.50

caso 5					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	20	0.16	3.20	360.00	0.89
2	20	0.16	3.20	360.00	0.89
3	20	0.16	3.20	360.00	0.89
4	20	0.16	3.20	360.00	0.89
5	20	0.16	3.20	360.00	0.89
6	20	0.16	3.20	360.00	0.89
7	20	0.16	3.20	360.00	0.89
8	20	0.16	3.20	360.00	0.89
9	20	0.16	3.20	360.00	0.89
% total					8.00

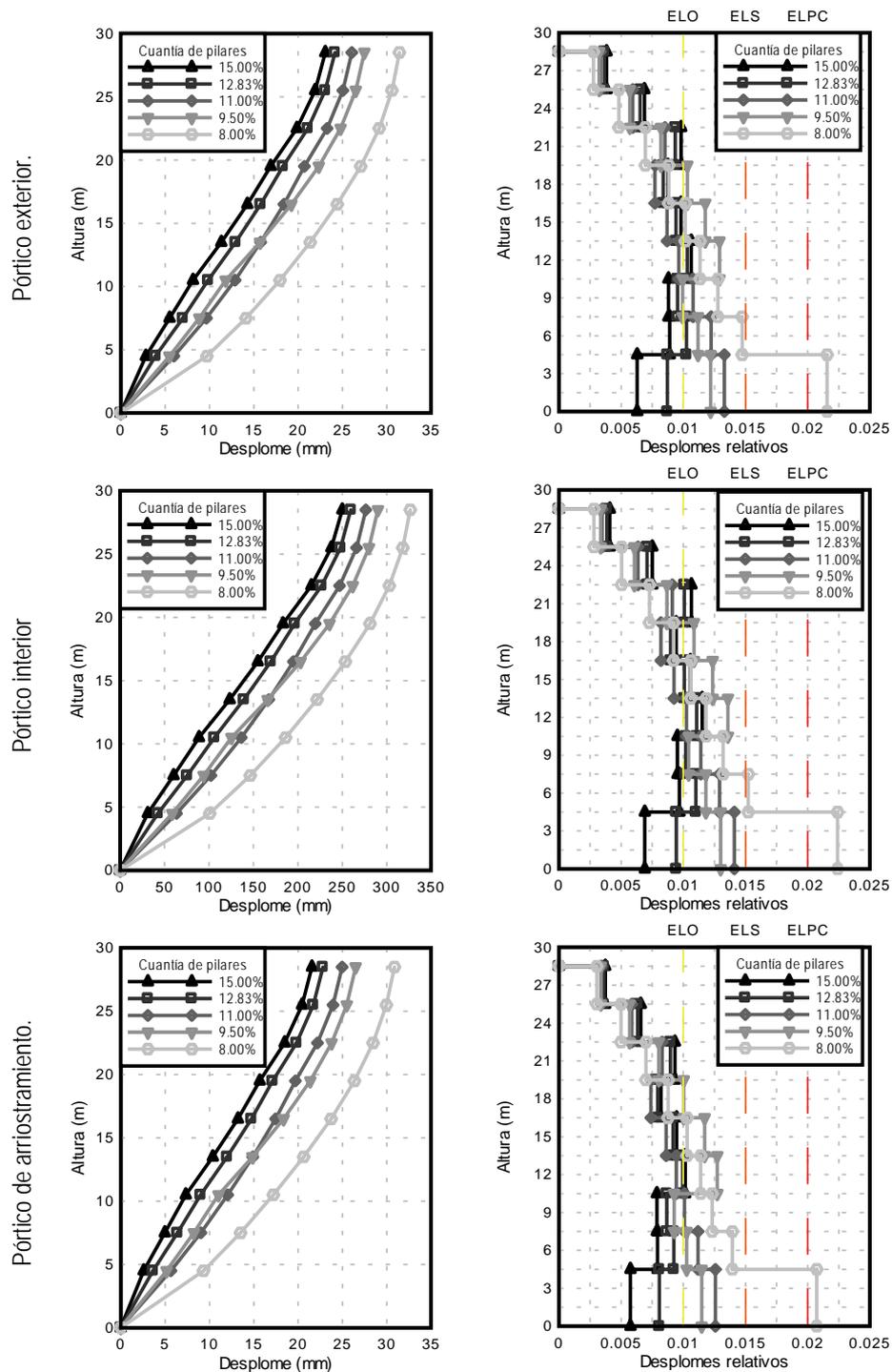


Figura A1.10. Derivas de niveles y derivas relativas

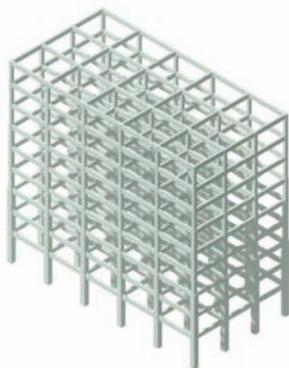


Tabla A1.11. Cuantías de pilares conforme a predimensionado

caso 1					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	24	0.49	11.76	450.00	2.61
2	24	0.49	11.76	450.00	2.61
3	24	0.49	11.76	450.00	2.61
4	24	0.25	6.00	450.00	1.33
5	24	0.25	6.00	450.00	1.33
6	24	0.25	6.00	450.00	1.33
7	24	0.16	3.84	450.00	0.85
8	24	0.16	3.84	450.00	0.85
9	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					14.40

caso 2					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	24	0.36	8.64	450.00	1.92
2	24	0.36	8.64	450.00	1.92
3	24	0.36	8.64	450.00	1.92
4	24	0.25	6.00	450.00	1.33
5	24	0.25	6.00	450.00	1.33
6	24	0.25	6.00	450.00	1.33
7	24	0.16	3.84	450.00	0.85
8	24	0.16	3.84	450.00	0.85
9	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					12.32

caso 3					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	24	0.25	6.00	450.00	1.33
2	24	0.25	6.00	450.00	1.33
3	24	0.25	6.00	450.00	1.33
4	24	0.25	6.00	450.00	1.33
5	24	0.25	6.00	450.00	1.33
6	24	0.25	6.00	450.00	1.33
7	24	0.16	3.84	450.00	0.85
8	24	0.16	3.84	450.00	0.85
9	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					10.56

caso 4					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m²)	Área de pilares por planta (m²)	Área planta (m²)	% Pilares por planta
1	24	0.25	6.00	450.00	1.33
2	24	0.25	6.00	450.00	1.33
3	24	0.25	6.00	450.00	1.33
4	24	0.16	3.84	450.00	0.85
5	24	0.16	3.84	450.00	0.85
6	24	0.16	3.84	450.00	0.85
7	24	0.16	3.84	450.00	0.85
8	24	0.16	3.84	450.00	0.85
9	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					9.12

caso 5					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m²)	Área de pilares por planta (m²)	Área planta (m²)	% Pilares por planta
1	24	0.16	3.84	450.00	0.85
2	24	0.16	3.84	450.00	0.85
3	24	0.16	3.84	450.00	0.85
4	24	0.16	3.84	450.00	0.85
5	24	0.16	3.84	450.00	0.85
6	24	0.16	3.84	450.00	0.85
7	24	0.16	3.84	450.00	0.85
8	24	0.16	3.84	450.00	0.85
9	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					7.68

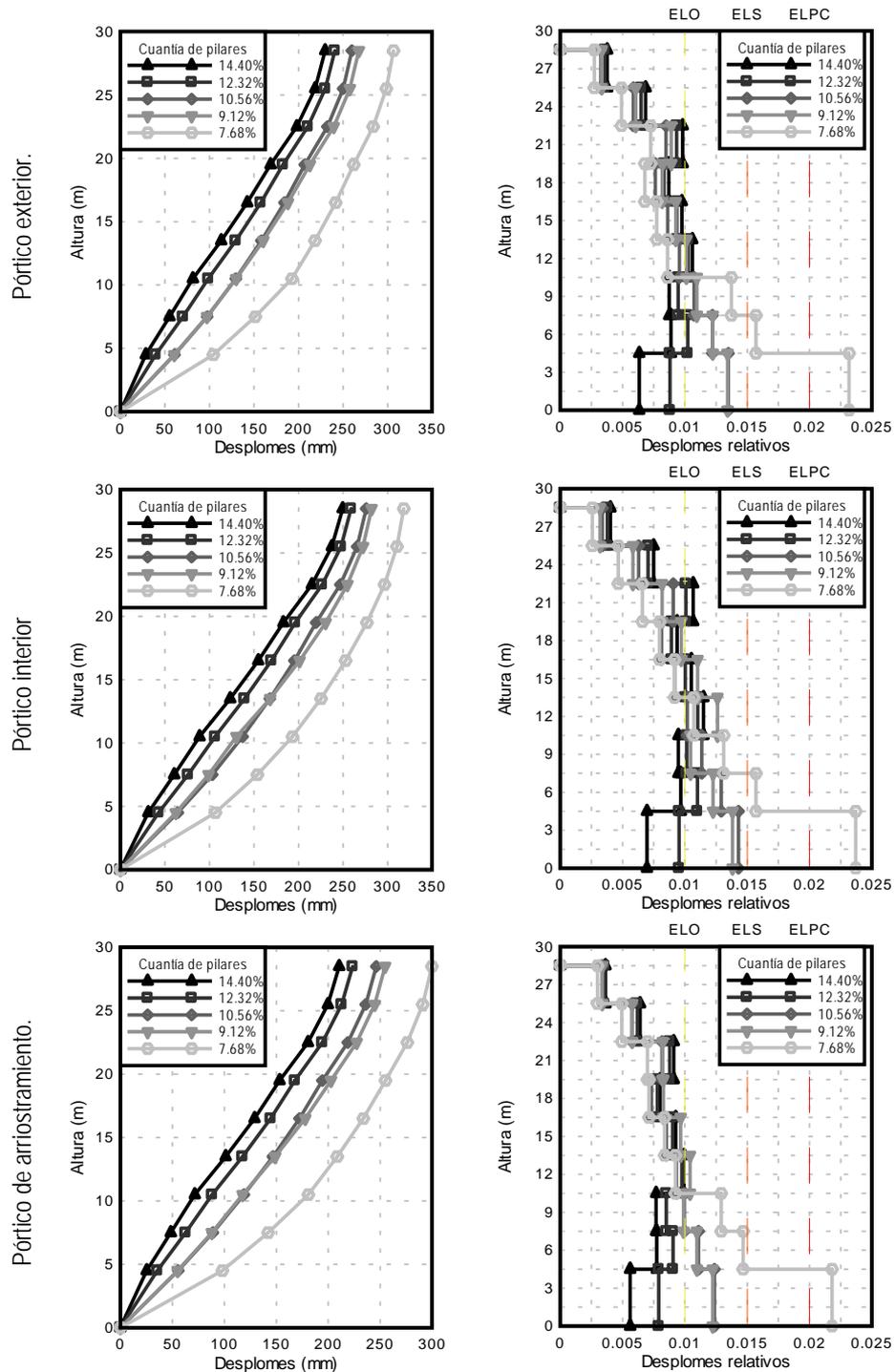


Figura A1.11. Derivas de niveles y derivas relativas

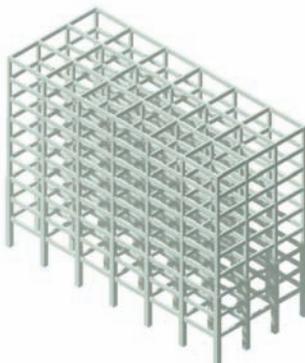


Tabla A1.12. Cuantías de pilares conforme a predimensionado

caso 1					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m²)	Área de pilares por planta (m²)	Área planta (m²)	% Pilares por planta
1	28	0.49	13.72	540.00	2.54
2	28	0.49	13.72	540.00	2.54
3	28	0.49	13.72	540.00	2.54
4	28	0.25	7.00	540.00	1.30
5	28	0.25	7.00	540.00	1.30
6	28	0.25	7.00	540.00	1.30
7	28	0.16	4.48	540.00	0.83
8	28	0.16	4.48	540.00	0.83
9	28	0.16	4.48	540.00	0.83
% total					14.00

caso 2					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m²)	Área de pilares por planta (m²)	Área planta (m²)	% Pilares por planta
1	28	0.36	10.08	540.00	1.87
2	28	0.36	10.08	540.00	1.87
3	28	0.36	10.08	540.00	1.87
4	28	0.25	7.00	540.00	1.30
5	28	0.25	7.00	540.00	1.30
6	28	0.25	7.00	540.00	1.30
7	28	0.16	4.48	540.00	0.83
8	28	0.16	4.48	540.00	0.83
9	28	0.16	4.48	540.00	0.83
% total					11.98

caso 3					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m²)	Área de pilares por planta (m²)	Área planta (m²)	% Pilares por planta
1	28	0.25	7.00	540.00	1.30
2	28	0.25	7.00	540.00	1.30
3	28	0.25	7.00	540.00	1.30
4	28	0.25	7.00	540.00	1.30
5	28	0.25	7.00	540.00	1.30
6	28	0.25	7.00	540.00	1.30
7	28	0.16	4.48	540.00	0.83
8	28	0.16	4.48	540.00	0.83
9	28	0.16	4.48	540.00	0.83
% total					10.27

296 *Caracterización de la respuesta no lineal de edificios de hormigón armado proyectados para zonas sísmicas*

caso 4					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	28	0.25	7.00	540.00	1.30
2	28	0.25	7.00	540.00	1.30
3	28	0.25	7.00	540.00	1.30
4	28	0.16	4.48	540.00	0.83
5	28	0.16	4.48	540.00	0.83
6	28	0.16	4.48	540.00	0.83
7	28	0.16	4.48	540.00	0.83
8	28	0.16	4.48	540.00	0.83
9	28	0.16	4.48	540.00	0.83
% total					8.87

caso 5					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	28	0.16	4.48	540.00	0.83
2	28	0.16	4.48	540.00	0.83
3	28	0.16	4.48	540.00	0.83
4	28	0.16	4.48	540.00	0.83
5	28	0.16	4.48	540.00	0.83
6	28	0.16	4.48	540.00	0.83
7	28	0.16	4.48	540.00	0.83
8	28	0.16	4.48	540.00	0.83
9	28	0.16	4.48	540.00	0.83
% total					7.47

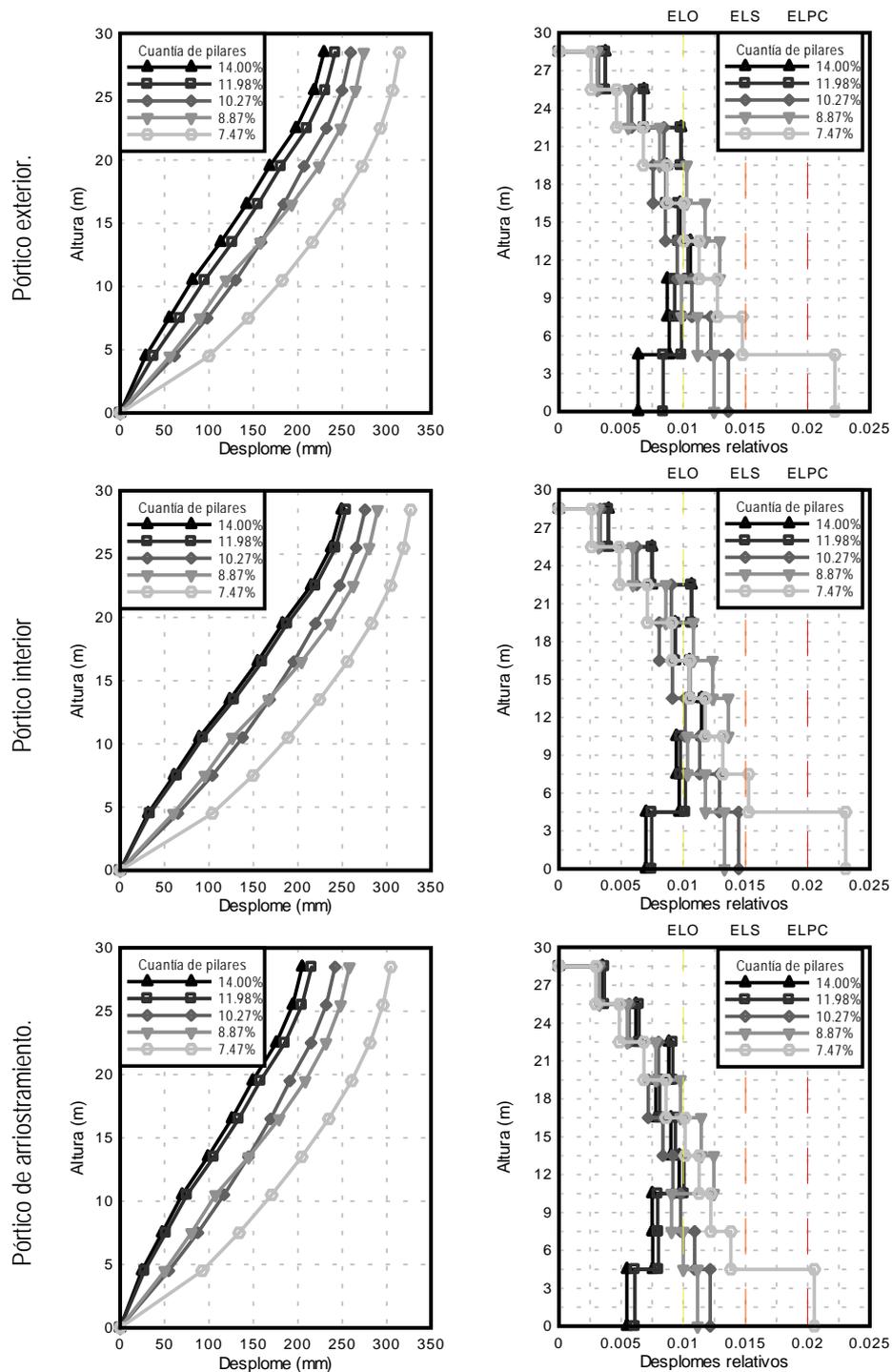


Figura A1.12. Derivas de niveles y derivas relativas

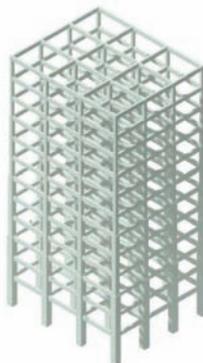


Tabla A1.13. Cuantías de pilares conforme a predimensionado

caso 1					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.81	12.96	270.00	4.80
2	16	0.81	12.96	270.00	4.80
3	16	0.81	12.96	270.00	4.80
4	16	0.49	7.84	270.00	2.90
5	16	0.49	7.84	270.00	2.90
6	16	0.49	7.84	270.00	2.90
7	16	0.25	4.00	270.00	1.48
8	16	0.25	4.00	270.00	1.48
9	16	0.25	4.00	270.00	1.48
10	16	0.16	2.56	270.00	0.95
11	16	0.16	2.56	270.00	0.95
12	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					30.40

caso 2					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.49	7.84	270.00	2.90
2	16	0.49	7.84	270.00	2.90
3	16	0.49	7.84	270.00	2.90
4	16	0.49	7.84	270.00	2.90
5	16	0.49	7.84	270.00	2.90
6	16	0.49	7.84	270.00	2.90
7	16	0.25	4.00	270.00	1.48
8	16	0.25	4.00	270.00	1.48
9	16	0.25	4.00	270.00	1.48
10	16	0.16	2.56	270.00	0.95
11	16	0.16	2.56	270.00	0.95
12	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					24.71

caso 3					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	16	0.49	7.84	270.00	2.90
2	16	0.49	7.84	270.00	2.90
3	16	0.49	7.84	270.00	2.90
4	16	0.25	4.00	270.00	1.48
5	16	0.25	4.00	270.00	1.48
6	16	0.25	4.00	270.00	1.48
7	16	0.25	4.00	270.00	1.48
8	16	0.25	4.00	270.00	1.48
9	16	0.25	4.00	270.00	1.48
10	16	0.16	2.56	270.00	0.95
11	16	0.16	2.56	270.00	0.95
12	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					20.44

caso 4					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m²)	Área de pilares por planta (m²)	Área planta (m²)	% Pilares por planta
1	16	0.25	4.00	270.00	1.48
2	16	0.25	4.00	270.00	1.48
3	16	0.25	4.00	270.00	1.48
4	16	0.25	4.00	270.00	1.48
5	16	0.25	4.00	270.00	1.48
6	16	0.25	4.00	270.00	1.48
7	16	0.25	4.00	270.00	1.48
8	16	0.25	4.00	270.00	1.48
9	16	0.25	4.00	270.00	1.48
10	16	0.16	2.56	270.00	0.95
11	16	0.16	2.56	270.00	0.95
12	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					16.18

caso 5					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m²)	Área de pilares por planta (m²)	Área planta (m²)	% Pilares por planta
1	16	0.16	2.56	270.00	0.95
2	16	0.16	2.56	270.00	0.95
3	16	0.16	2.56	270.00	0.95
4	16	0.16	2.56	270.00	0.95
5	16	0.16	2.56	270.00	0.95
6	16	0.16	2.56	270.00	0.95
7	16	0.16	2.56	270.00	0.95
8	16	0.16	2.56	270.00	0.95
9	16	0.16	2.56	270.00	0.95
10	16	0.16	2.56	270.00	0.95
11	16	0.16	2.56	270.00	0.95
12	16	0.16	2.56	270.00	0.95
% total					11.38

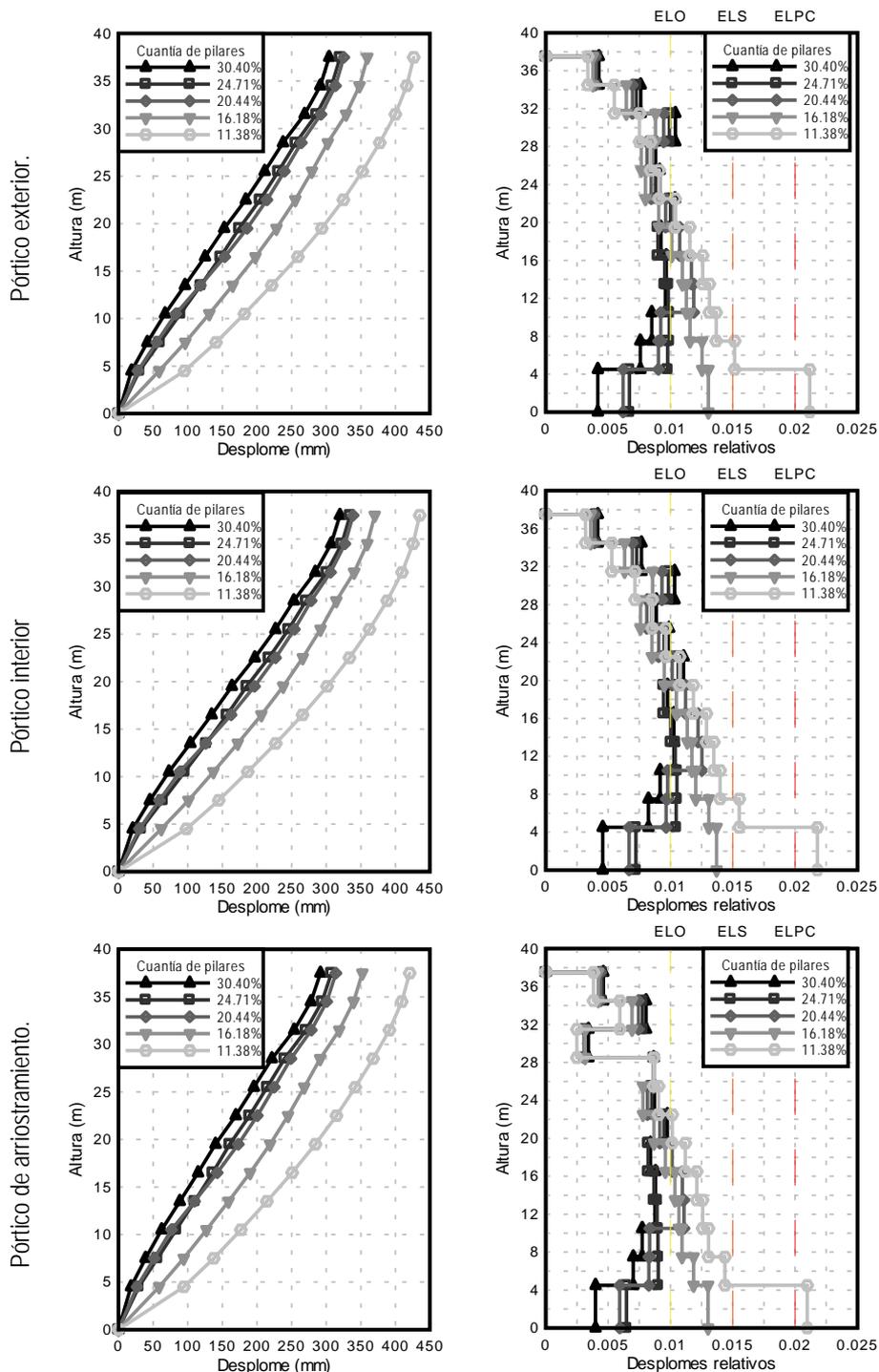


Figura A1.13. Derivas de niveles y derivas relativas

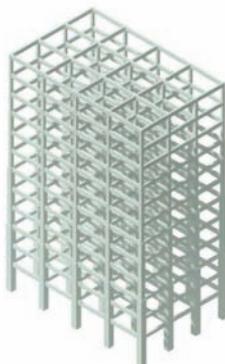


Tabla A1.14. Cuantías de pilares conforme a predimensionado

caso 1					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m²)	Área de pilares por planta (m²)	Área planta (m²)	% Pilares por planta
1	20	0.81	16.20	360.00	4.50
2	20	0.81	16.20	360.00	4.50
3	20	0.81	16.20	360.00	4.50
4	20	0.49	9.80	360.00	2.72
5	20	0.49	9.80	360.00	2.72
6	20	0.49	9.80	360.00	2.72
7	20	0.25	5.00	360.00	1.39
8	20	0.25	5.00	360.00	1.39
9	20	0.25	5.00	360.00	1.39
10	20	0.16	3.20	360.00	0.89
11	20	0.16	3.20	360.00	0.89
12	20	0.16	3.20	360.00	0.89
% total					28.50

caso 2					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m²)	Área de pilares por planta (m²)	Área planta (m²)	% Pilares por planta
1	20	0.49	9.80	360.00	2.72
2	20	0.49	9.80	360.00	2.72
3	20	0.49	9.80	360.00	2.72
4	20	0.49	9.80	360.00	2.72
5	20	0.49	9.80	360.00	2.72
6	20	0.49	9.80	360.00	2.72
7	20	0.25	5.00	360.00	1.39
8	20	0.25	5.00	360.00	1.39
9	20	0.25	5.00	360.00	1.39
10	20	0.16	3.20	360.00	0.89
11	20	0.16	3.20	360.00	0.89
12	20	0.16	3.20	360.00	0.89
% total					23.17

caso 3					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m²)	Área de pilares por planta (m²)	Área planta (m²)	% Pilares por planta
1	20	0.49	9.80	360.00	2.72
2	20	0.49	9.80	360.00	2.72
3	20	0.49	9.80	360.00	2.72
4	20	0.25	5.00	360.00	1.39
5	20	0.25	5.00	360.00	1.39
6	20	0.25	5.00	360.00	1.39
7	20	0.25	5.00	360.00	1.39
8	20	0.25	5.00	360.00	1.39
9	20	0.25	5.00	360.00	1.39
10	20	0.16	3.20	360.00	0.89
11	20	0.16	3.20	360.00	0.89
12	20	0.16	3.20	360.00	0.89
% total					19.17

302 Caracterización de la respuesta no lineal de edificios de hormigón armado proyectados para zonas sísmicas

caso 4					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	20	0.25	5.00	360.00	1.39
2	20	0.25	5.00	360.00	1.39
3	20	0.25	5.00	360.00	1.39
4	20	0.25	5.00	360.00	1.39
5	20	0.25	5.00	360.00	1.39
6	20	0.25	5.00	360.00	1.39
7	20	0.25	5.00	360.00	1.39
8	20	0.25	5.00	360.00	1.39
9	20	0.25	5.00	360.00	1.39
10	20	0.16	3.20	360.00	0.89
11	20	0.16	3.20	360.00	0.89
12	20	0.16	3.20	360.00	0.89
% total					15.17

caso 5					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	20	0.16	3.20	360.00	0.89
2	20	0.16	3.20	360.00	0.89
3	20	0.16	3.20	360.00	0.89
4	20	0.16	3.20	360.00	0.89
5	20	0.16	3.20	360.00	0.89
6	20	0.16	3.20	360.00	0.89
7	20	0.16	3.20	360.00	0.89
8	20	0.16	3.20	360.00	0.89
9	20	0.16	3.20	360.00	0.89
10	20	0.16	3.20	360.00	0.89
11	20	0.16	3.20	360.00	0.89
12	20	0.16	3.20	360.00	0.89
% total					10.67

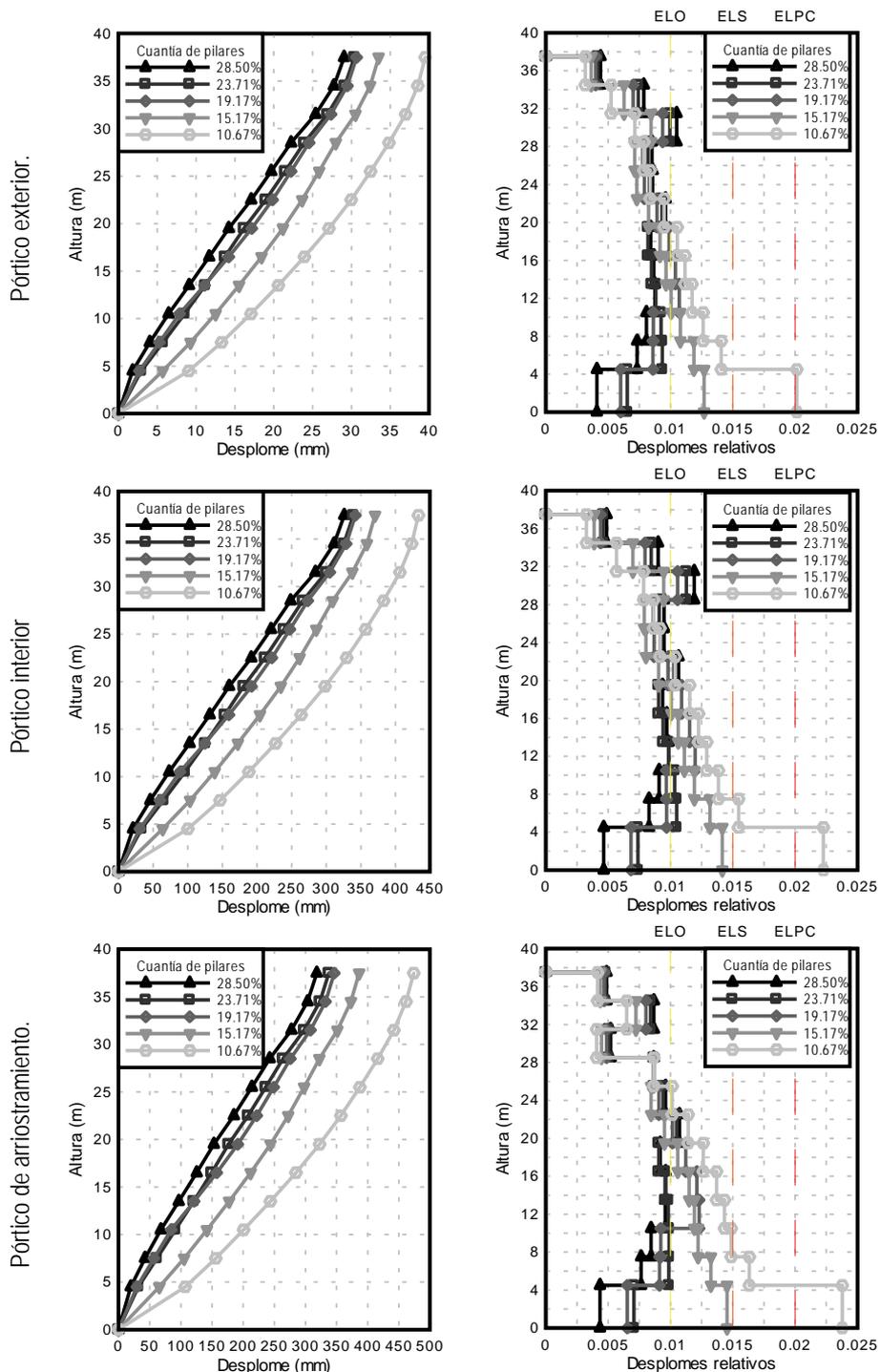


Figura A1.14. Derivas de niveles y derivas relativas

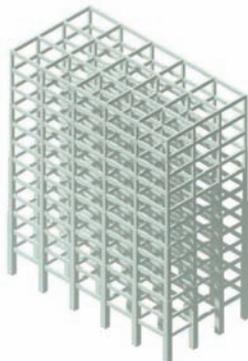


Tabla A1.15. Cuantías de pilares conforme a predimensionado

caso 1					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	24	0.81	19.44	450.00	4.32
2	24	0.81	19.44	450.00	4.32
3	24	0.81	19.44	450.00	4.32
4	24	0.49	11.76	450.00	2.61
5	24	0.49	11.76	450.00	2.61
6	24	0.49	11.76	450.00	2.61
7	24	0.25	6.00	450.00	1.33
8	24	0.25	6.00	450.00	1.33
9	24	0.25	6.00	450.00	1.33
10	24	0.16	3.84	450.00	0.85
11	24	0.16	3.84	450.00	0.85
12	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					27.36

caso 2					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	24	0.49	11.76	450.00	2.61
2	24	0.49	11.76	450.00	2.61
3	24	0.49	11.76	450.00	2.61
4	24	0.49	11.76	450.00	2.61
5	24	0.49	11.76	450.00	2.61
6	24	0.49	11.76	450.00	2.61
7	24	0.25	6.00	450.00	1.33
8	24	0.25	6.00	450.00	1.33
9	24	0.25	6.00	450.00	1.33
10	24	0.16	3.84	450.00	0.85
11	24	0.16	3.84	450.00	0.85
12	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					22.24

caso 3					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Área de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	24	0.49	11.76	450.00	2.61
2	24	0.49	11.76	450.00	2.61
3	24	0.49	11.76	450.00	2.61
4	24	0.25	6.00	450.00	1.33
5	24	0.25	6.00	450.00	1.33
6	24	0.25	6.00	450.00	1.33
7	24	0.25	6.00	450.00	1.33
8	24	0.25	6.00	450.00	1.33
9	24	0.25	6.00	450.00	1.33
10	24	0.16	3.84	450.00	0.85
11	24	0.16	3.84	450.00	0.85
12	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					18.40

caso 4					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m²)	Área de pilares por planta (m²)	Área planta (m²)	% Pilares por planta
1	24	0.25	6.00	450.00	1.33
2	24	0.25	6.00	450.00	1.33
3	24	0.25	6.00	450.00	1.33
4	24	0.25	6.00	450.00	1.33
5	24	0.25	6.00	450.00	1.33
6	24	0.25	6.00	450.00	1.33
7	24	0.25	6.00	450.00	1.33
8	24	0.25	6.00	450.00	1.33
9	24	0.25	6.00	450.00	1.33
10	24	0.16	3.84	450.00	0.85
11	24	0.16	3.84	450.00	0.85
12	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					14.56

caso 5					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m²)	Área de pilares por planta (m²)	Área planta (m²)	% Pilares por planta
1	24	0.16	3.84	450.00	0.85
2	24	0.16	3.84	450.00	0.85
3	24	0.16	3.84	450.00	0.85
4	24	0.16	3.84	450.00	0.85
5	24	0.16	3.84	450.00	0.85
6	24	0.16	3.84	450.00	0.85
7	24	0.16	3.84	450.00	0.85
8	24	0.16	3.84	450.00	0.85
9	24	0.16	3.84	450.00	0.85
10	24	0.16	3.84	450.00	0.85
11	24	0.16	3.84	450.00	0.85
12	24	0.16	3.84	450.00	0.85
% total					10.24

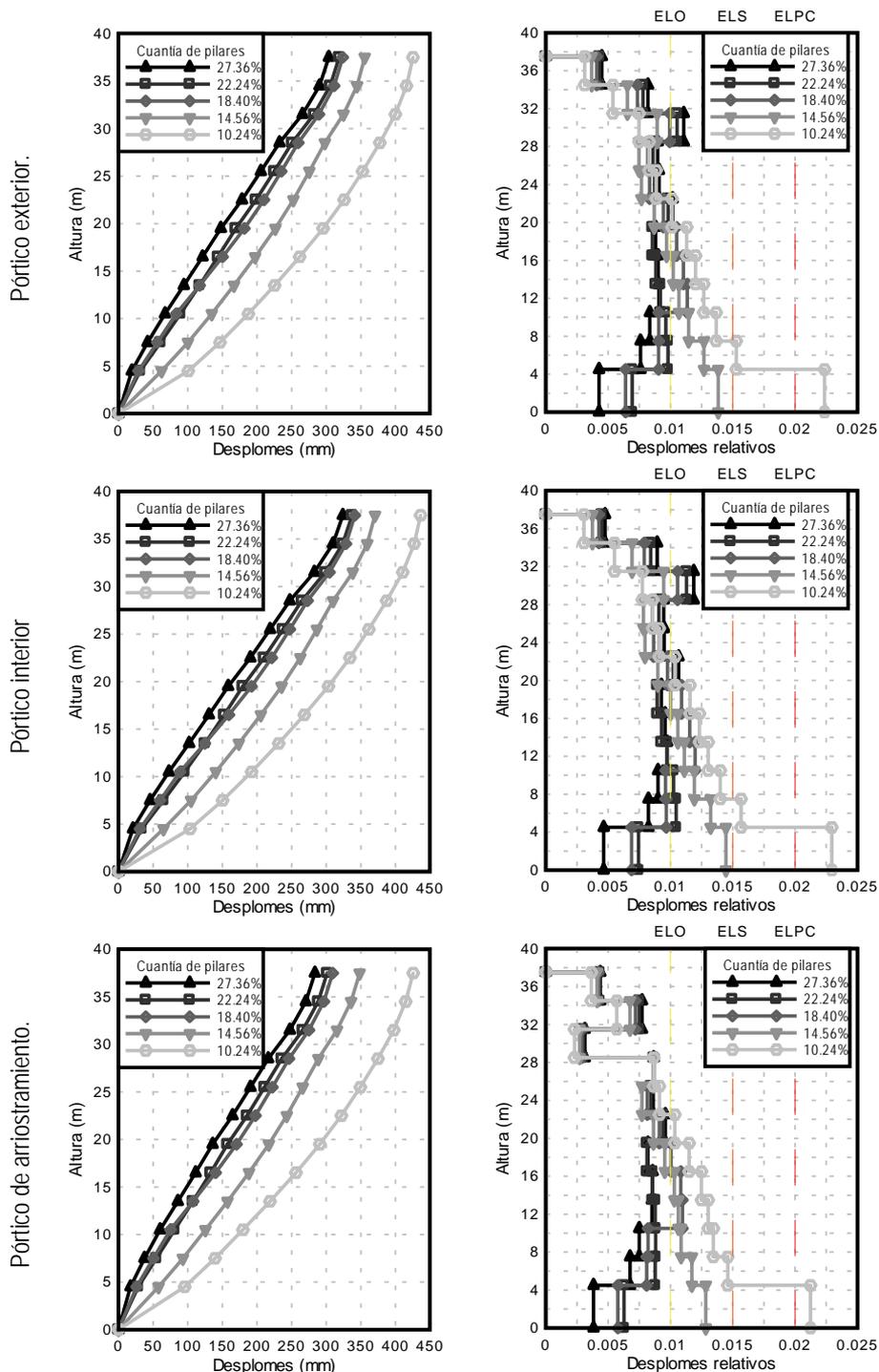


Figura A1.15. Derivas de niveles y derivas relativas

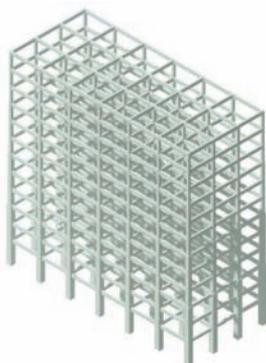


Tabla A1.16. Cuantías de pilares conforme a predimensionado

caso 1					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m²)	Área de pilares por planta (m²)	Área planta (m²)	% Pilares por planta
1	28	0.81	22.68	540.00	4.20
2	28	0.81	22.68	540.00	4.20
3	28	0.81	22.68	540.00	4.20
4	28	0.49	13.72	540.00	2.54
5	28	0.49	13.72	540.00	2.54
6	28	0.49	13.72	540.00	2.54
7	28	0.25	7.00	540.00	1.30
8	28	0.25	7.00	540.00	1.30
9	28	0.25	7.00	540.00	1.30
10	28	0.16	4.48	540.00	0.83
11	28	0.16	4.48	540.00	0.83
12	28	0.16	4.48	540.00	0.83
% total					26.60

caso 2					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m²)	Área de pilares por planta (m²)	Área planta (m²)	% Pilares por planta
1	28	0.49	13.72	540.00	2.54
2	28	0.49	13.72	540.00	2.54
3	28	0.49	13.72	540.00	2.54
4	28	0.49	13.72	540.00	2.54
5	28	0.49	13.72	540.00	2.54
6	28	0.49	13.72	540.00	2.54
7	28	0.25	7.00	540.00	1.30
8	28	0.25	7.00	540.00	1.30
9	28	0.25	7.00	540.00	1.30
10	28	0.16	4.48	540.00	0.83
11	28	0.16	4.48	540.00	0.83
12	28	0.16	4.48	540.00	0.83
% total					21.62

caso 3					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Area de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	28	0.49	13.72	540.00	2.54
2	28	0.49	13.72	540.00	2.54
3	28	0.49	13.72	540.00	2.54
4	28	0.25	7.00	540.00	1.30
5	28	0.25	7.00	540.00	1.30
6	28	0.25	7.00	540.00	1.30
7	28	0.25	7.00	540.00	1.30
8	28	0.25	7.00	540.00	1.30
9	28	0.25	7.00	540.00	1.30
10	28	0.16	4.48	540.00	0.83
11	28	0.16	4.48	540.00	0.83
12	28	0.16	4.48	540.00	0.83
% total					17.89

caso 4					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Area de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	28	0.25	7.00	540.00	1.30
2	28	0.25	7.00	540.00	1.30
3	28	0.25	7.00	540.00	1.30
4	28	0.25	7.00	540.00	1.30
5	28	0.25	7.00	540.00	1.30
6	28	0.25	7.00	540.00	1.30
7	28	0.25	7.00	540.00	1.30
8	28	0.25	7.00	540.00	1.30
9	28	0.25	7.00	540.00	1.30
10	28	0.16	4.48	540.00	0.83
11	28	0.16	4.48	540.00	0.83
12	28	0.16	4.48	540.00	0.83
% total					14.16

caso 5					
Nivel	Nº de pilares	Área unitaria (m ²)	Area de pilares por planta (m ²)	Área planta (m ²)	% Pilares por planta
1	28	0.16	4.48	540.00	0.83
2	28	0.16	4.48	540.00	0.83
3	28	0.16	4.48	540.00	0.83
4	28	0.16	4.48	540.00	0.83
5	28	0.16	4.48	540.00	0.83
6	28	0.16	4.48	540.00	0.83
7	28	0.16	4.48	540.00	0.83
8	28	0.16	4.48	540.00	0.83
9	28	0.16	4.48	540.00	0.83
10	28	0.16	4.48	540.00	0.83
11	28	0.16	4.48	540.00	0.83
12	28	0.16	4.48	540.00	0.83
% total					9.96

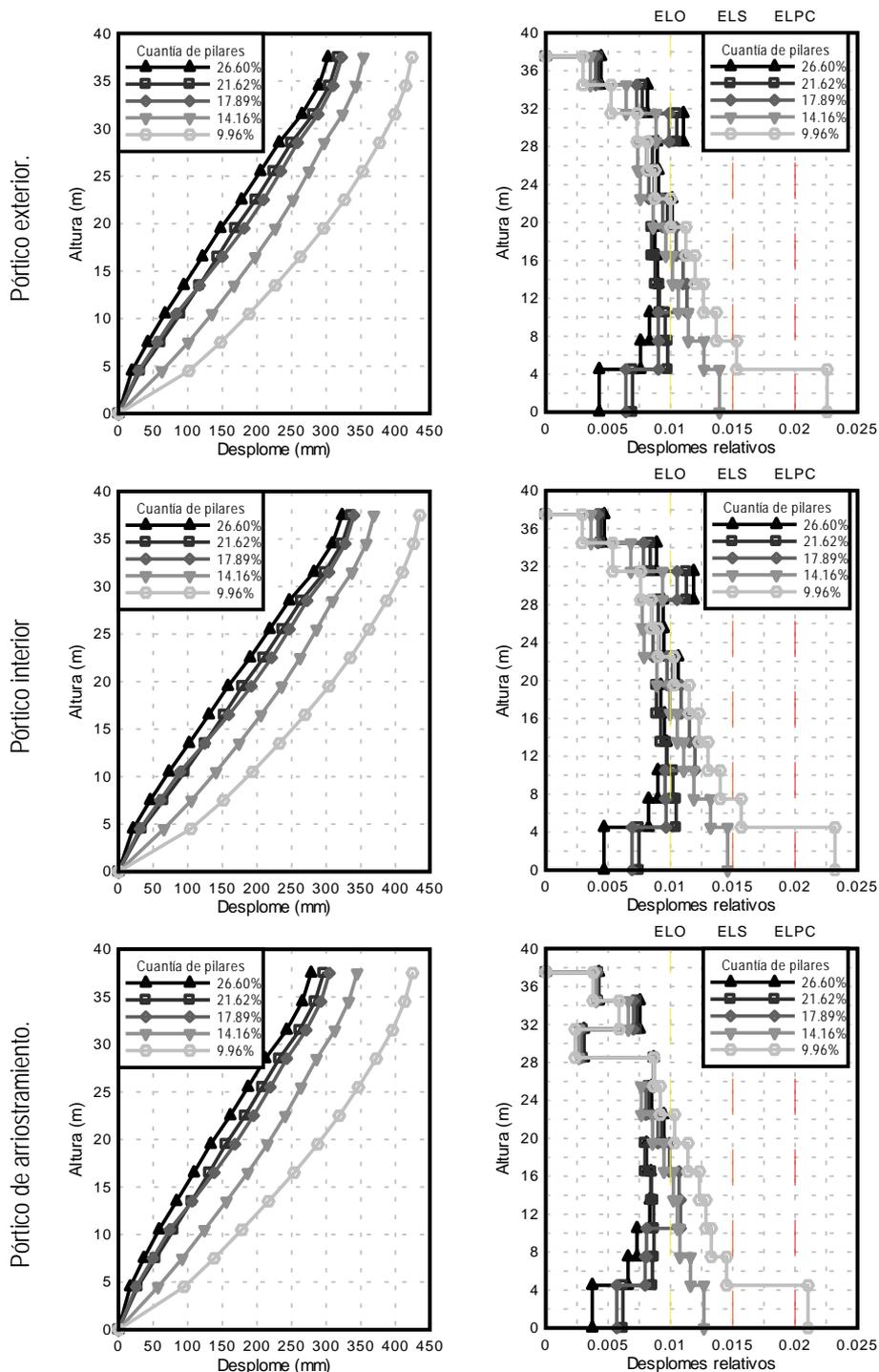


Figura A1.16. Derivas de niveles y derivas relativas

Apéndice 2

Respuesta no lineal

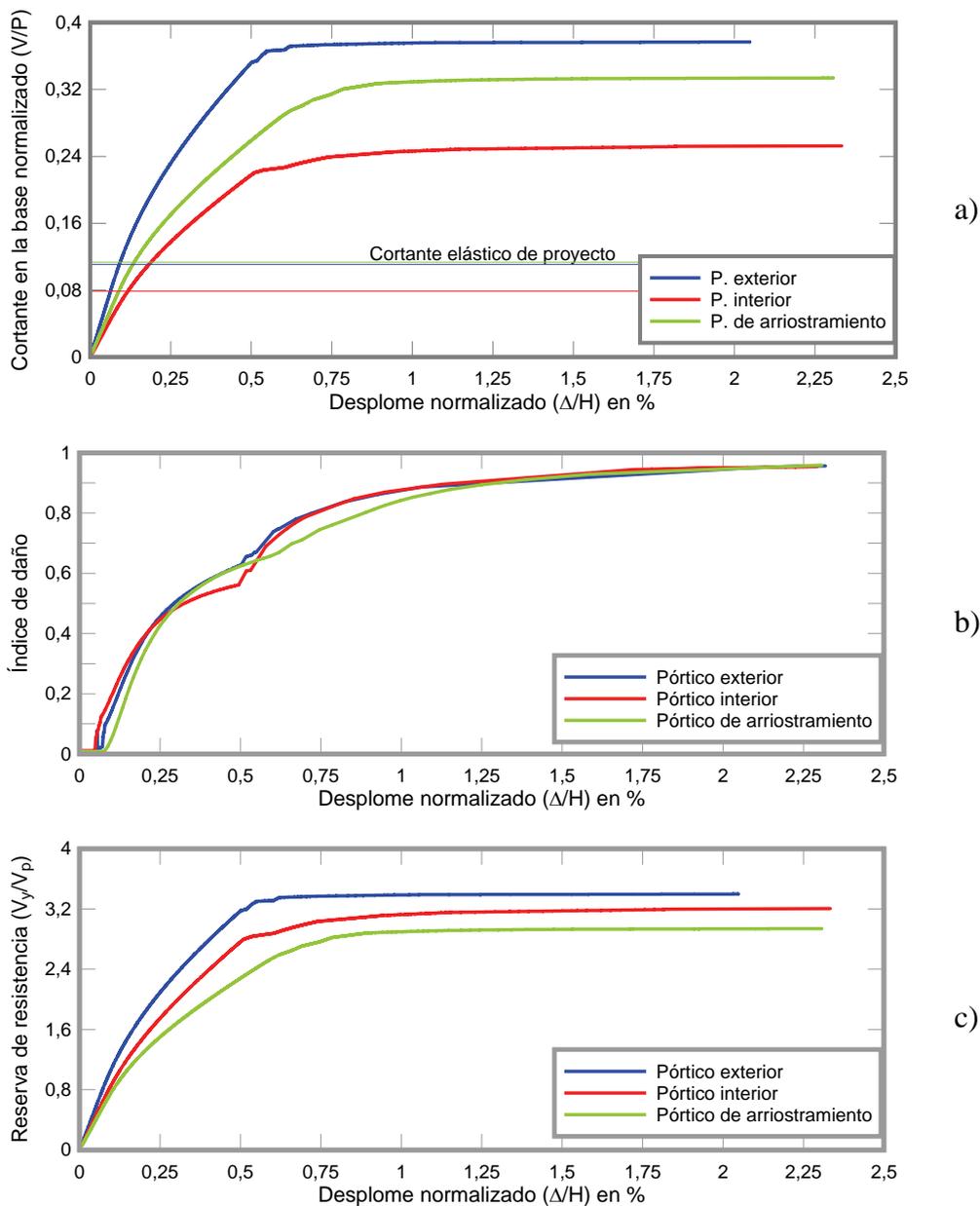


Figura A2.1. a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de tres niveles y tres vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,4g

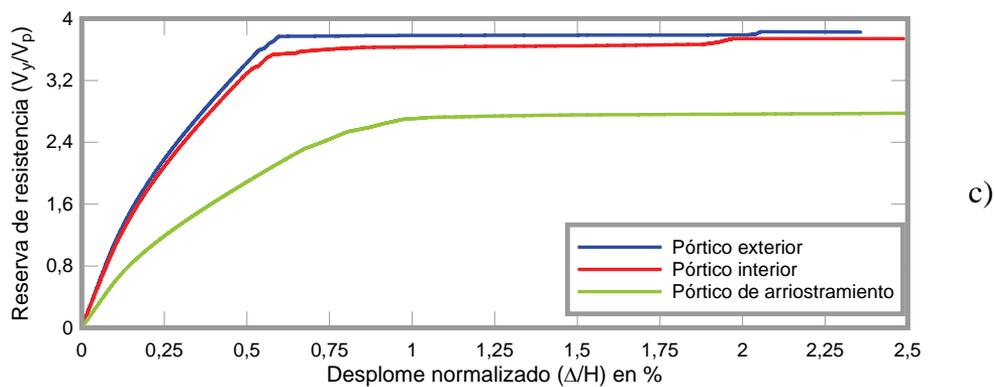
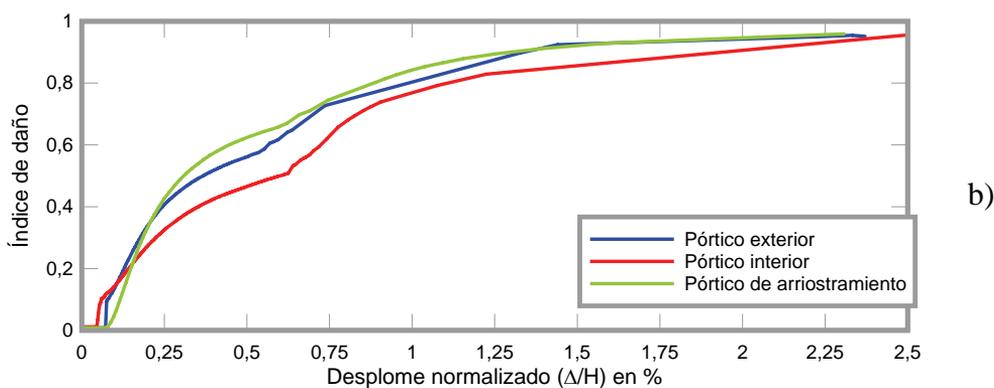
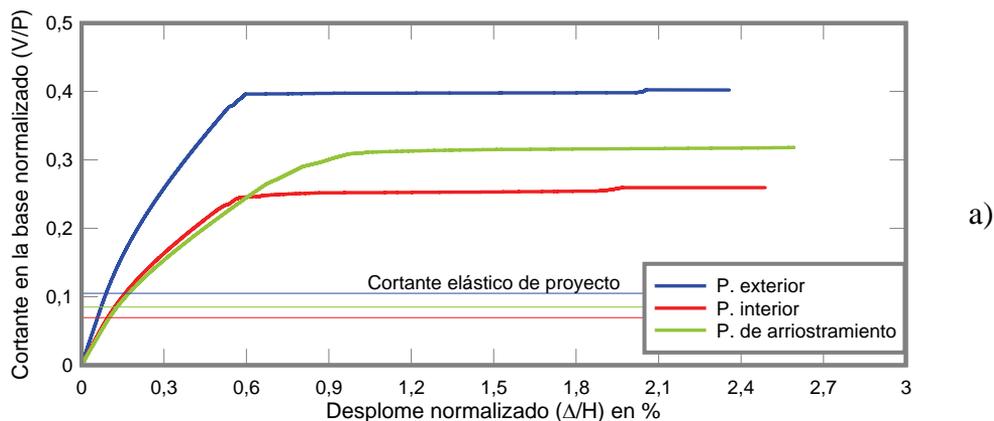


Figura A2.2. a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de tres niveles y cuatro vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,4g

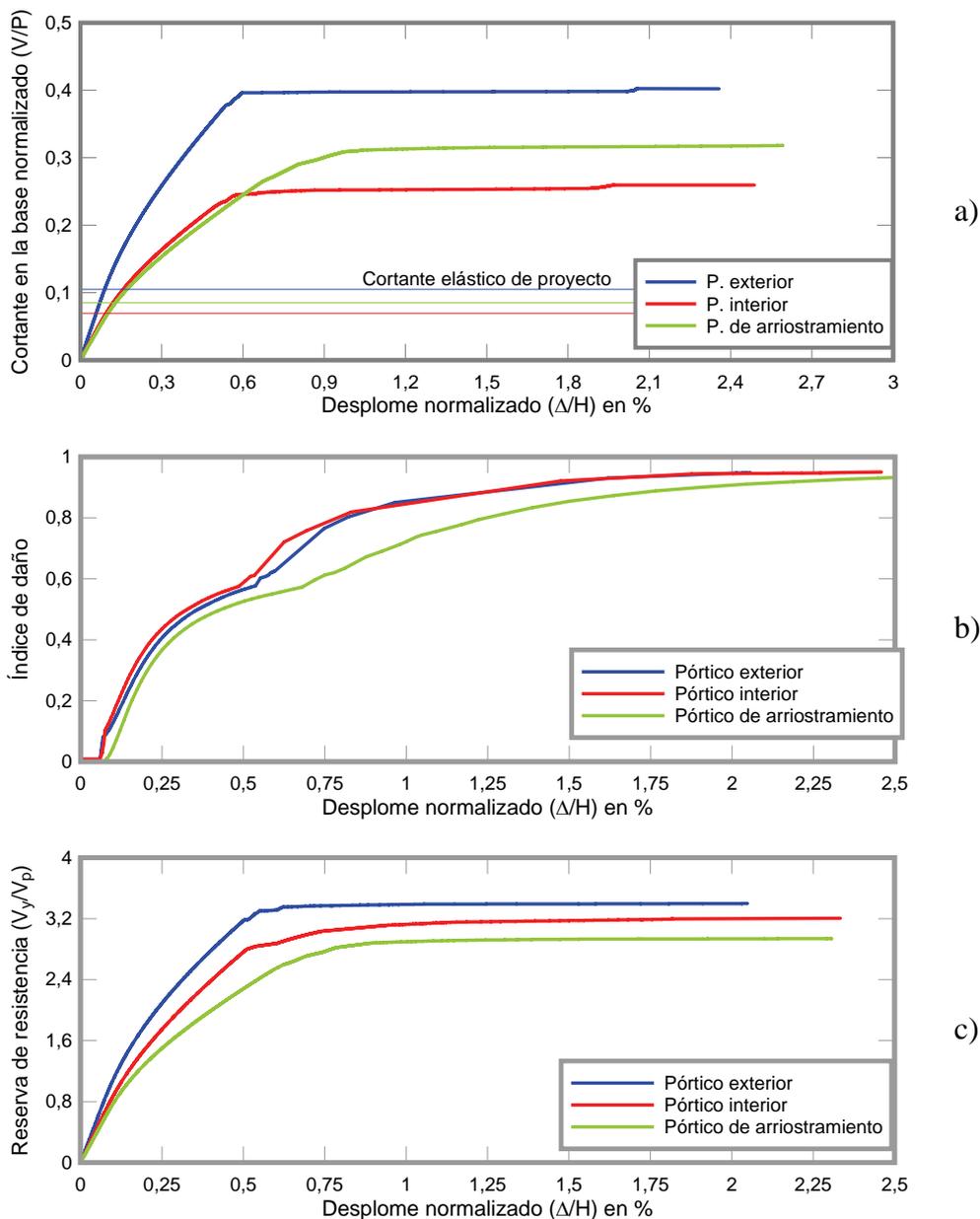


Figura A2.3. a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de tres niveles y cinco vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,4g

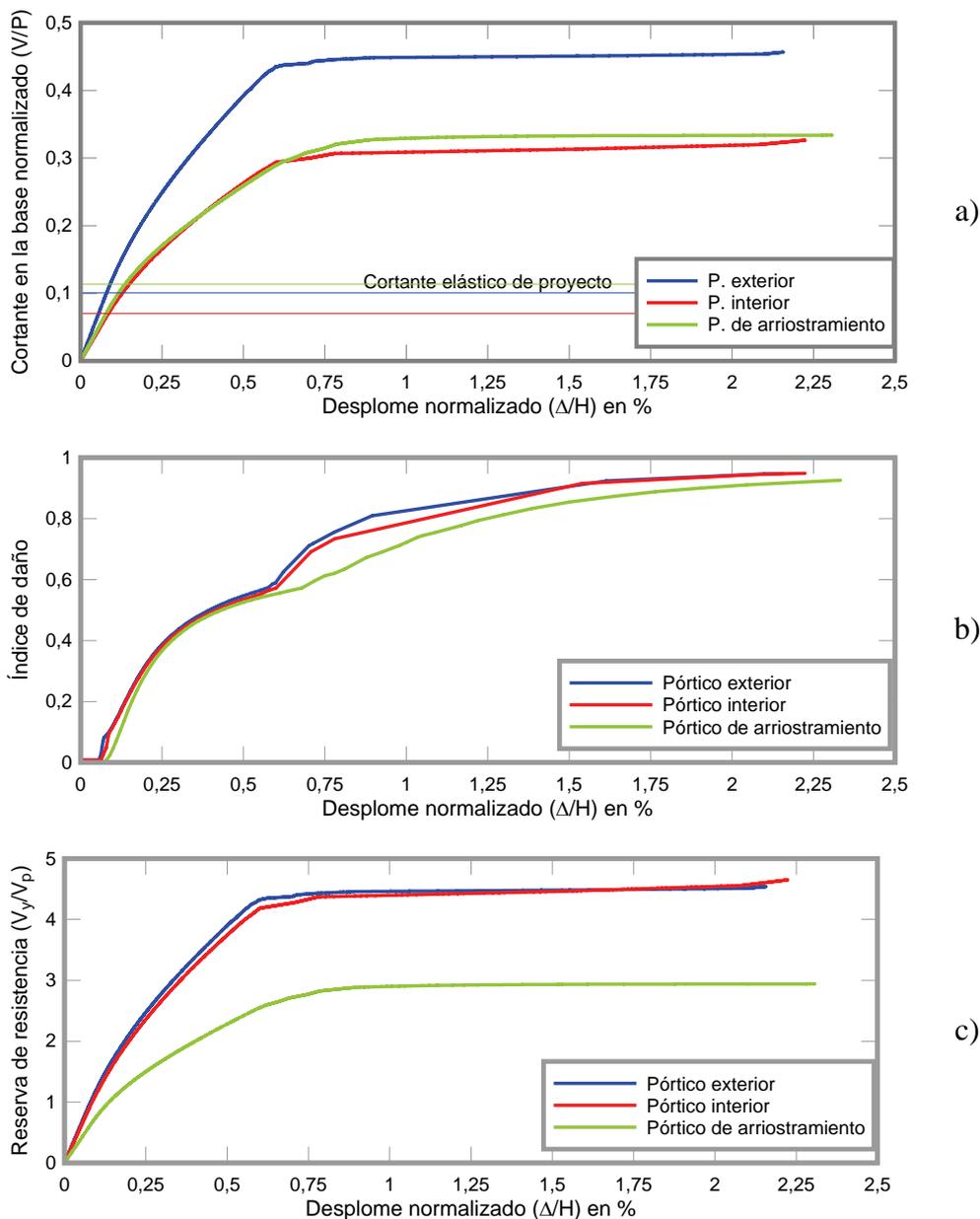


Figura A2.4. a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de tres niveles y seis vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003, 0,4g

Edificios de seis niveles

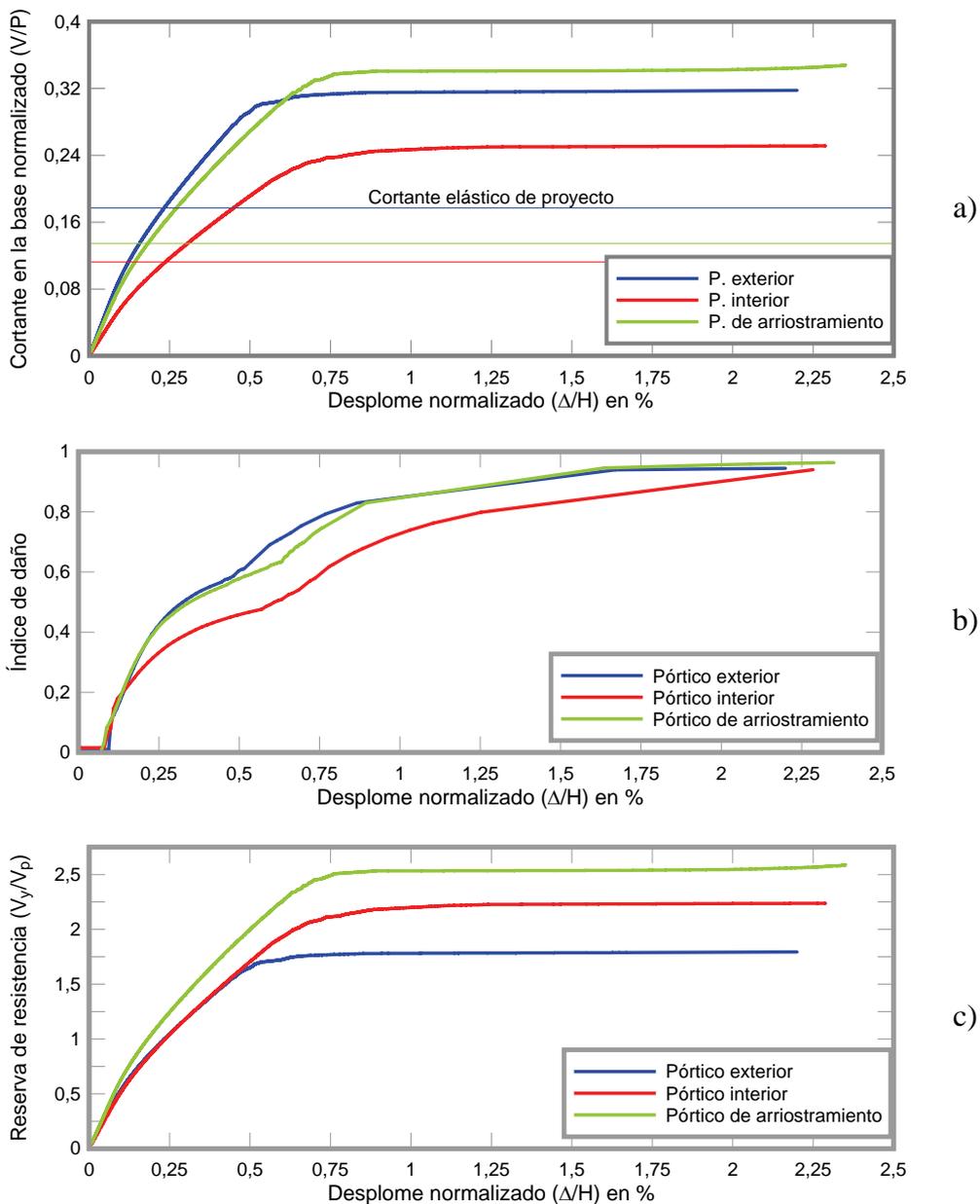


Figura A2.5. a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de seis niveles y tres vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003

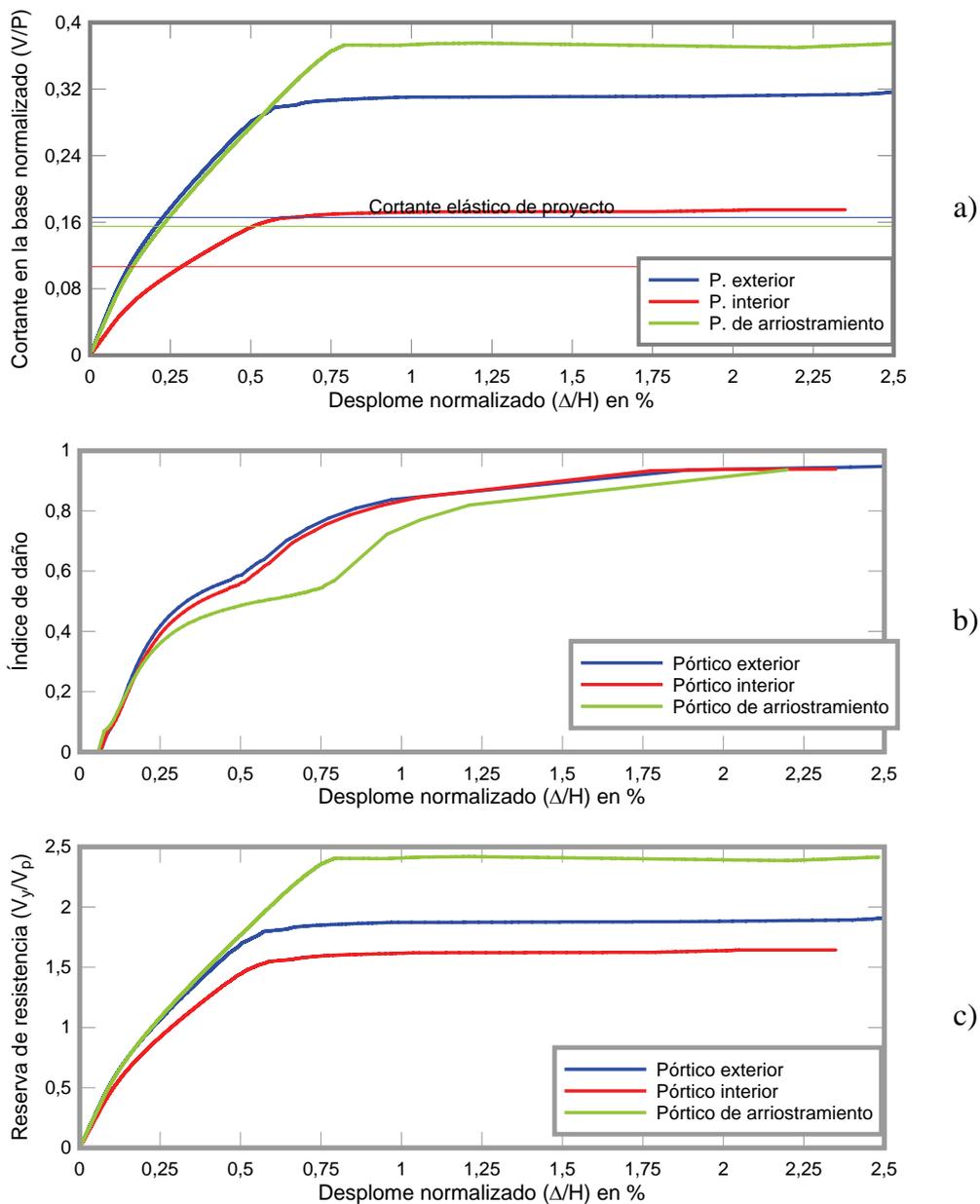


Figura A2.6. a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de seis niveles y cuatro vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003

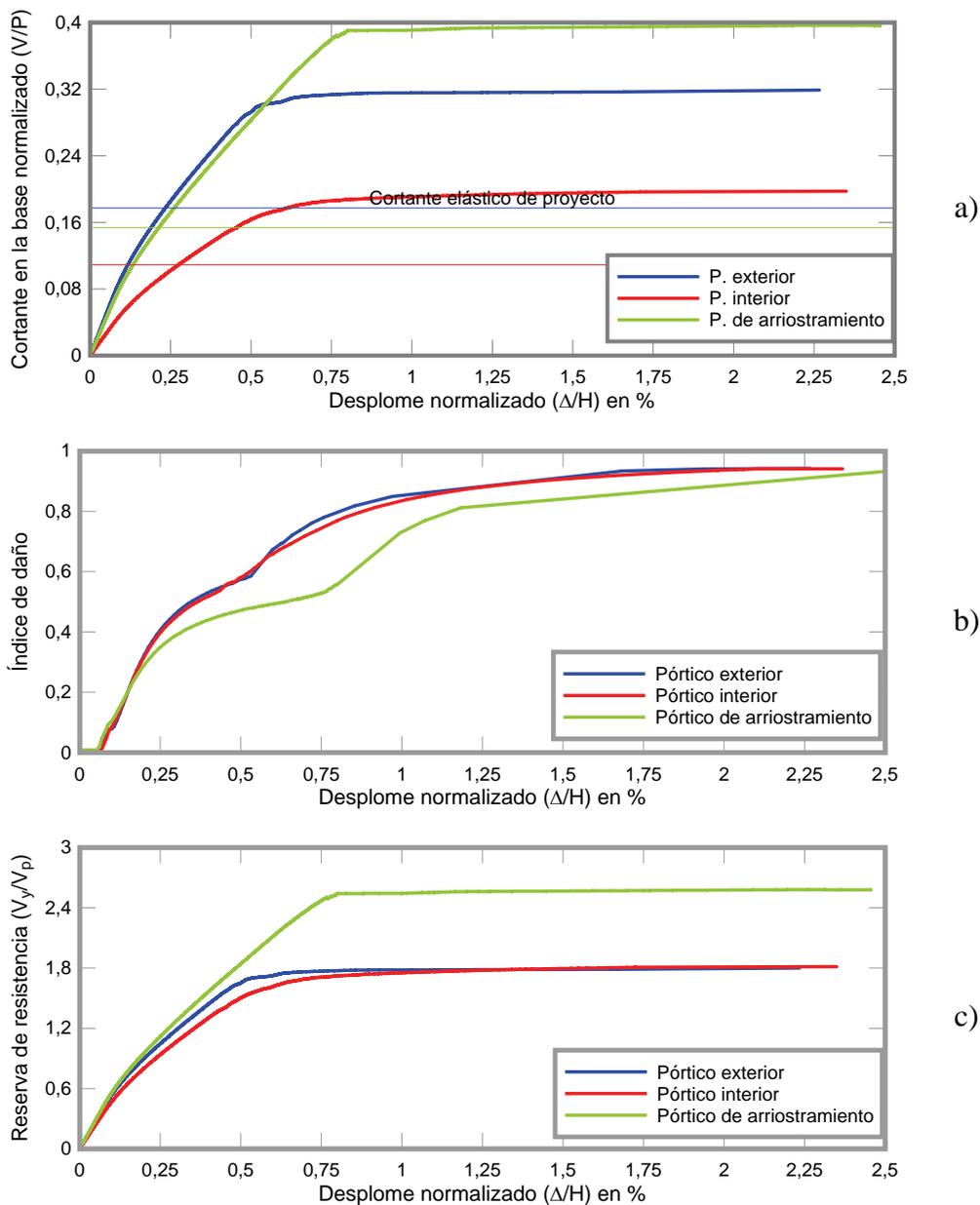
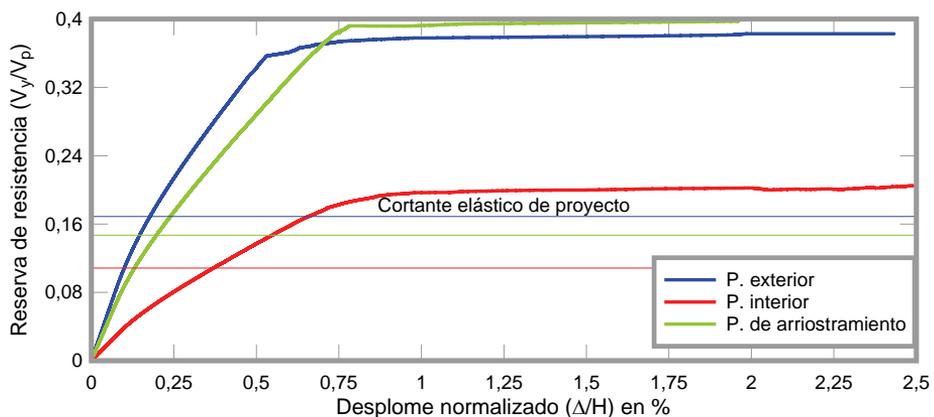
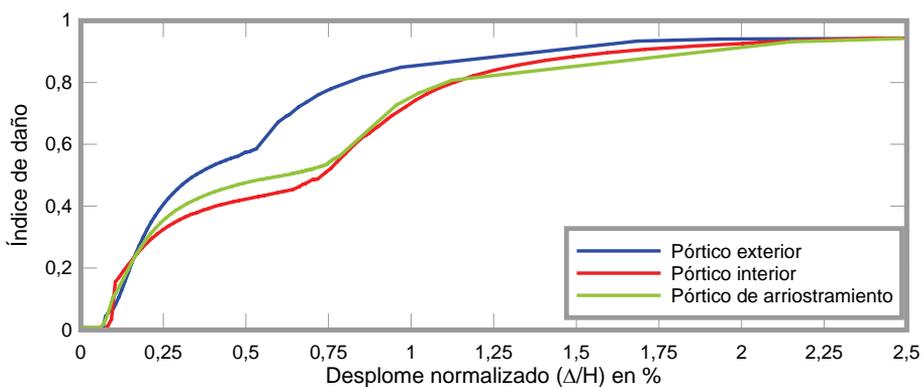


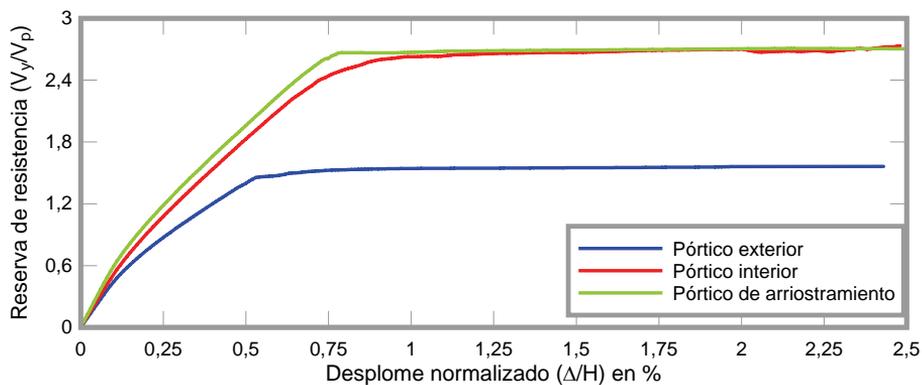
Figura A2.7. a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de seis niveles y cinco vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003



a)



b)



c)

Figura A2.8. a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de seis niveles y seis vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003

Edificios de nueve niveles

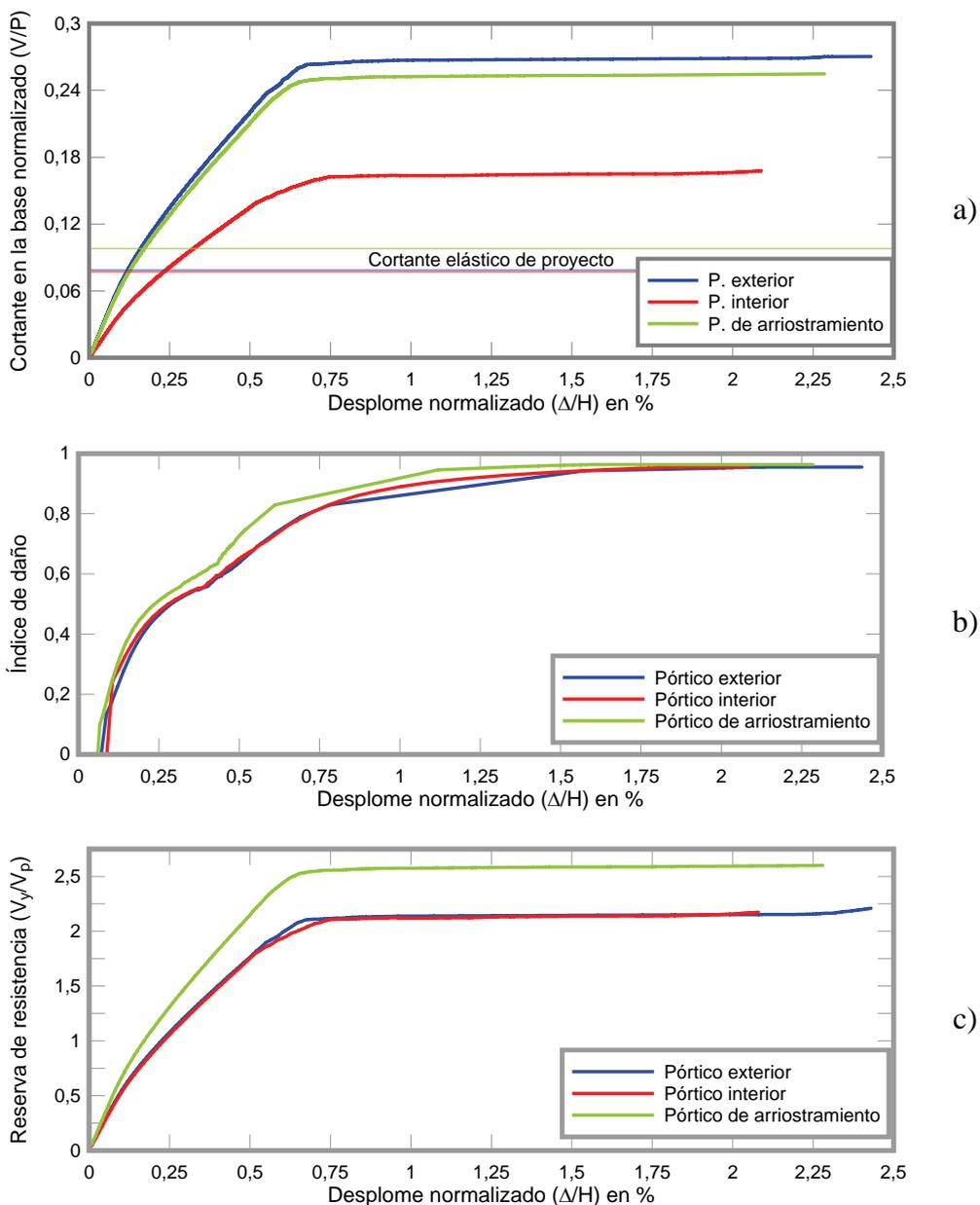


Figura A2.9. a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de nueve niveles y tres vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003

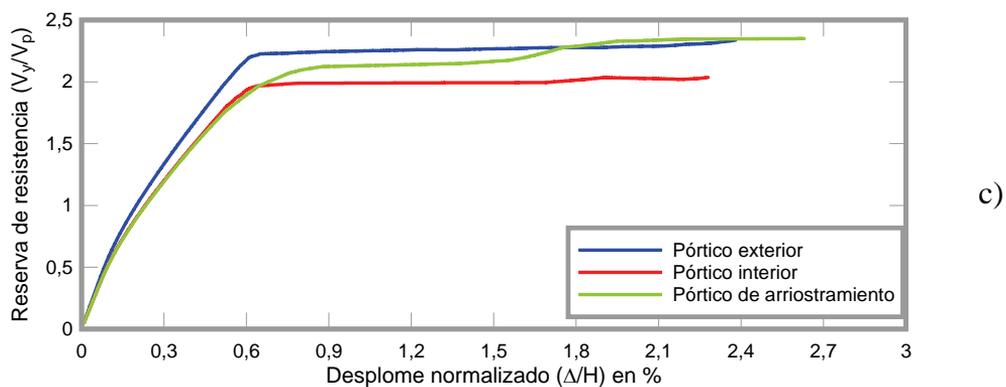
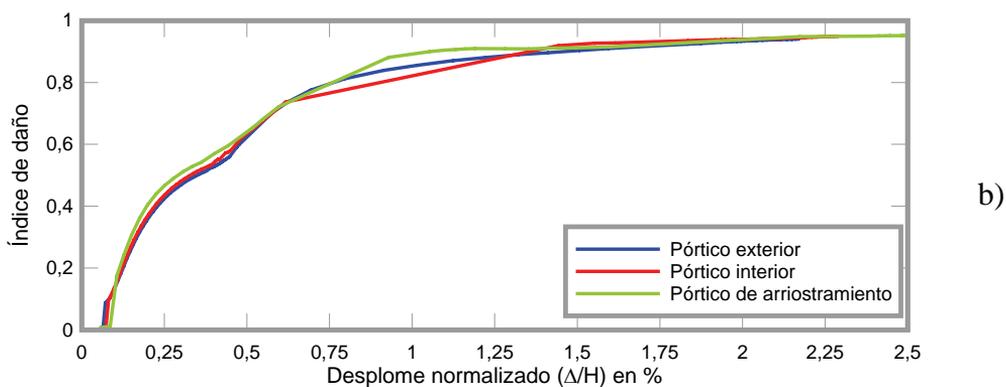
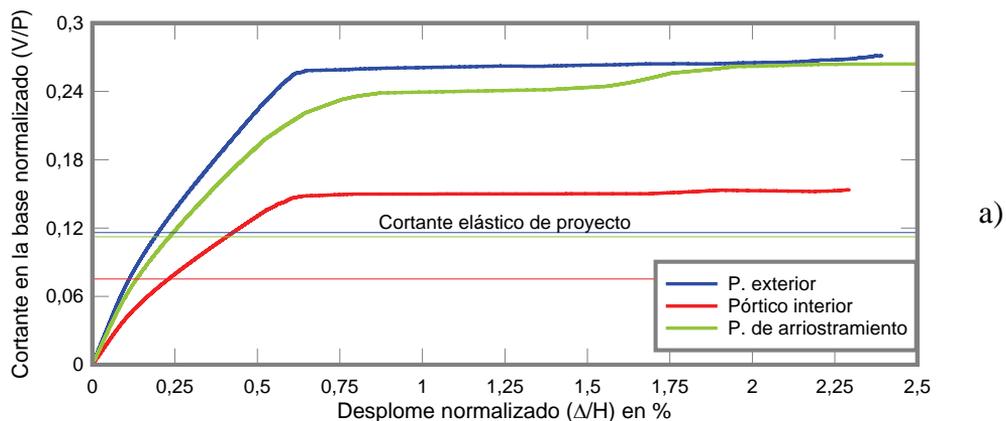


Figura A2.10. a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de nueve niveles y cuatro vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003

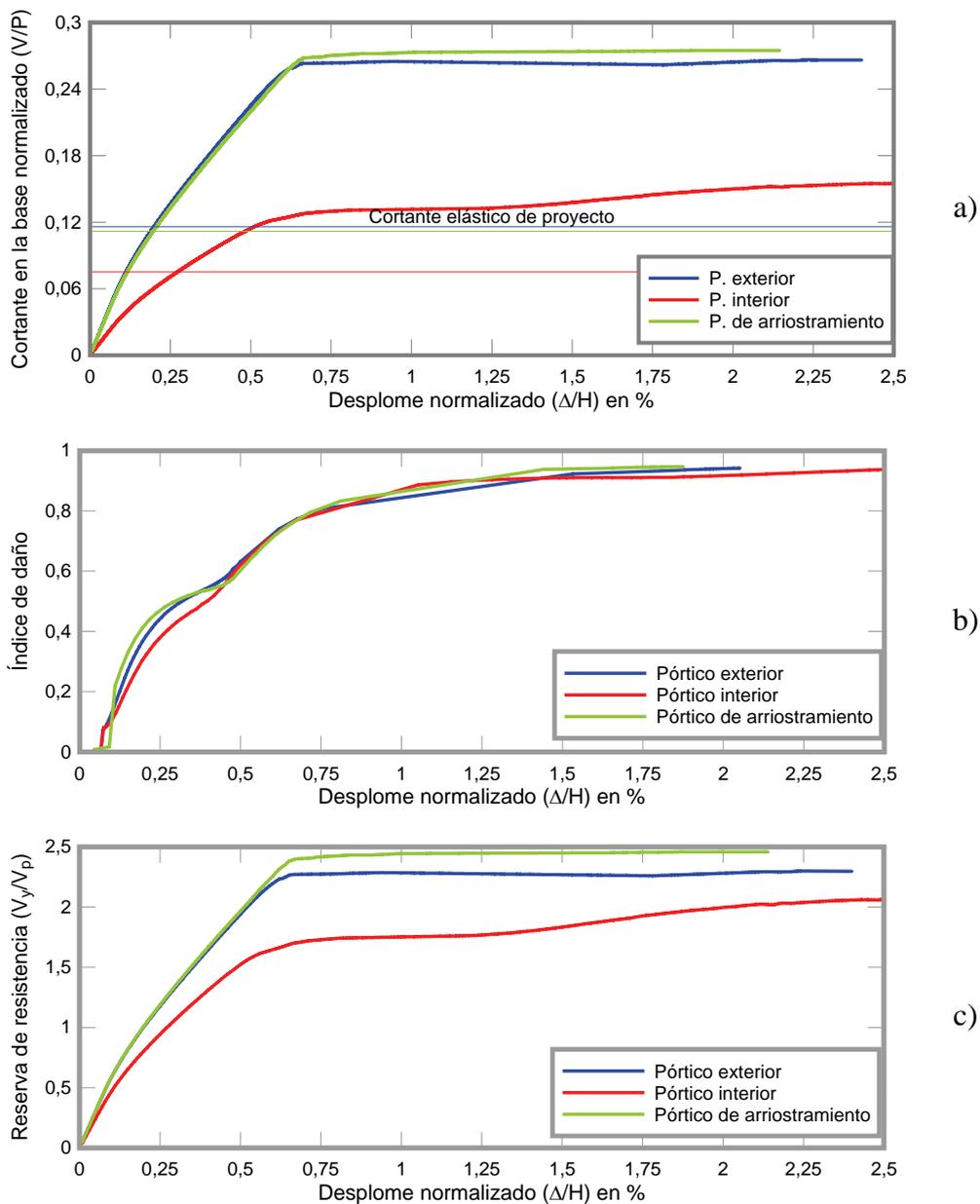


Figura A2.11. a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de nueve niveles y cinco vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003

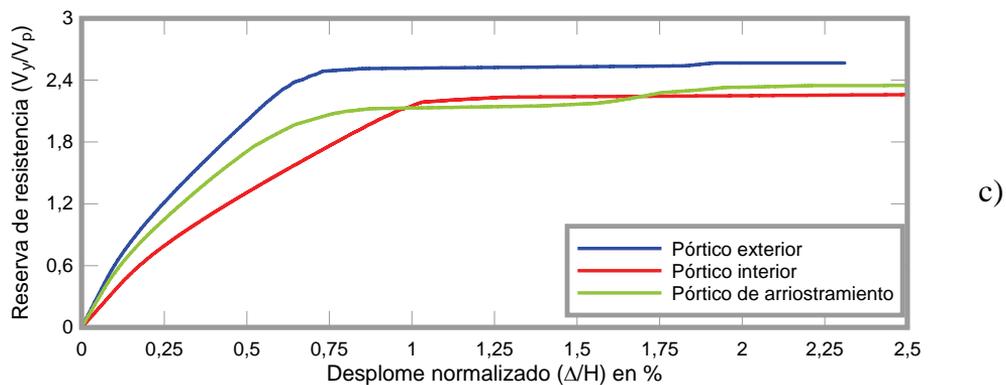
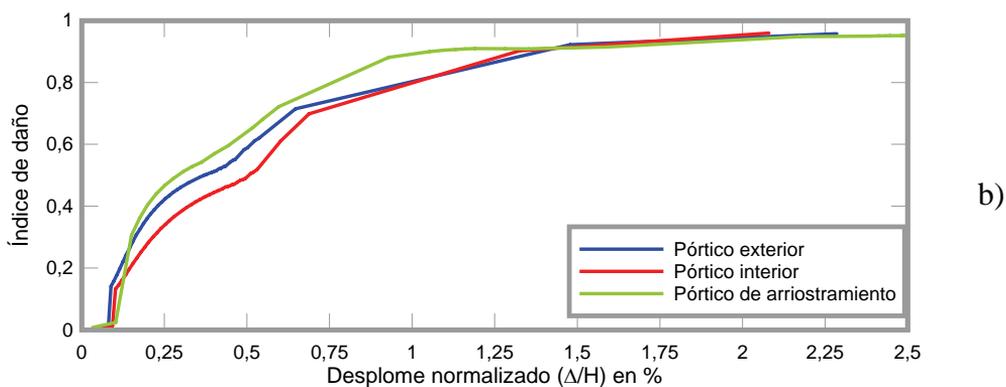
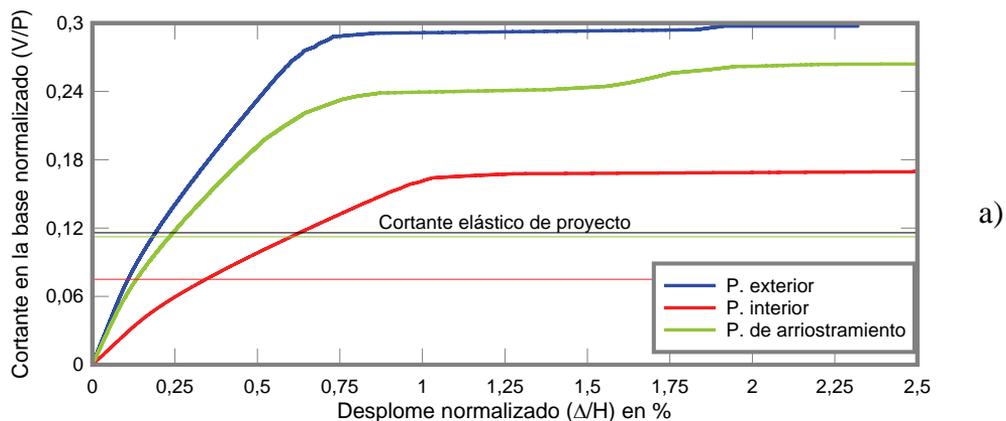


Figura A2.12. a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de nueve niveles y seis vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003

Edificios de doce niveles

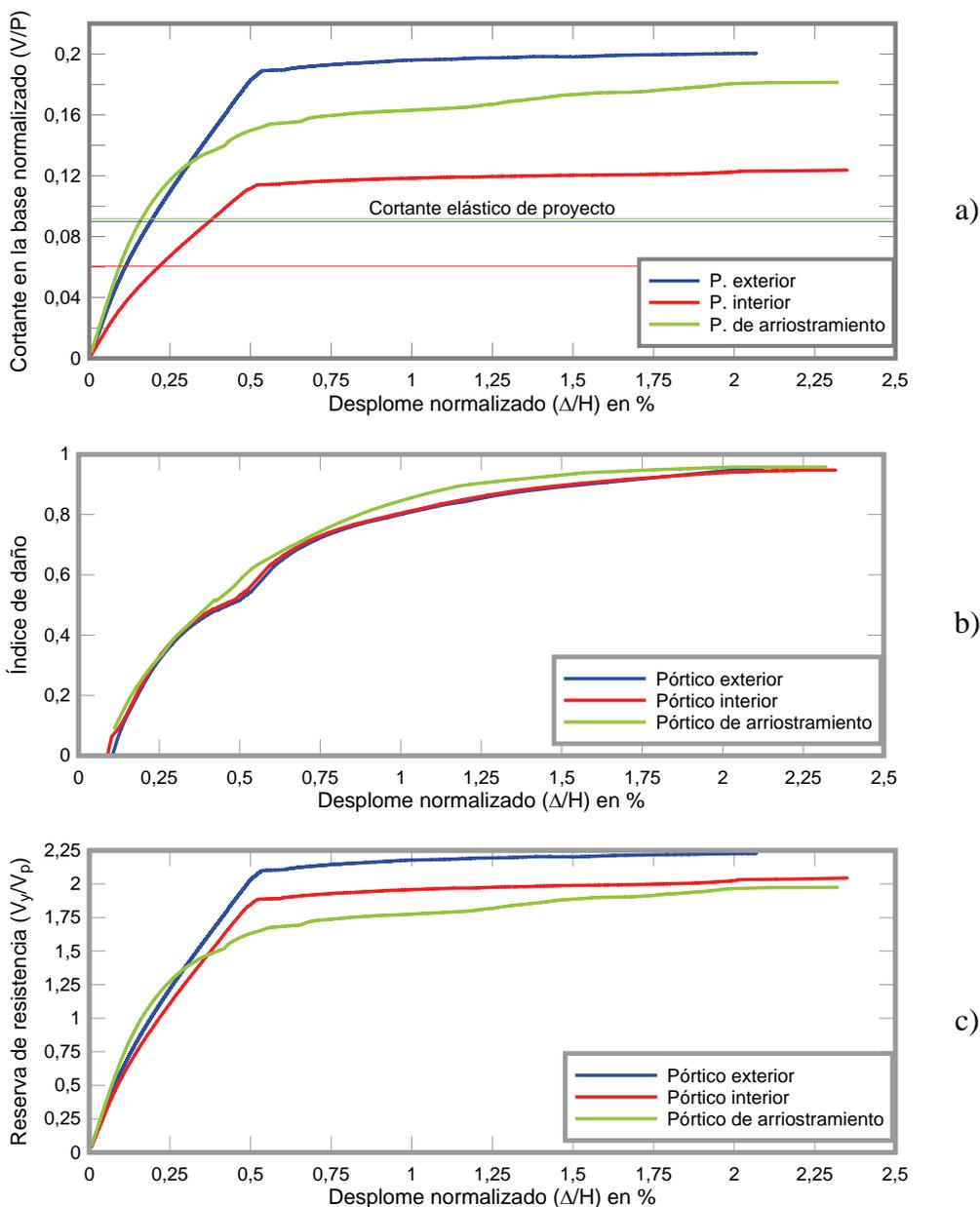


Figura A2.13. a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de doce niveles y tres vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003

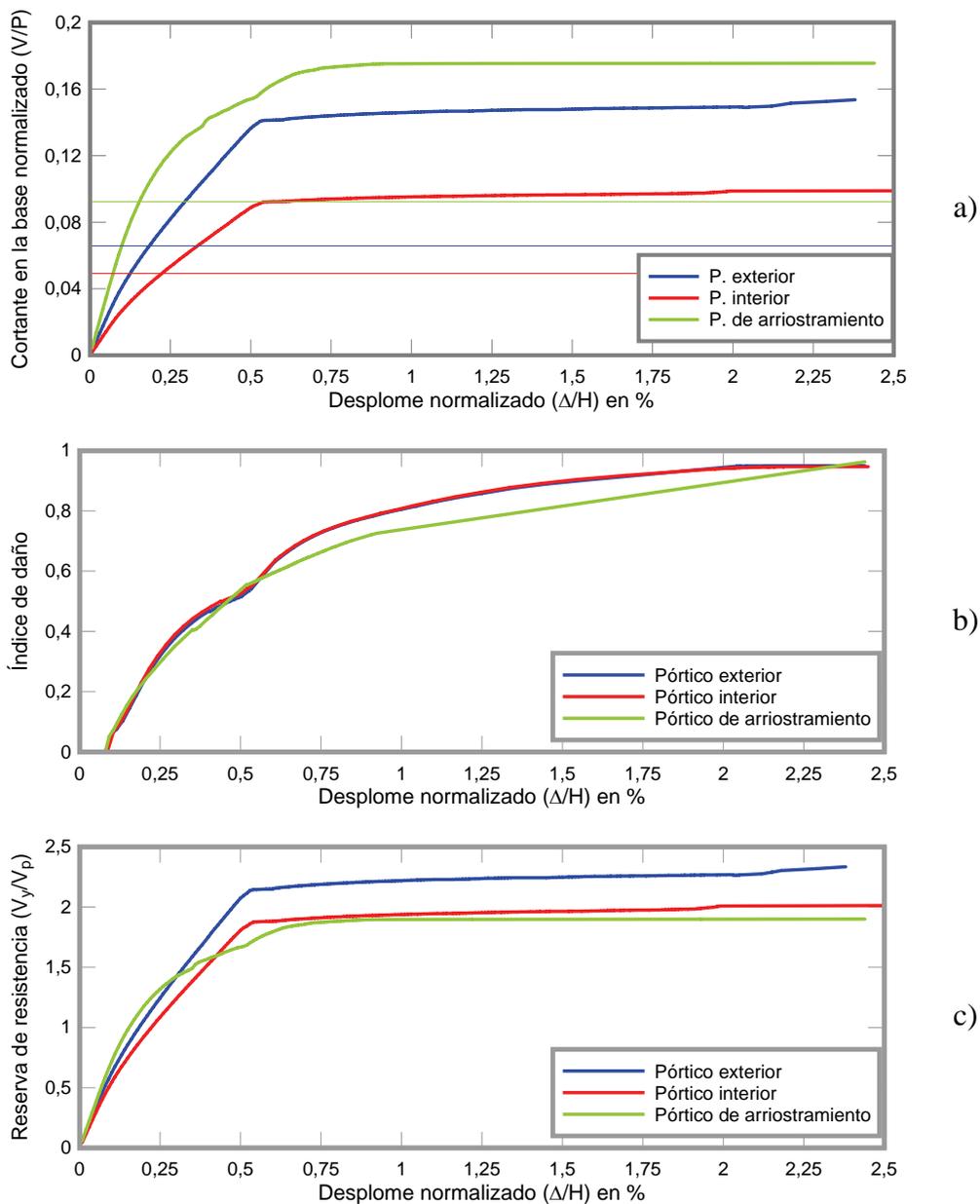


Figura A2.14. a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de doce niveles y cuatro vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003

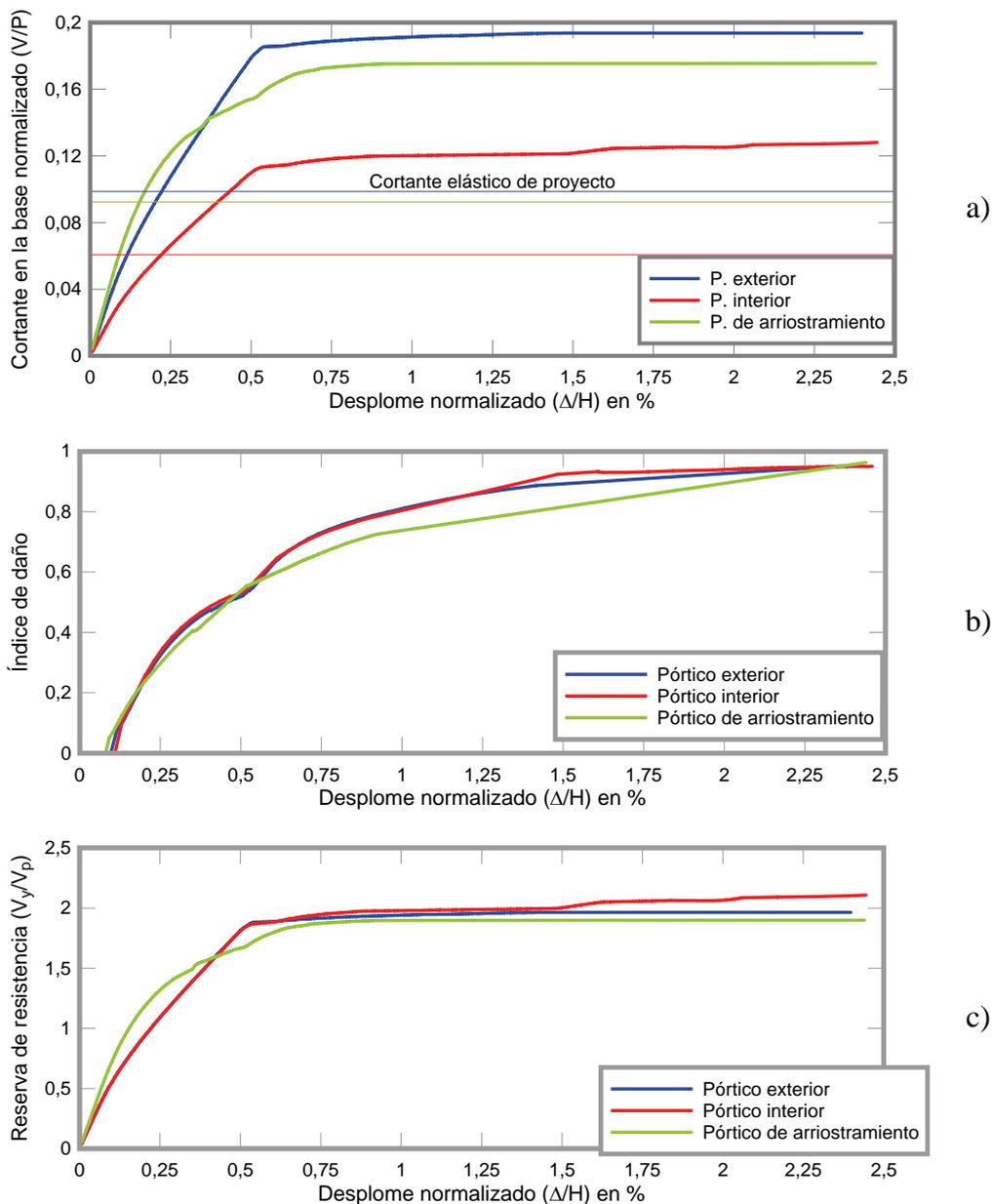


Figura A2.15. a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de doce niveles y cinco vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003

Apéndice 3

Desplomes relativos

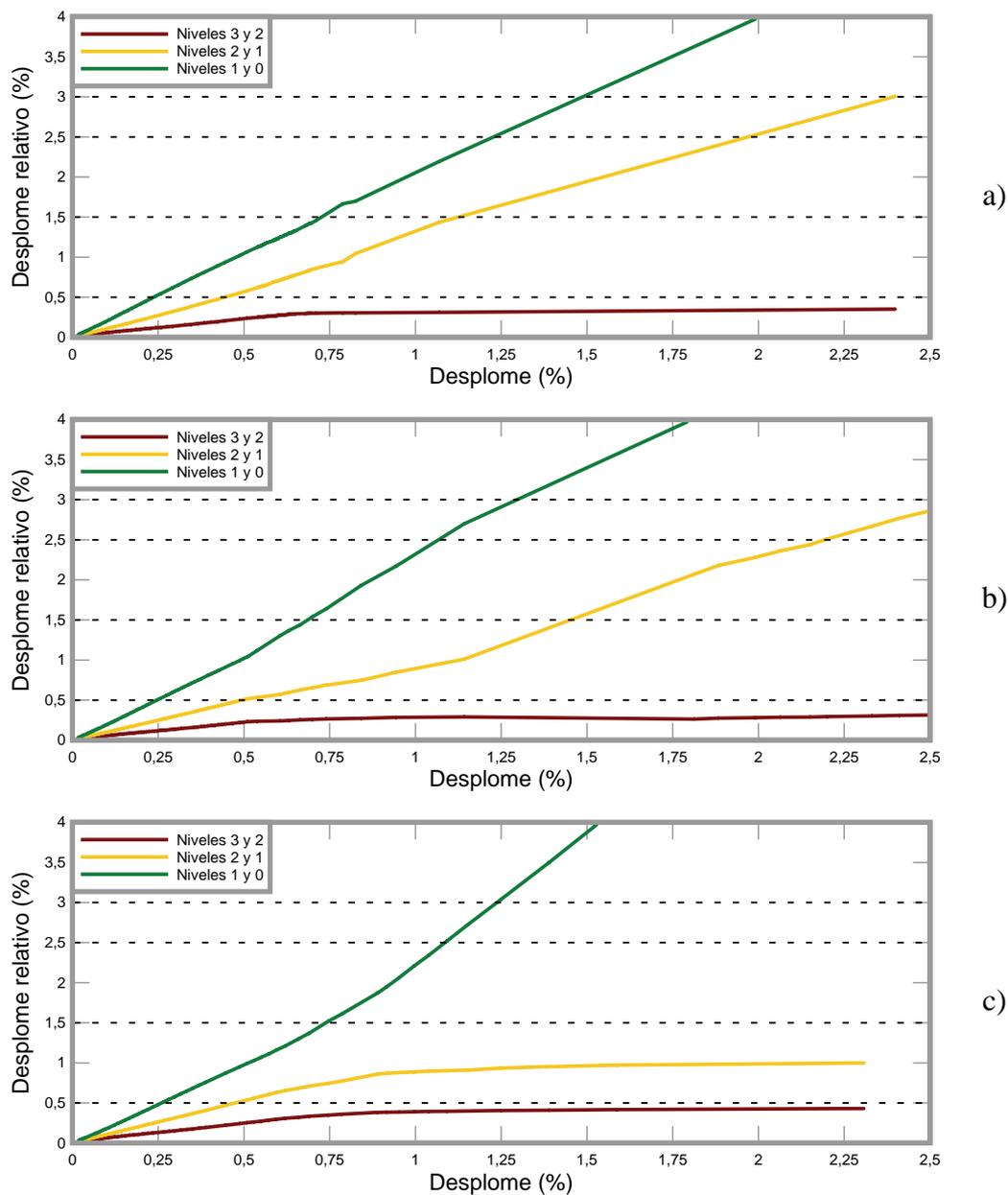


Figura A3.1. Evolución de los desplazamientos relativos respecto al desplazamiento del nivel de cubierta del edificio de tres niveles y tres vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

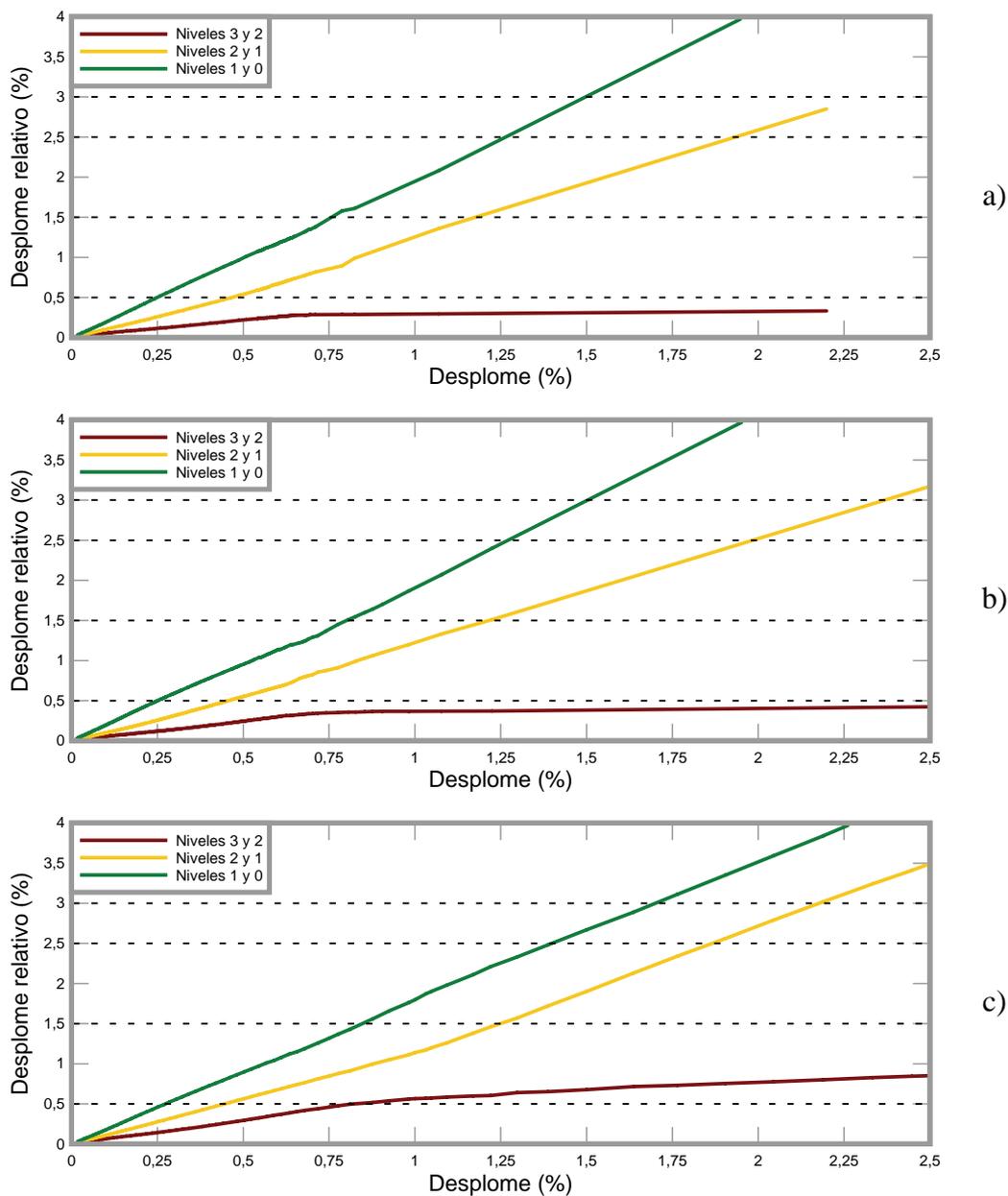


Figura A3.2. Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de tres niveles y cuatro vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

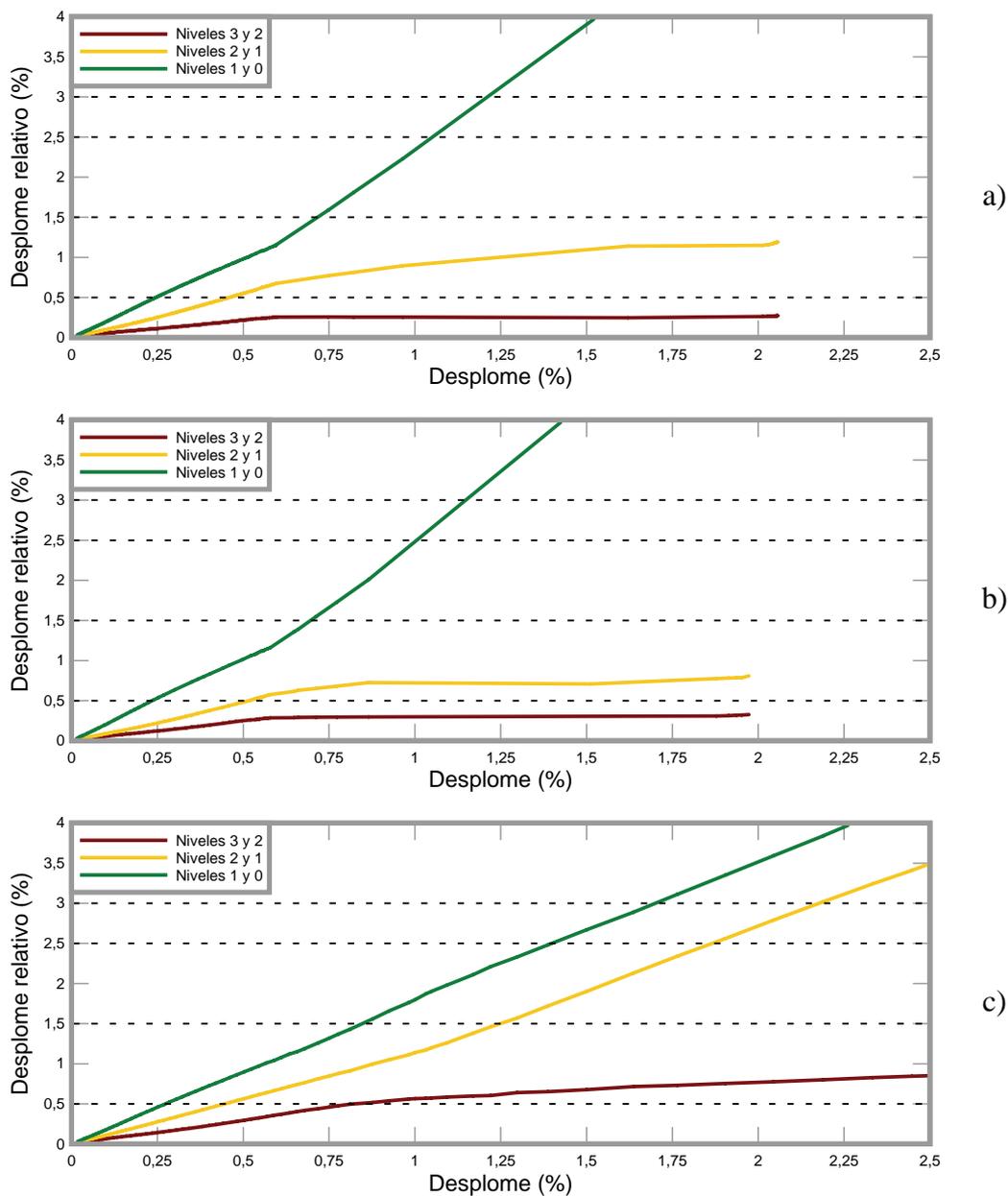


Figura A3.3. Evolución de los desplazamientos relativos respecto al desplazamiento del nivel de cubierta del edificio de tres niveles y cinco vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

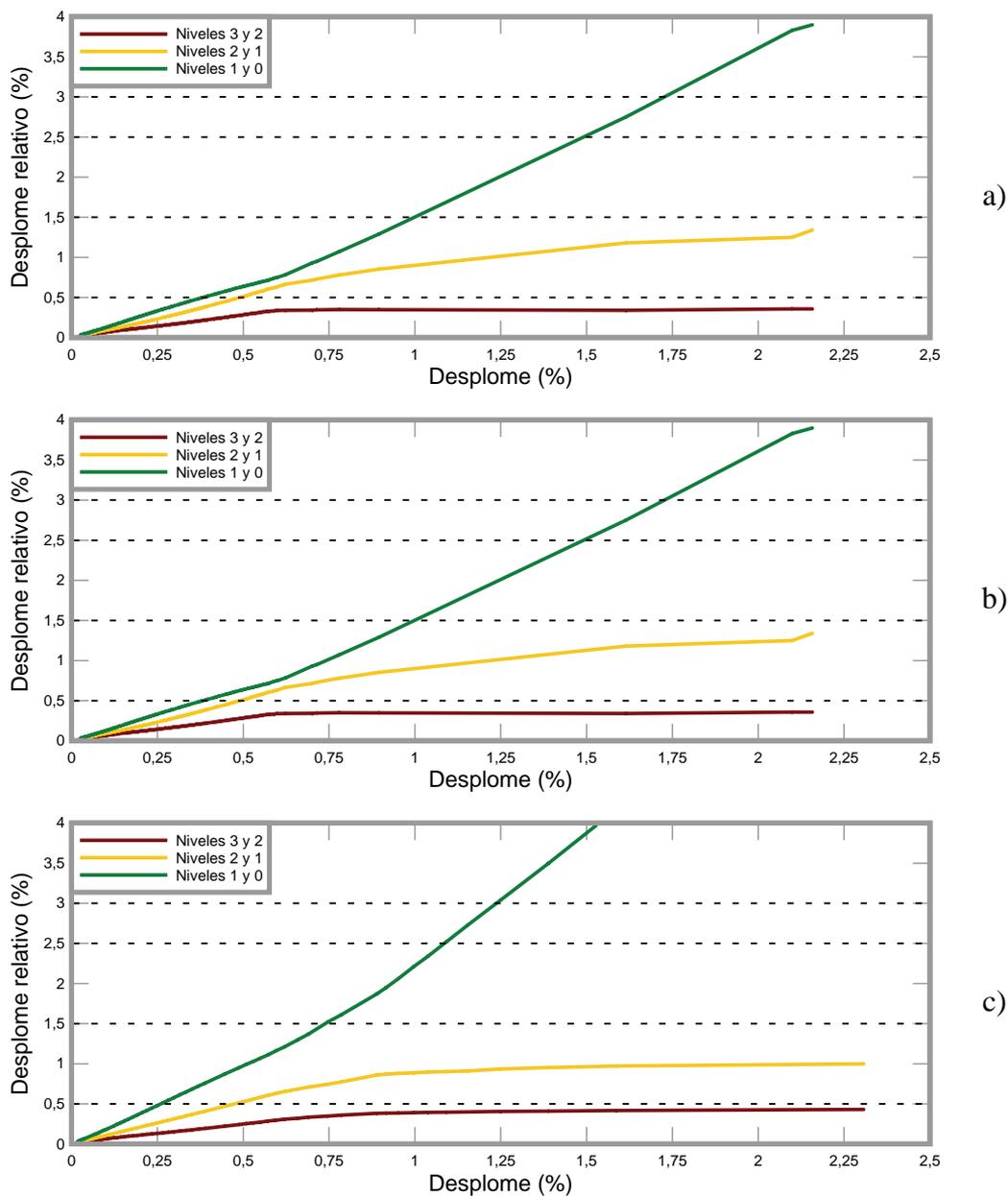


Figura A3.4. Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de tres niveles y seis vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

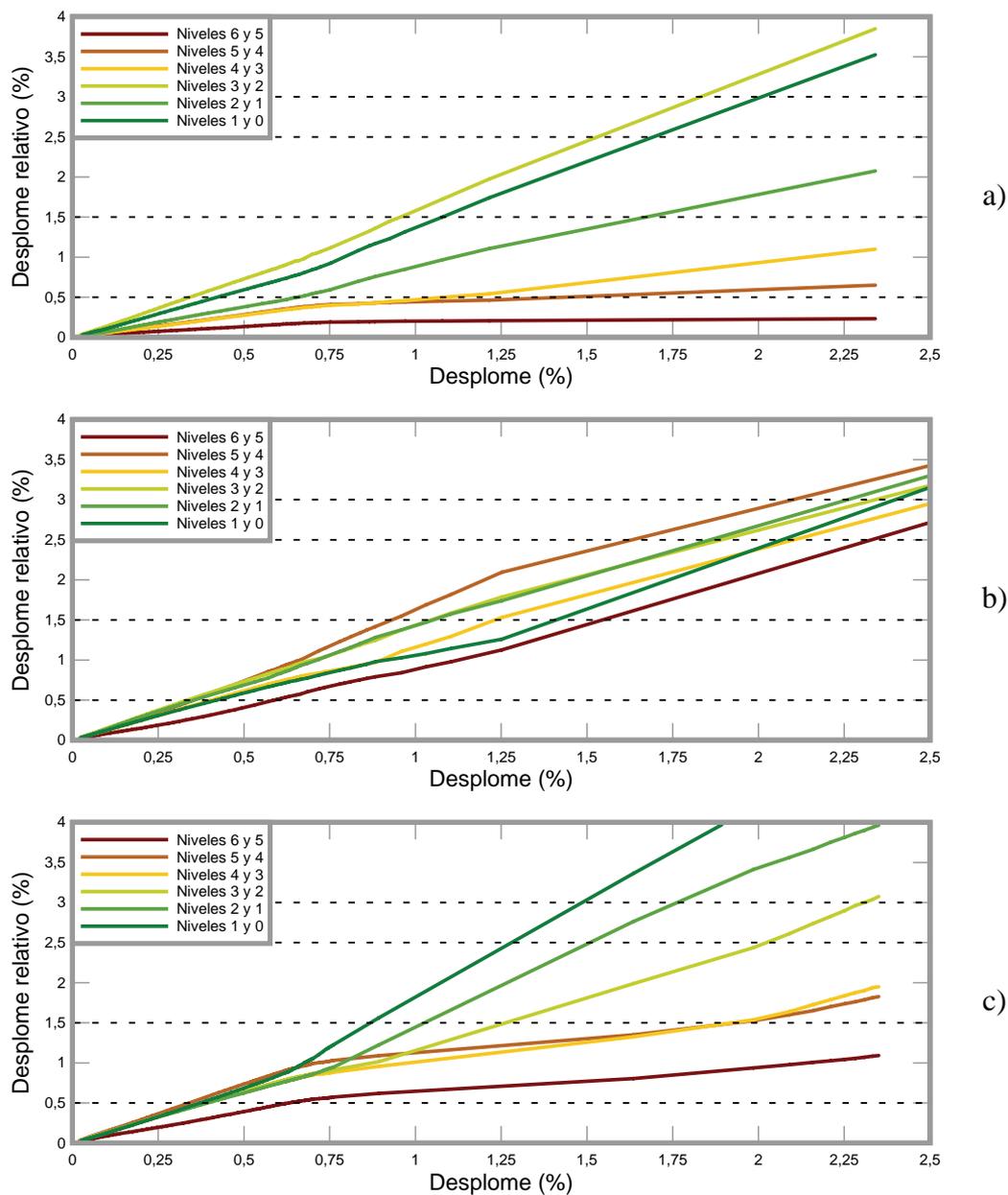


Figura A3.5. Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de seis niveles y tres vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

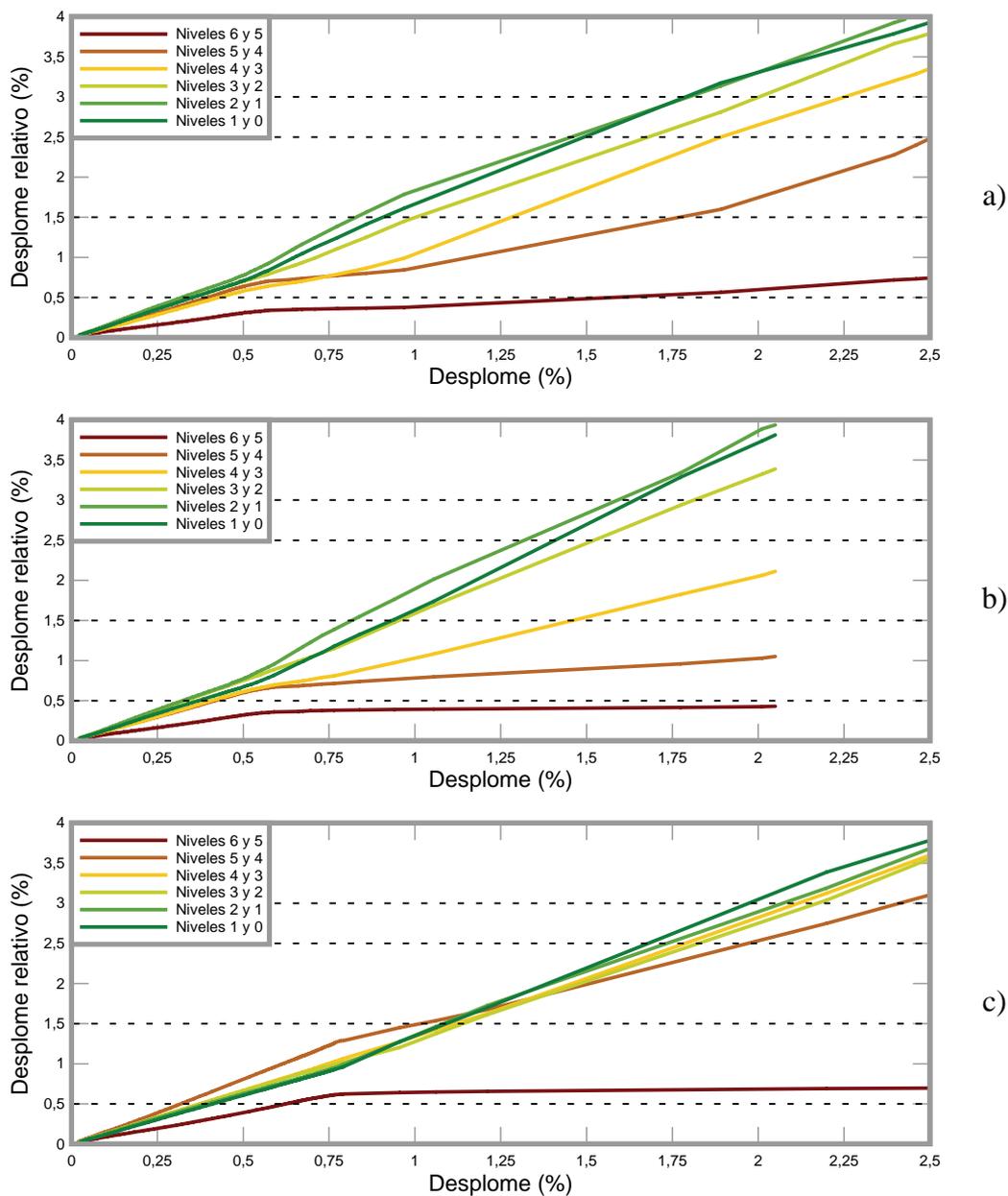


Figura A3.6. Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de seis niveles y cuatro vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

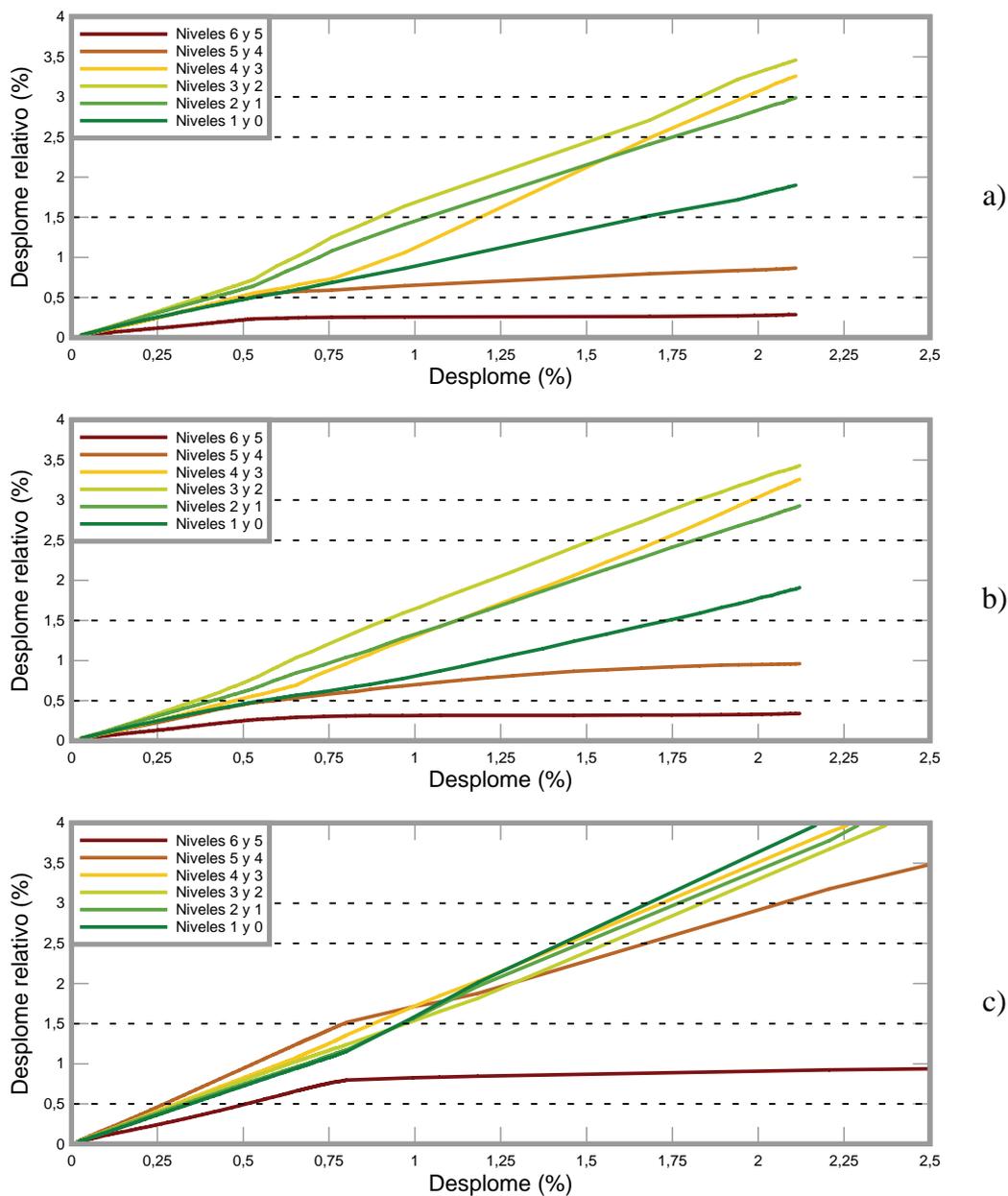


Figura A3.7. Evolución de los desplazamientos relativos respecto al desplazamiento del nivel de cubierta del edificio de seis niveles y cinco vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

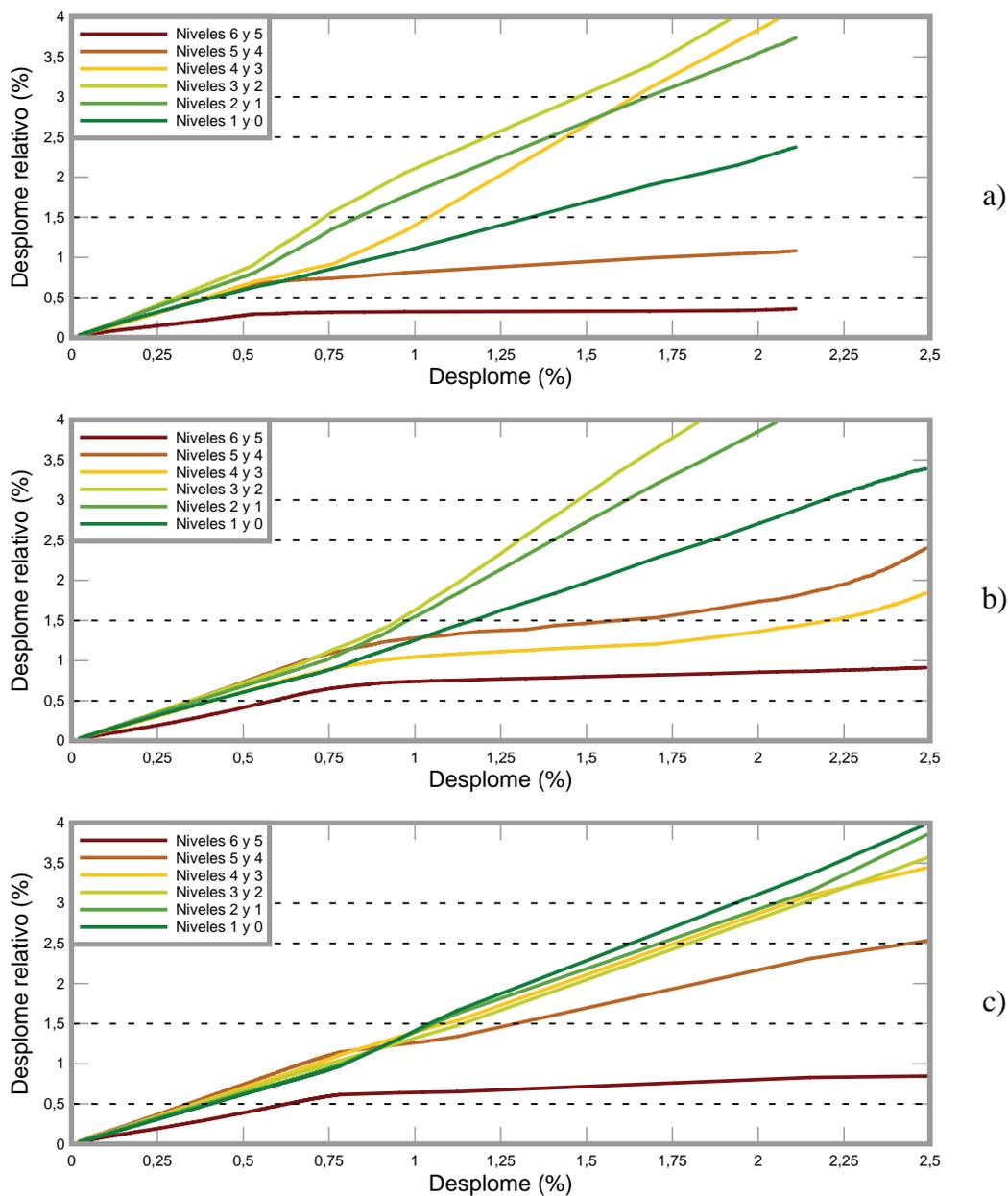


Figura A3.8. Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de seis niveles y seis vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

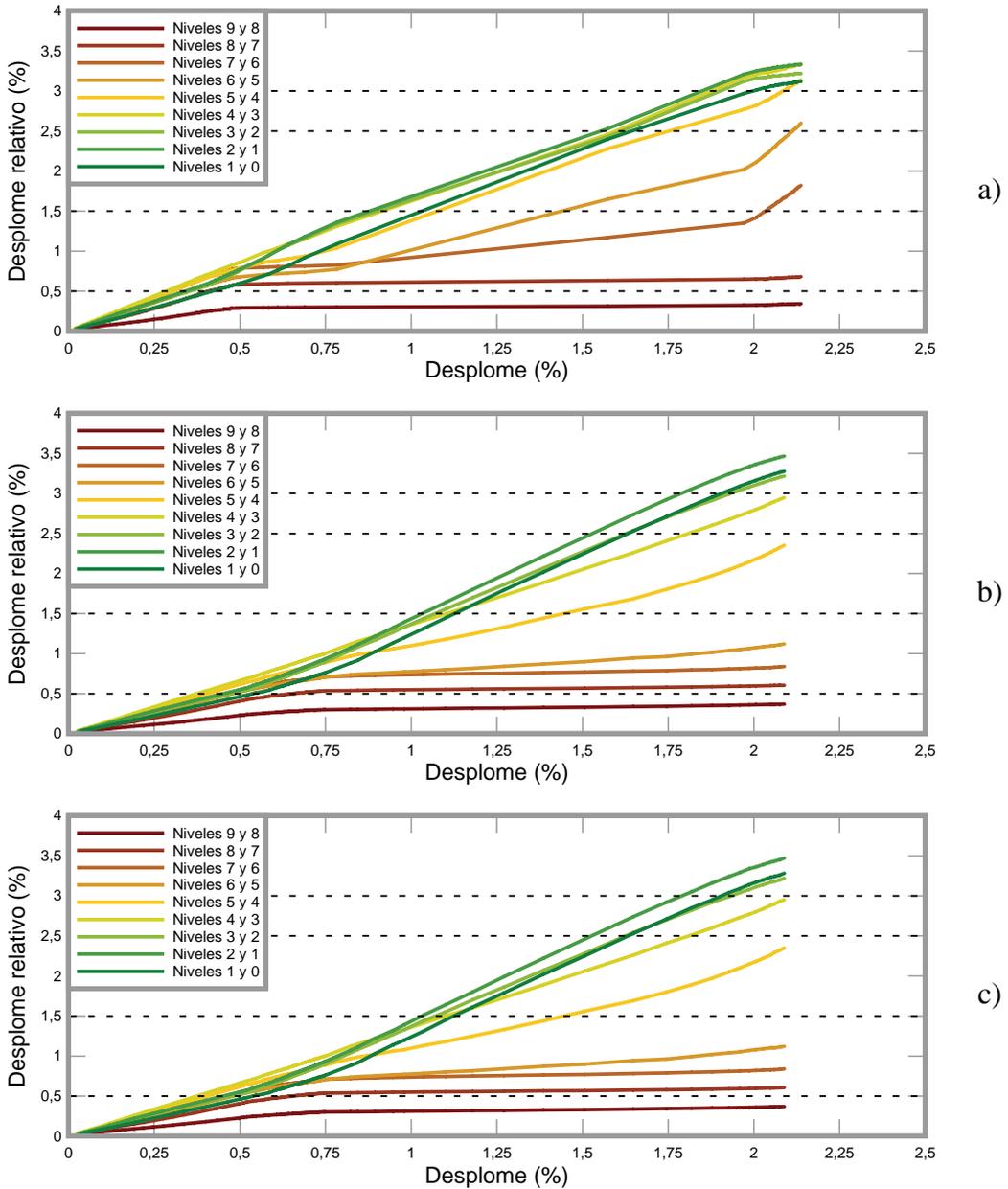


Figura A3.9. Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de nueve niveles y tres vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

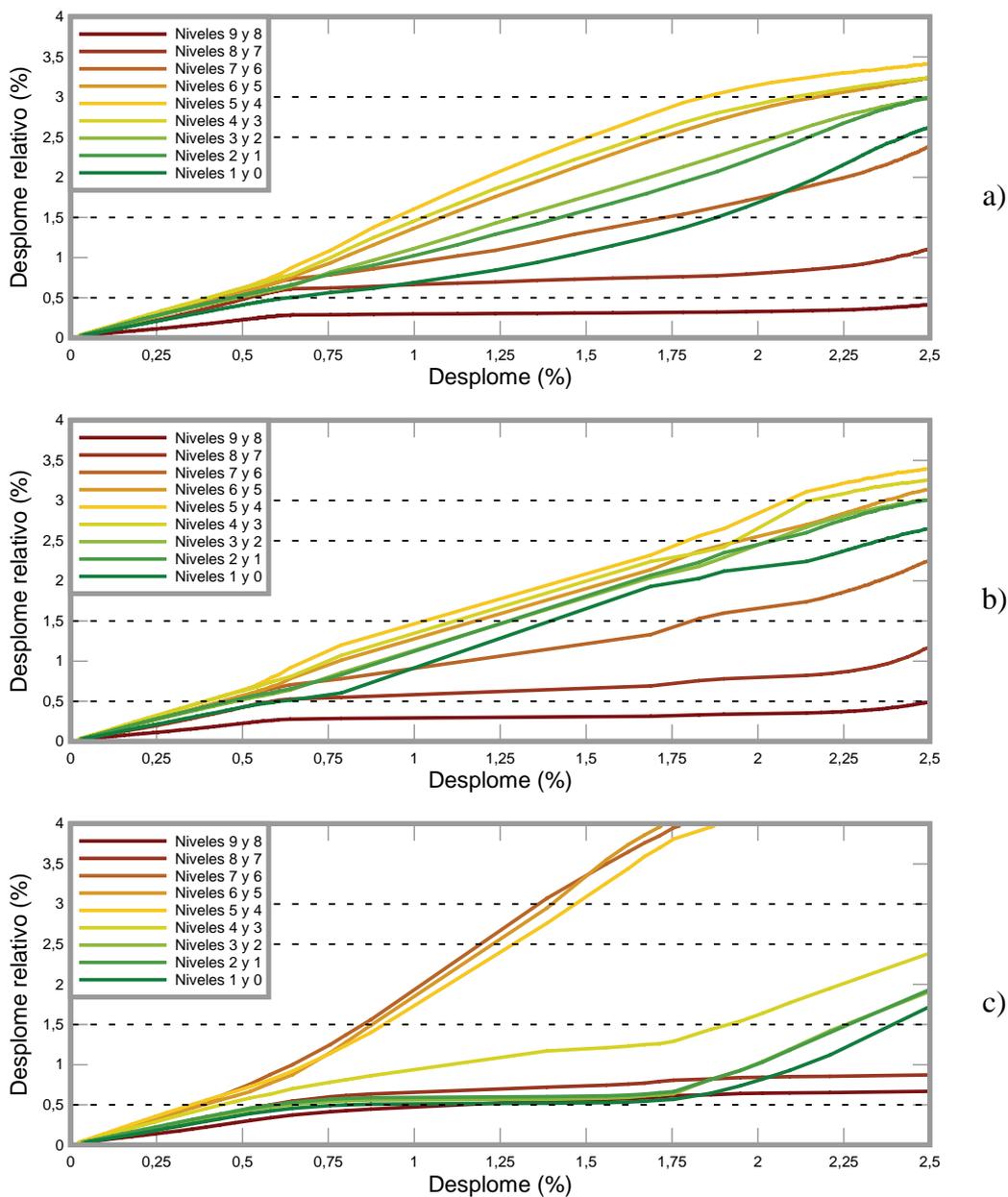


Figura A3.10. Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de nueve niveles y cuatro vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

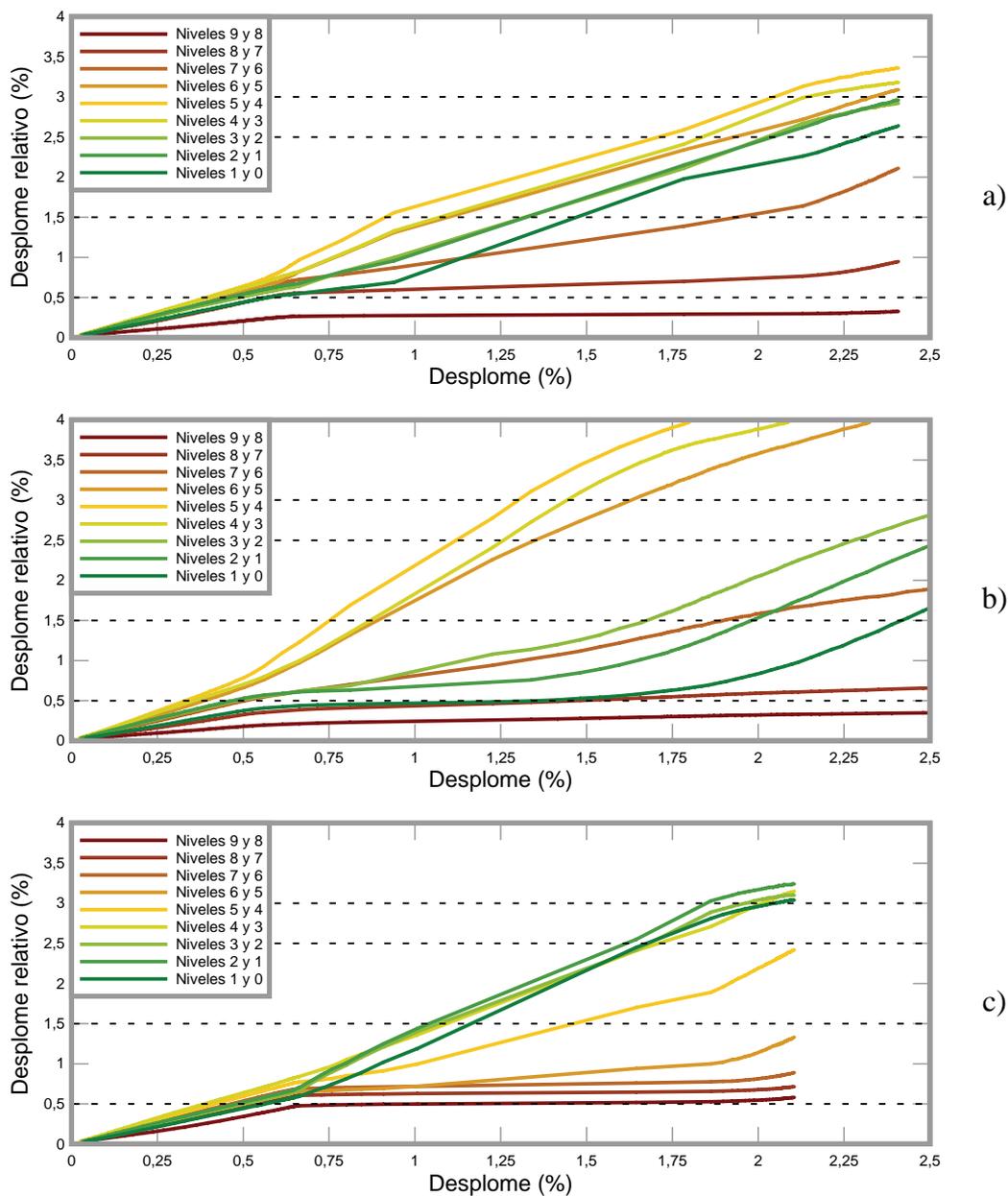


Figura A3.11. Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de nueve niveles y cinco vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

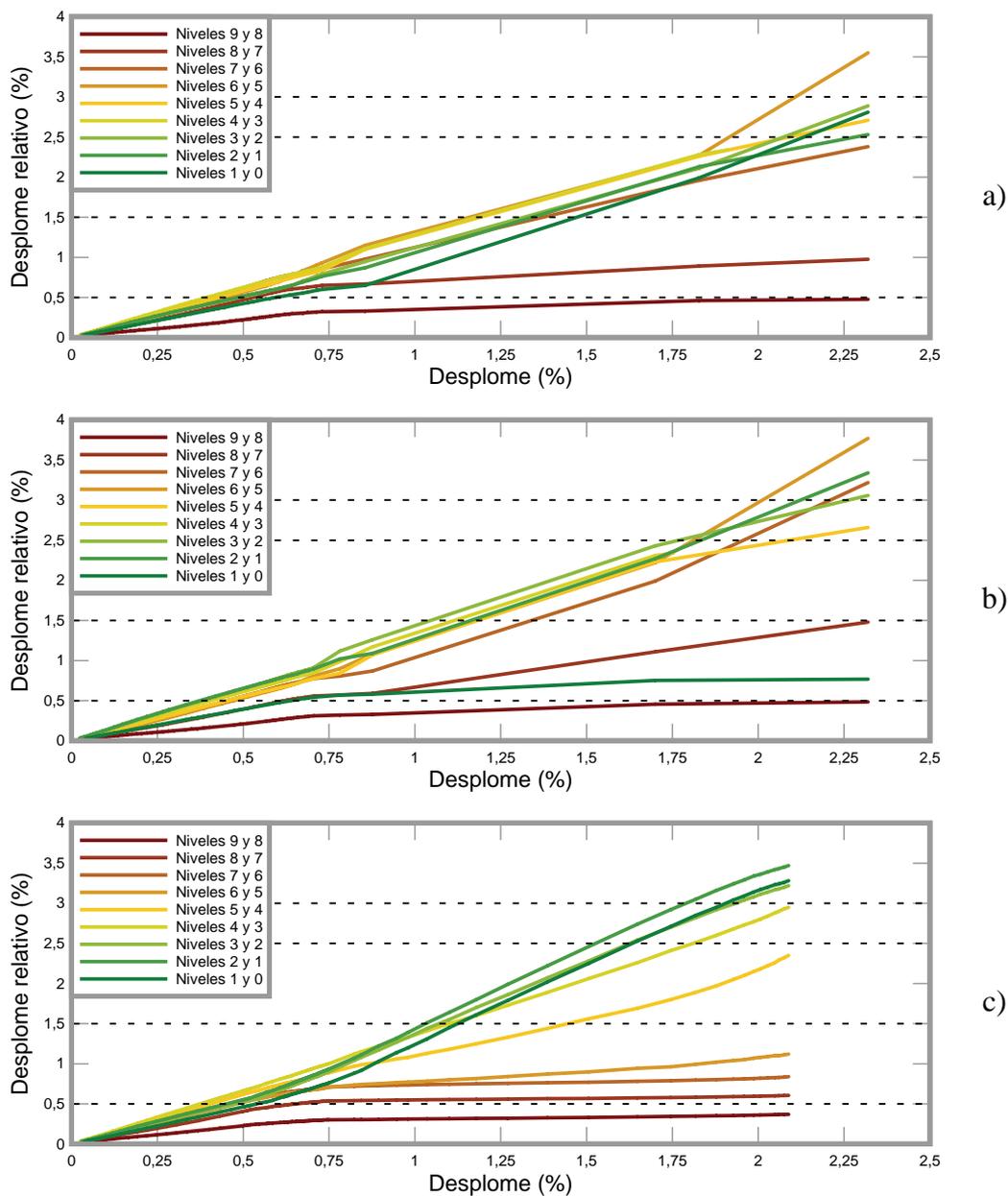


Figura A3.12. Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de nueve niveles y seis vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

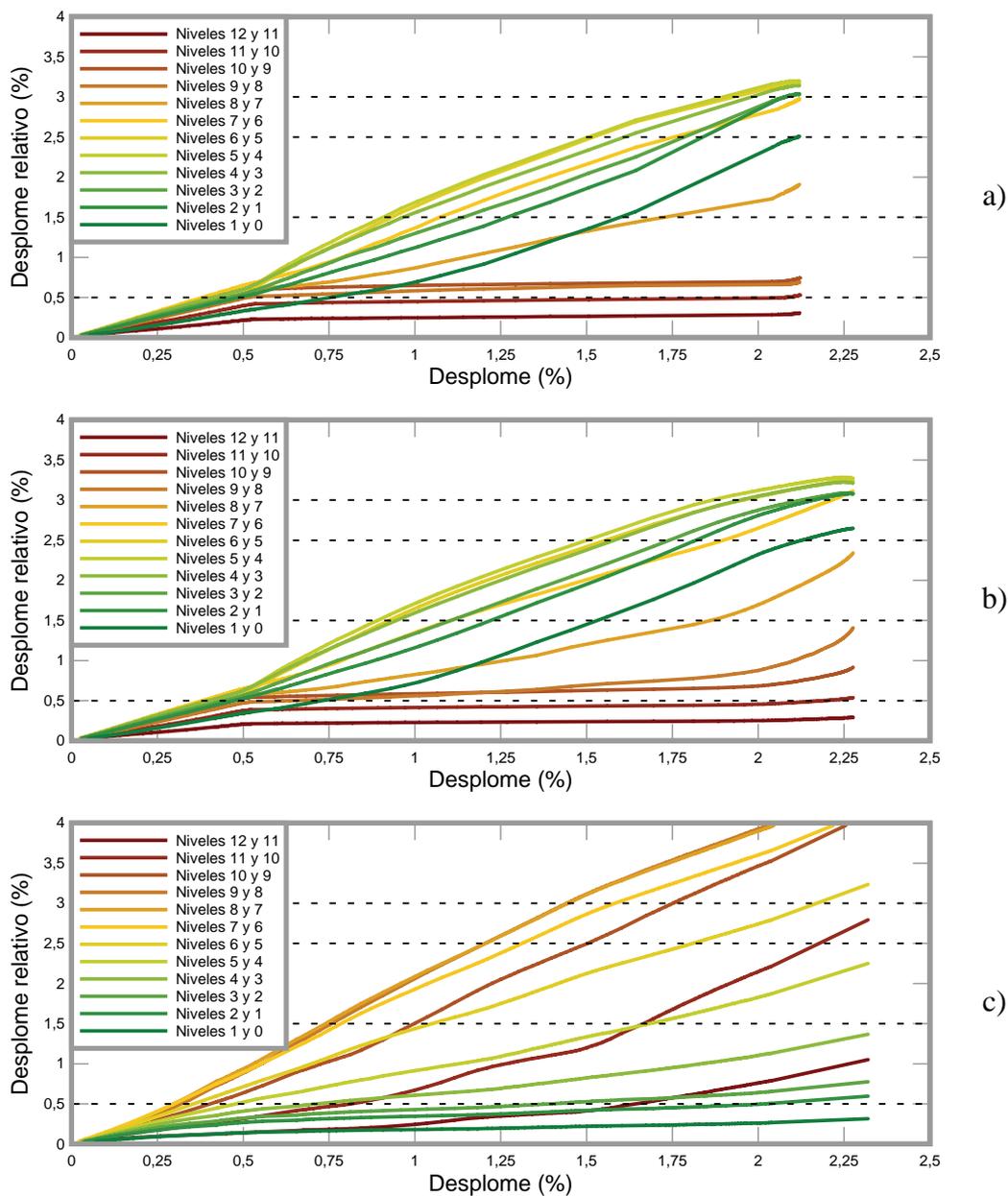


Figura A3.13. Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de doce niveles y tres vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

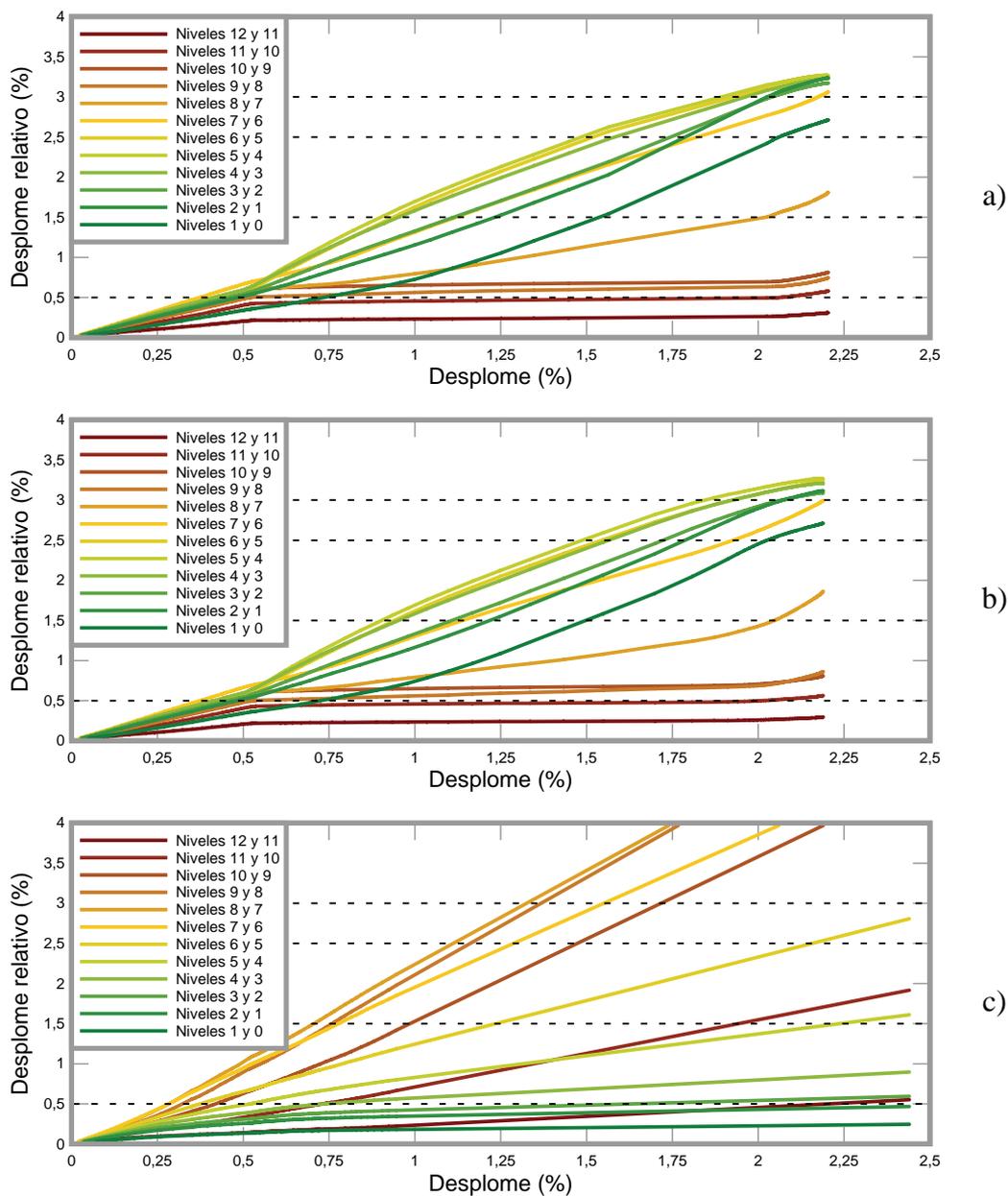


Figura A3.14. Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de doce niveles y cuatro vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

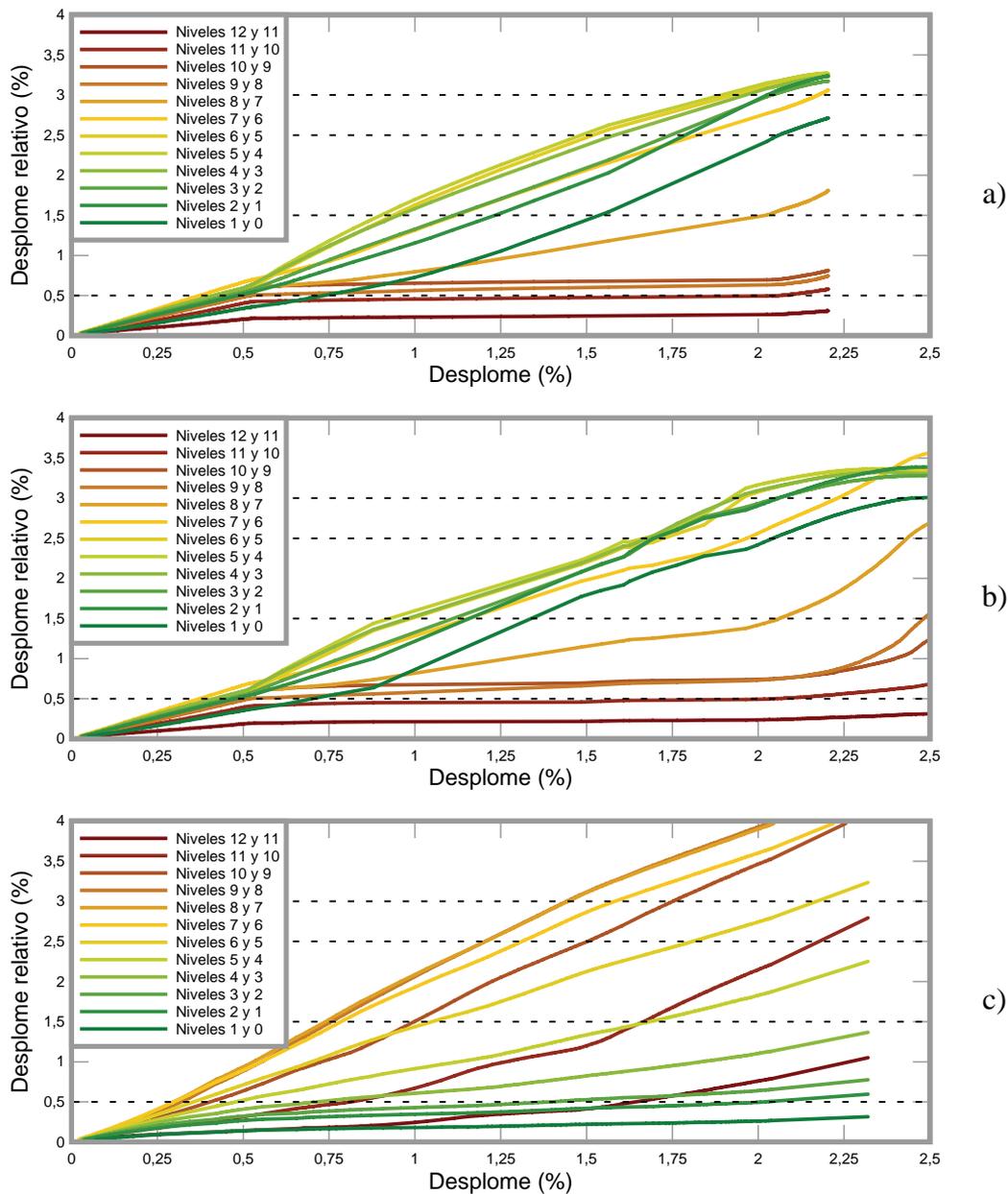


Figura A3.15. Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de doce niveles y cinco vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

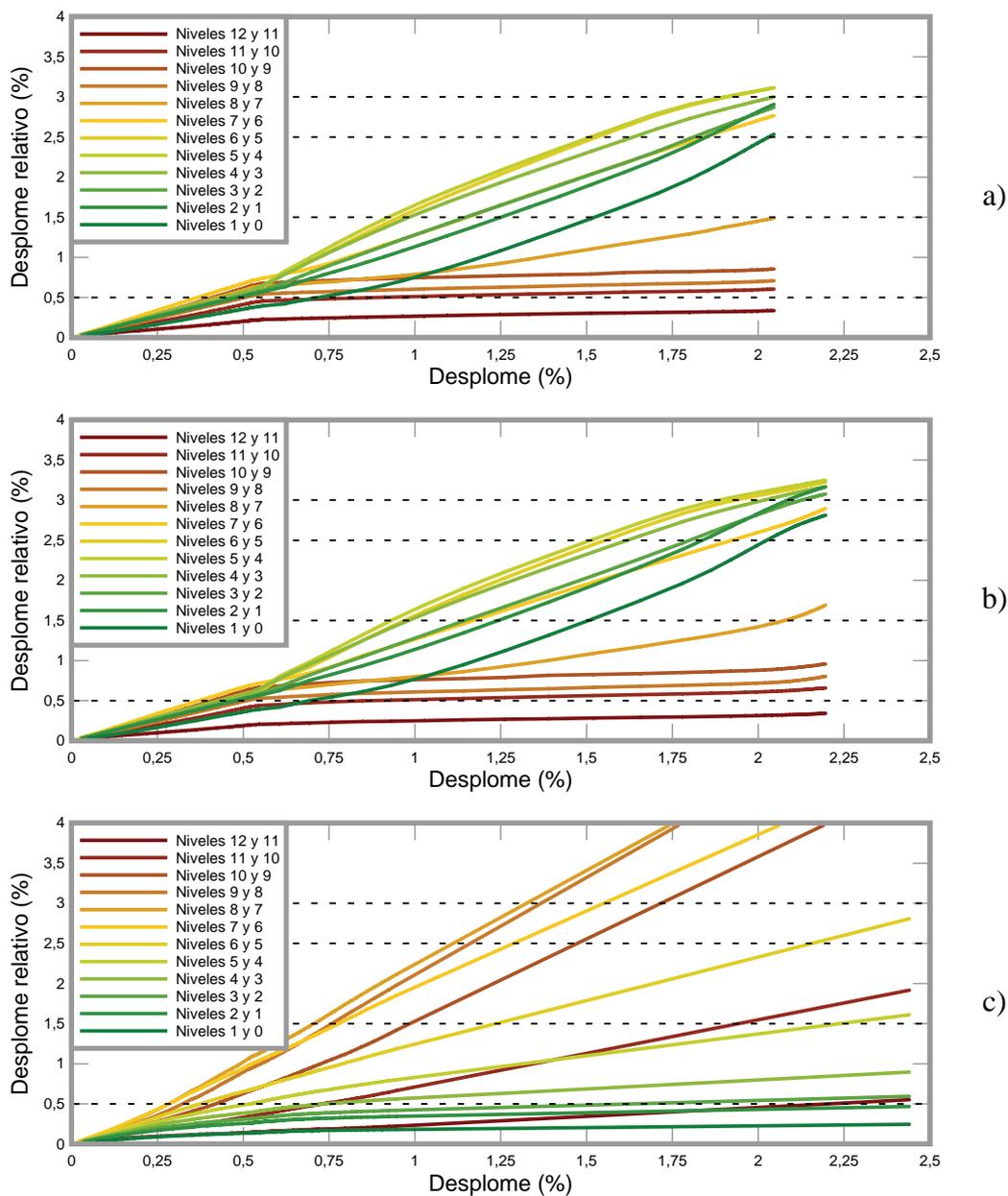


Figura A3.16. Evolución de los desplomes relativos respecto al desplome del nivel de cubierta del edificio de doce niveles y seis vanos proyectado conforme al ACI-318/IBC-2003, 0,4g. a) pórtico exterior, b) pórtico interior y c) pórtico de arriostramiento

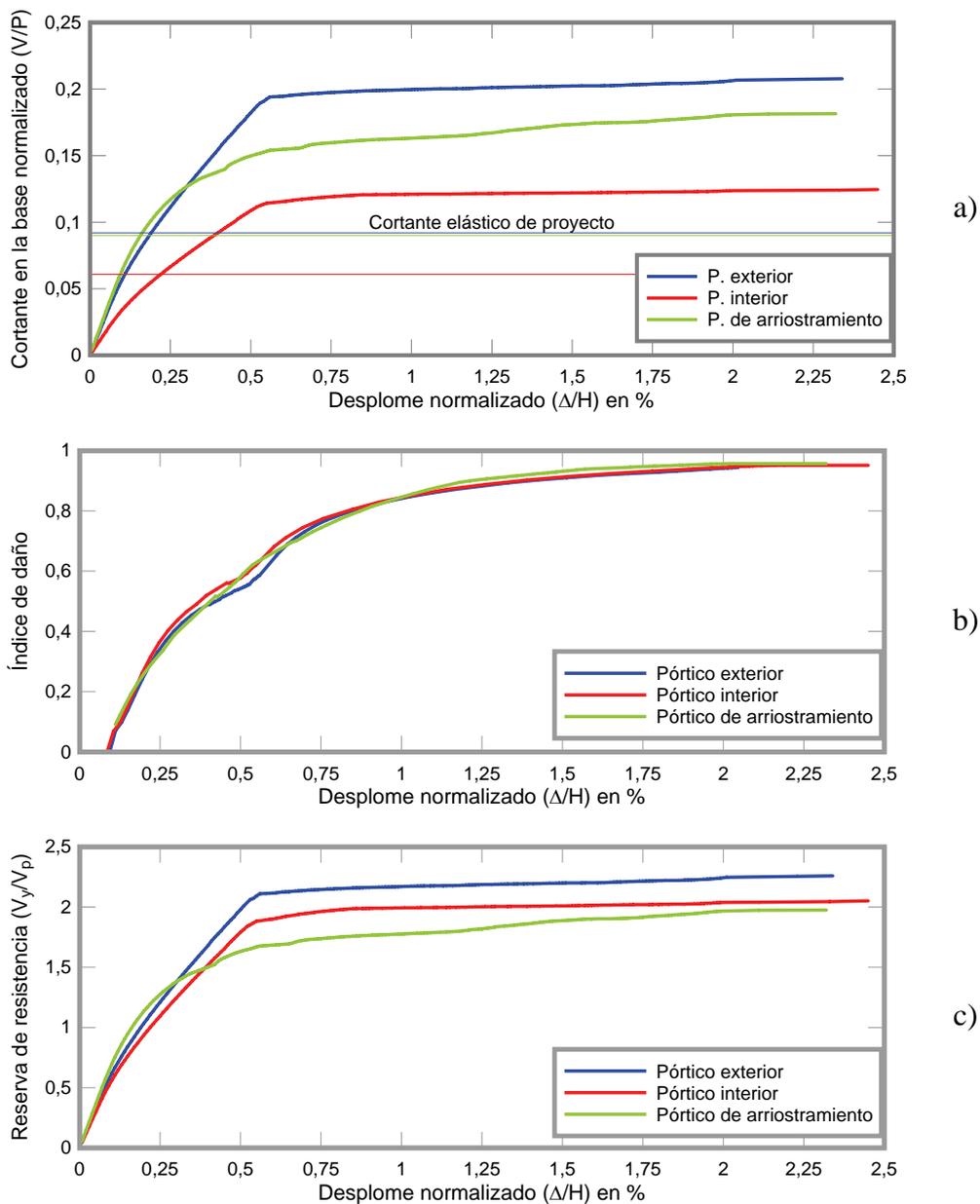


Figura A2.16. a) curvas de capacidad, b) índice de daño y c) reserva de resistencia del edificio de doce niveles y seis vanos, proyectado conforme a ACI-318/IBC-2003

Apéndice 4

Umbrales de daño

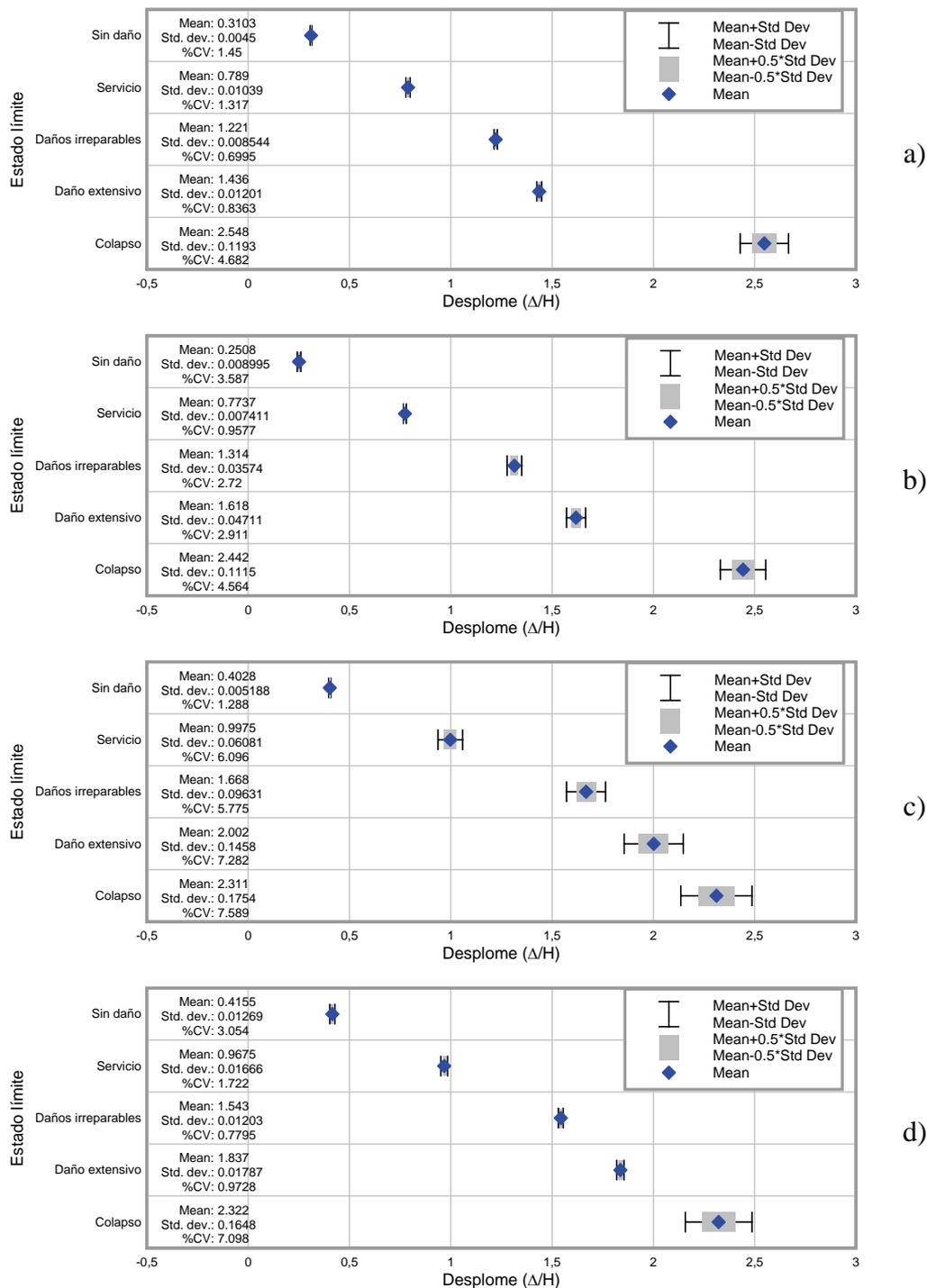


Figura A4.1. Umbrales objetivos de daño para pórticos externos proyectados conforme a ACI-318/IBC 2003 (30% g). a) 3 niveles, b) 6 niveles, c) 9 niveles y d) 12 niveles

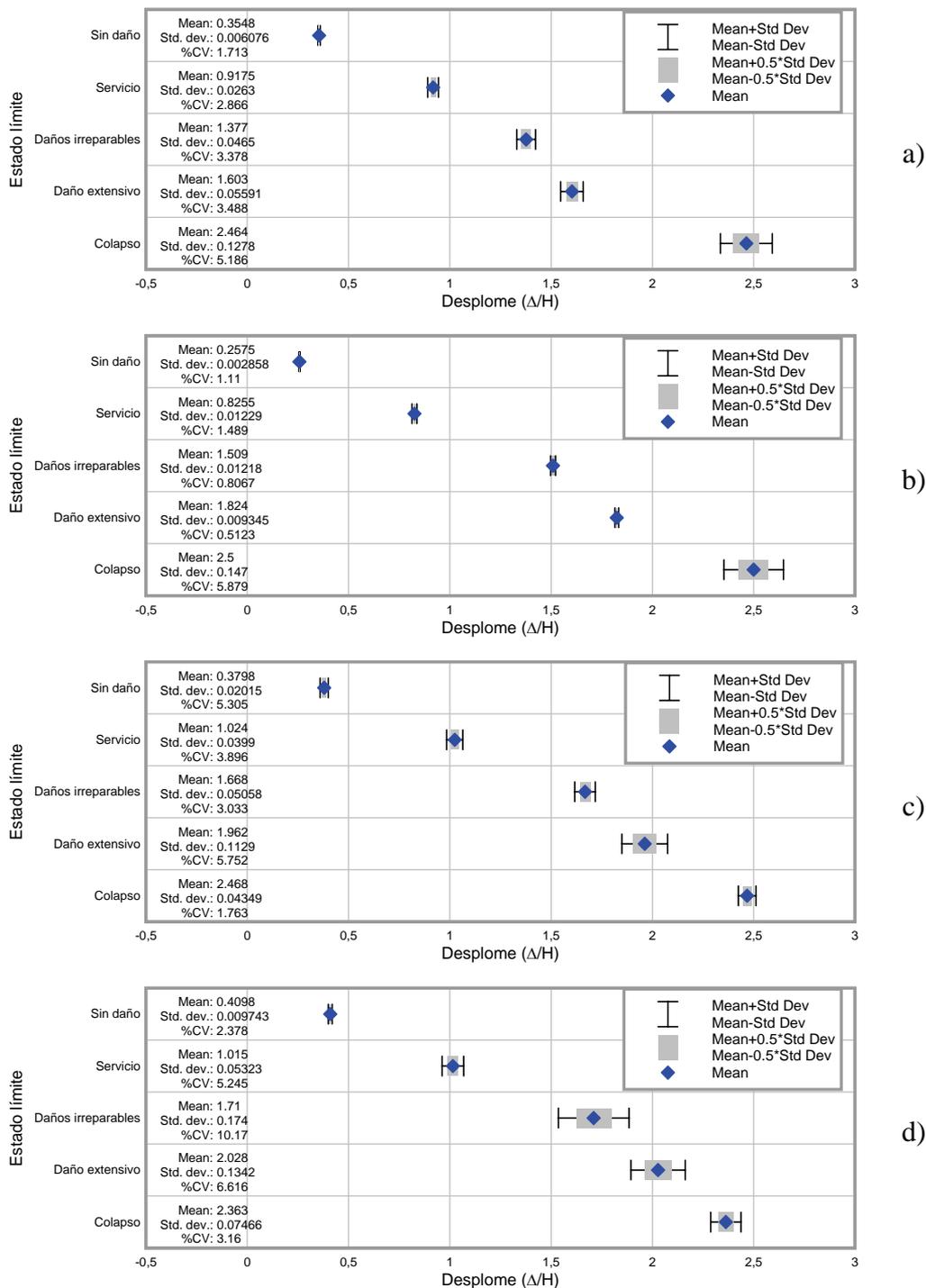


Figura A4.2. Umbrales objetivos de daño para pórticos internos proyectados conforme a ACI-318/IBC 2003 (30% g). a) 3 niveles, b) 6 niveles, c) 9 niveles y d) 12 niveles

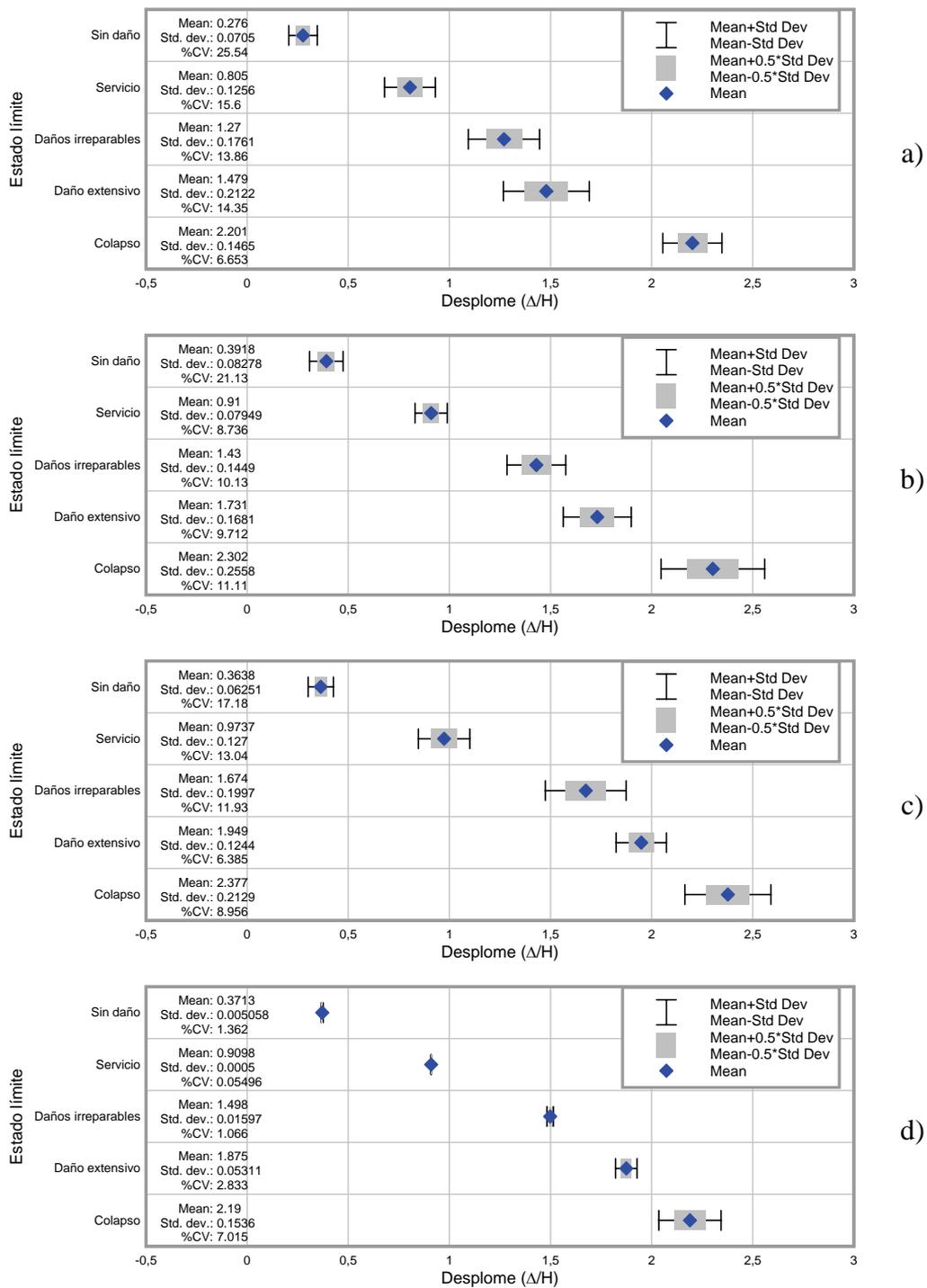


Figura A4.3. Umbrales objetivos de daño para pórticos externos proyectados conforme a ACI-318/IBC 2003 (40% g). a) 3 niveles, b) 6 niveles, c) 9 niveles y d) 12 niveles

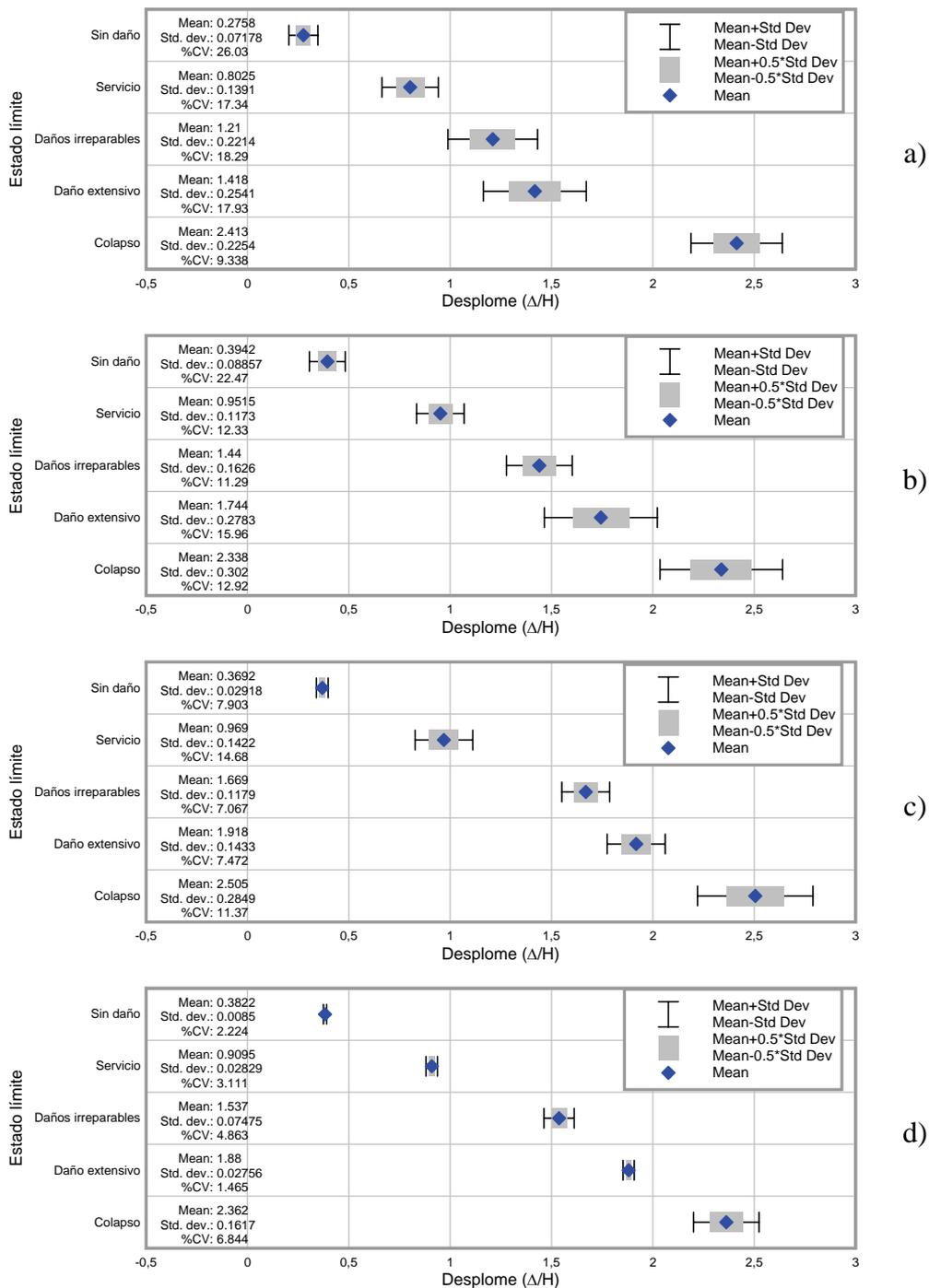


Figura A4.4. Umbrales objetivos de daño para pórticos internos proyectados conforme a ACI-318/IBC 2003 (40% g). a) 3 niveles, b) 6 niveles, c) 9 niveles y d) 12 niveles

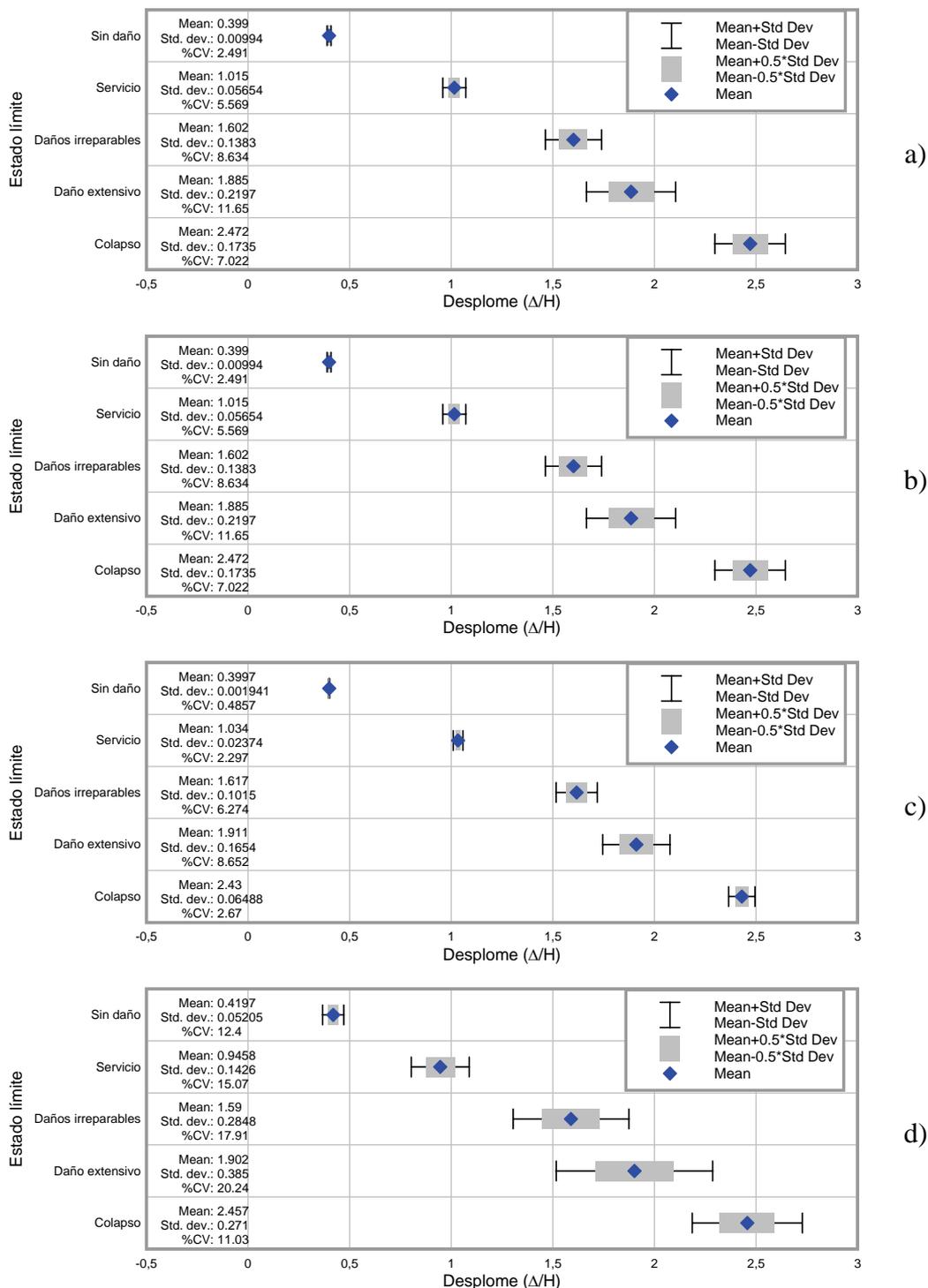


Figura A4.5. Umbrales objetivos de daño para pórticos externos proyectados conforme a EC-2/EC-8 (30% g). a) 3 niveles, b) 6 niveles, c) 9 niveles y d) 12 niveles

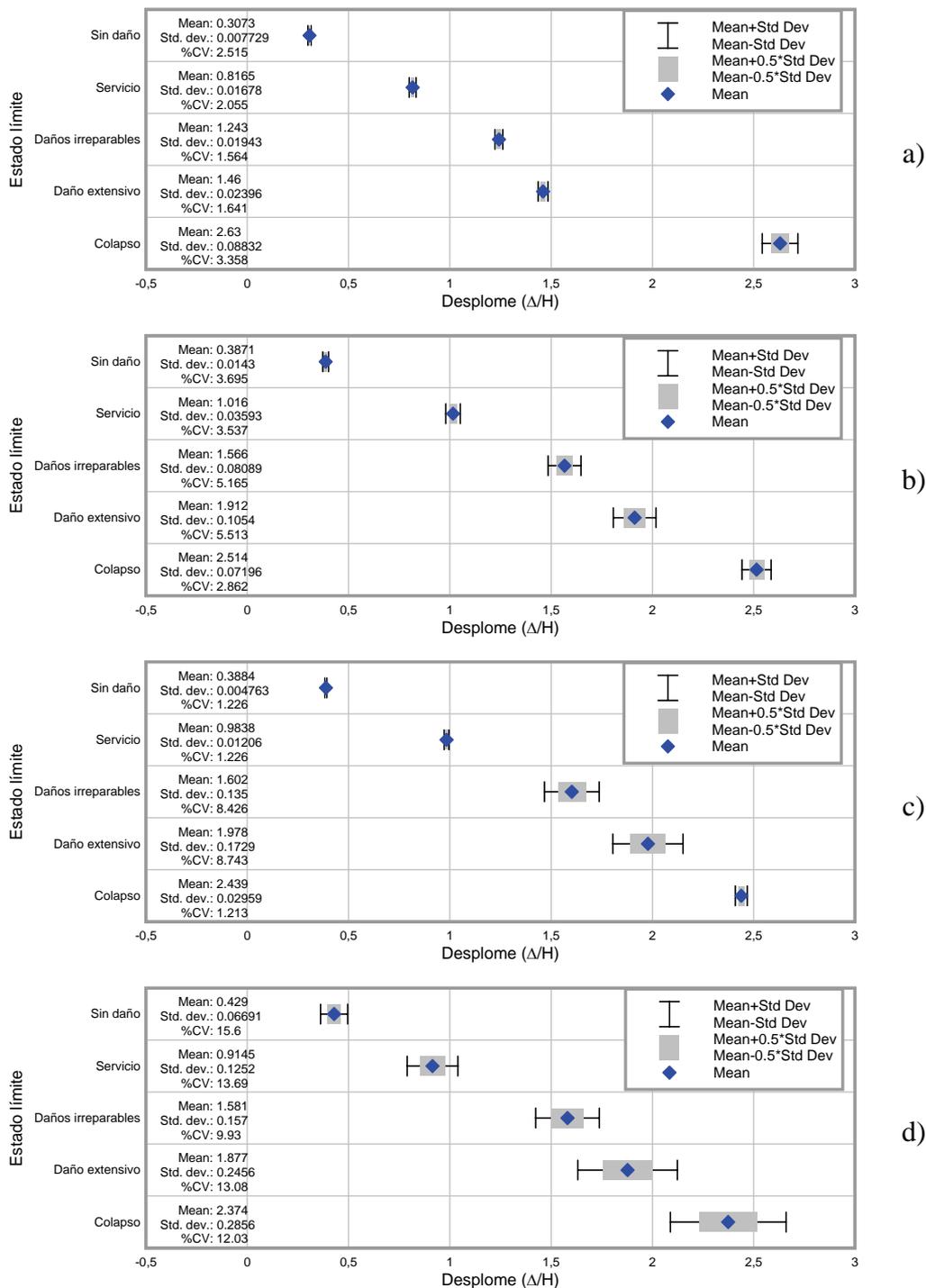


Figura A4.6. Umbrales objetivos de daño para pórticos internos proyectados conforme a EC-2/EC-8 (30% g). a) 3 niveles, b) 6 niveles, c) 9 niveles y d) 12 niveles