21

Diseño sísmico

Instituto Técnico
de la Estructura
en Acero



ITEA

ÍNDICE DEL TOMO 21

DISEÑO SÍSMICO

Lección 21.1: Visión Global del Comportamiento Sísmico de Sistemas Estructurales 1

1 PRESENTACIÓN DE LAS DIAPOSITIVAS DE DAÑOS DE TERREMOTOS .. 4
2 DISCUSIÓN DE LOS DAÑOS CAUSADOS POR LOS TERREMOTOS 5
3 COMPORTAMIENTO DEL SUELO 8
4 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA 11
5 EL COMPORTAMIENTO DE LOS CIMIENTOS 12
6 LA RESPUESTA DE LAS ESTRUCTURAS PORTICADAS DE ACERO 13
7 EL COMPORTAMIENTO DE LOS FORJADOS 15
8 EL COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS SECUNDARIAS Y DE ANEXOS 16
9 EL COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA Y DE LOS REVESTIMIENTOS 19
10 DEPÓSITOS 22
11 RESUMEN FINAL 23
12 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 23
13 AGRADECIMIENTOS POR LAS DIAPOSITIVAS 23

Lección 21.2: Introducción al Diseño Sísmico: Riesgo y Peligro Sísmico 25

1 INTRODUCCIÓN 28
2 EL EPISODIO SÍSMICO 29
2.1 Generalidades 29
2.2 Orígenes de los Seismos 29

2.3 Características del Terremoto 29
2.4 Espectro de Respuesta 37
3 CARACTERIZACIÓN DEL TERREMOTO PARA EL PROYECTO ESTRUCTURAL 40
4 OBSERVACIONES FINALES 44
5 RESUMEN FINAL 45
6 BIBLIOGRAFÍA 45
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 45

Lección 21.3: Comportamiento Clínico de Elementos y Uniones de Acero 47

1 INTRODUCCIÓN 50
2 DUCTILIDAD 52
3 MATERIAL 53
4 SECUENCIAS DE CARGA 55
5 PROCEDIMIENTO DE ENSAYOS DE ECCS 57
5.1 Procedimiento completo de ensayos 57
5.2 Interpretación de los Ensayos 57
6 ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO 60
7 VIGAS Y PILARES 63
8 UNIONES 67
9 RESUMEN FINAL 75
10 BIBLIOGRAFÍA 75
11 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 75

Lección 21.4: Análisis Estructural para Cargas Sísmicas 77

1 GENERALIDADES 80
2 MÉTODOS DIRECTOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO (INTEGRACIÓN TEMPORAL) 81
3 MÉTODO DE ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA 82
4 COMPORTAMIENTO INELÁSTICO Y SU PAPEL EN EL PROYECTO 86
5 RESUMEN FINAL 90
6 BIBLIOGRAFÍA 90

Lección 21.5: Requisitos y Verificación de Estructuras Sísmicamente Resistentes 91

1 EL EUROCÓDIGO 8-VERIFICACIONES DE SEGURIDAD 94
2 CONSIDERACIONES GENERALES RELATIVAS AL PROYECTO DE EDIFICIOS SITUADOS EN ÁREAS DE ACTIVIDAD SÍSMICA 96
3 EL PROYECTO DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS EN AREAS DE ACTIVIDAD SÍSMICA 102
4 RESUMEN FINAL 113
5 BIBLIOGRAFÍA 113
6 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 113

Lección 21.6: Temas especiales 115

1 PUENTES 118
1.1 Introducción 118
1.2 Directrices Generales y Requisitos Básicos 118
1.3 Acciones Sísmicas 119
1.3.1 Movimineto en un punto 119
1.3.2 Variabilidad espacial 119
1.4 Método de Cálculo 120
1.5 Comportamiento No Lineal y Coeficientes q 120
1.6 Apoyos del Tablero y Embridados Longitudinales 121
1.7 Disposiciones para los Puentes de Acero y Mixtos 121
1.8 Referencias 122
1.9 Bibliografía adicional 122
2 TANQUES PARA EL ALMACENAMIENTO DE LÍQUIDOS 123
2.1 Introducción 123
2.2 Depótitos Anclados 125
2.2.1 Acción Sísmica Horizontal 125
2.2.2 Acción Sísmica Vertical 126
2.2.3 Análisis de la Estabilidad y de la Resistencia 126
2.3 Depósitos Simplemente Apoyados 127

2.4 Normas de Proyecto y Recomendaciones Actuales 129
2.4.1 Reglamentos Estadounidenses 129
2.4.2 Recomendaciones Austríacas 130
2.4.3 Normas Canadienses 130
2.4.4 Normas Japonesas 130
2.4.5 Normas Neozelandesas 130
2.5 Bibliografía 130
3 RESUMEN FINAL 132
DIAPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS 133

ESDEP TOMO 21
DISEÑO SÍSMICO

Lección 21.1: Visión Global del Comportamiento Sísmico de Sistemas Estructurales

OBJETIVOS/CONTENIDO

Ofrecer, mediante estudios de los perjuicios causados por los sismos, una visión global de los tipos principales de daños sísmicos, junto con algunas explicaciones acerca de los mecanismos de rotura.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Ninguna.

RESUMEN

No resulta posible diseñar eficazmente estructuras sísmicamente resistentes sin comprender la forma en la que, en la práctica, éstas resultan dañadas por los terremotos. El proceso del diseño no consiste simplemente en una cuestión de análisis, cálculo y cumplimiento de reglamentos. Es esencial un conocimiento práctico del comportamiento de los edificios durante los terremotos.

Se describen los tipos principales de daños, en base a estudios de los desperfectos causados por los terremotos, junto con algunas explicaciones acerca de la mecánica de las roturas.

1. PRESENTACIÓN DE LAS DIAPOSITIVAS DE DAÑOS DE TERREMOTOS

Las diapositivas que se presentan no se limitan a edificios con estructuras de acero debido a dos razones. La primera es que muchos de los problemas que causan los terremotos son comunes a todos los tipos de construcción. La segunda razón es que resulta muy difícil encontrar fotografías de edificios de acero que hayan sufrido daños graves como consecuencia de un sismo.

2. DISCUSIÓN DE LOS DAÑOS CAUSADOS POR LOS TERREMOTOS

Normalmente los ingenieros están acostumbrados a diseñar bajo la acción de cargas estáticas que actúan sobre estructuras elásticas. Una de las lecciones más importantes que se aprende a partir de los estudios de los daños es la diferencia entre las formas de colapso por cargas estáticas aplicadas en una única dirección y las que son debidas a cargas cíclicas. Otra lección consiste en la necesidad que tiene el diseño sísmico de considerar el comportamiento del sistema estructural tras la fluencia.

DIAPOSITIVA 1 El edificio Pino Suárez de la Ciudad de México era un edificio porticado de acero estructural de 21 plantas construido alrededor de 1978. Sufrió colapso parcial y graves daños. Obsérvese el arriostramiento en "K" que se basa en la resistencia a la compresión de los elementos - un sistema que carece de la ductilidad para absorber los daños sin sufrir el colapso.

Un aspecto importante de los estudios posteriores al sismo consiste en comprender el importante papel que juega la calidad de la construcción. Los terremotos no respetan teorías, cálculos ni repartos de responsabilidades. Los edificios dañados por los terremotos exponen invariablemente muchos ejemplos de mala calidad en la construcción. Algunos de los ejemplos más frecuentes de mala calidad son las armaduras mal colocadas, hormigón mal compactado, enlechado incompleto de la mampostería y tornillos que faltan o están flojos en las estructuras de acero.

A pesar de que el principal objetivo del diseño de edificios sísmicamente resistentes es la seguridad de sus ocupantes y transeúntes, todos los terremotos exponen ejemplos de vidas puestas en peligro como consecuencia de defectos menores en la construcción - mampostería o revestimientos que se derrumban, placas del techo que se vienen abajo, marcos de ventana que se separan de las paredes y caen hacia dentro o hacia fuera y salidas de emergencia bloqueadas por puertas atascadas y mampostería derrumbada. Normalmente estos tipos de rotura podrían haberse evitado con un coste muy reducido.

Una categoría importante de la rotura de edificios durante los terremotos se produce cuando el edificio resulta dañado de tal gravedad que ha de ser demolido, aunque no se haya derrumbado. Para el propietario y para la compañía aseguradora los costes son similares tanto si el edificio se derrumba como si ha de ser demolido. Sin embargo, para sus ocupantes representa la diferencia entre la vida y la muerte.

Cuando dos edificios están juntos, o cuando hay una junta que permite el movimiento entre ellos, es probable que ambas partes impacten la una contra la otra durante el terre-



Diapositiva 1



Diapositiva 2

moto. Esto puede tener como resultado serios daños estructurales, especialmente cuando los niveles de los forjados son diferentes. La causa radica en la cercanía de las dos estructuras y en la flexibilidad de los edificios, factores que están bajo el control del proyectista.

DIAPOSITIVA 2 Los edificios adyacentes impactarán el uno contra el otro a menos que se prevea un espacio suficiente entre ellos. En este ejemplo de la Ciudad de México, la ruina de una planta completa ha sido el resultado del impacto entre los dos edificios de diferentes alturas y propiedades dinámicas.

A menudo los edificios modernos se montan a partir de componentes independientes. Normalmente, los más antiguos tienen suelos de madera con viguetas mal sujetas a las paredes de apoyo. Cualquier falta de sujeción interna de un edificio se ve rápidamente expuesta por la acción sísmica. La naturaleza del movimiento sísmico del suelo origina inevitablemente un desplazamiento diferencial entre los componentes independientes que se producirá, en ausencia de una continuidad estructural.

Los sismos subsiguientes, que generalmente son de una magnitud mucho menor que la de la sacudida del sismo principal al que siguen, no juegan un papel explícito en el proceso del diseño. Sin embargo, juegan un importante papel en las operaciones de rescate y supervivencia inmediatas al terremoto. Los daños adicionales causados por las réplicas en edificios ya dañados son mayores de lo que su magnitud permitiría suponer. Tras producirse un terremoto importante, muchas estructuras que quedan al borde del colapso a causa de esta sacudida principal son destruidas por las sacudidas posteriores de menor intensidad.

Las concentraciones de fuerzas se producen allí donde hay cambios bruscos en la rigidez estructural o en la distribución de la masa. Debido a esta razón, la forma de los edificios



Diapositiva 3



Diapositiva 4

debe ser regular y simétrica en la medida en que las necesidades funcionales lo permitan.

DIAPOSITIVA 3 A pesar de que la acción a cortante es normalmente mayor en la planta baja, las variaciones en la fuerza, masa y rigidez pueden ocasionar el inicio de colapso en cualquier nivel - en este caso un colapso desde "arriba hacia abajo" en la Ciudad de México.

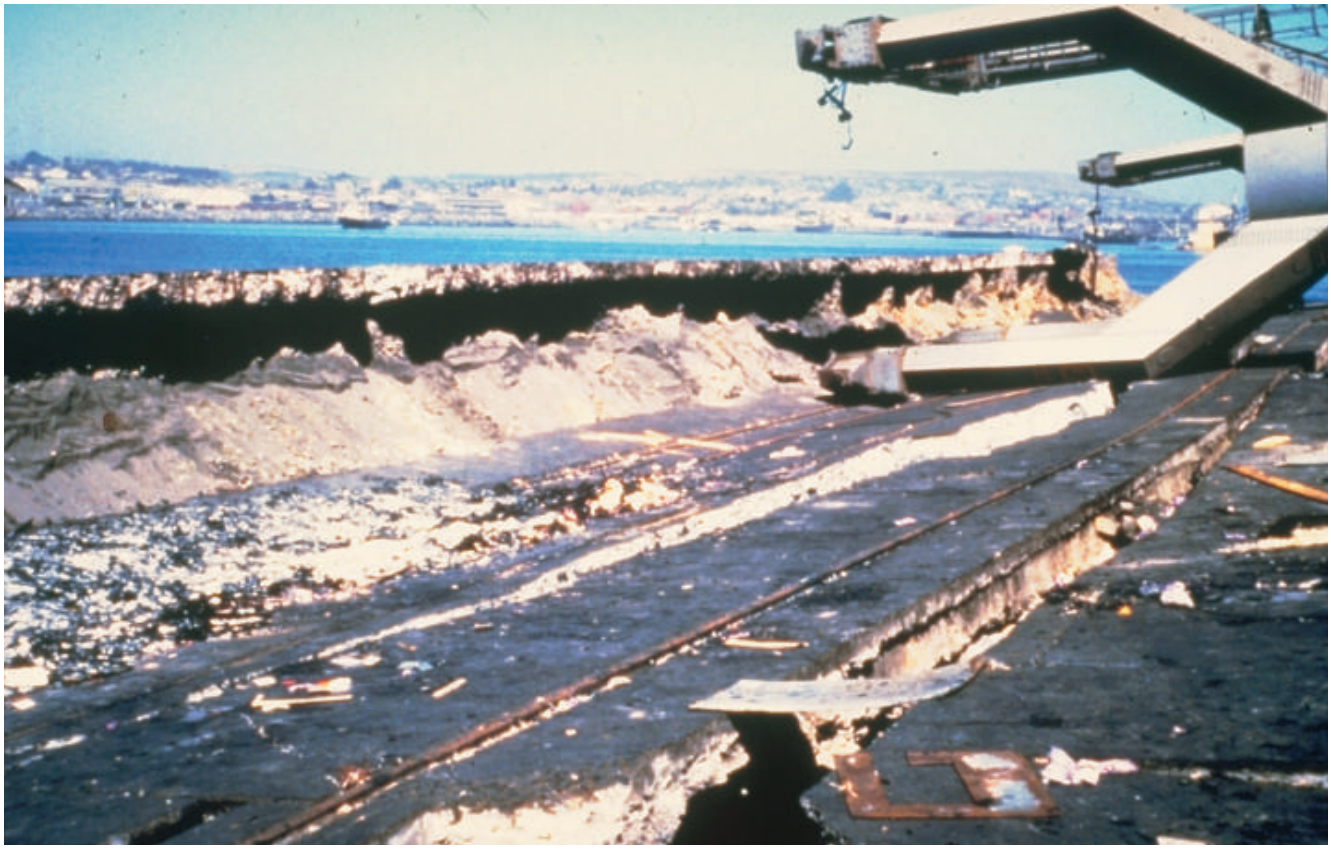
DIAPOSITIVA 4 Finalmente, un ejemplo de una estructura de acero (sin daños) en construcción situada en la ciudad de Los Ángeles - un área de gran actividad sísmica. Esta estructura soldada tiene que adecuarse a las necesidades funcionales del dueño del edificio en el sentido de que, debido a razones arquitectónicas, debe haber el mínimo de pilares en la planta inferior. Este requisito resulta común en hoteles y edificios de oficinas en los que se necesita más espacio abierto en este nivel.

3. COMPORTAMIENTO DEL SUELO

Los efectos de una sacudida violenta del suelo consisten en aumentar temporalmente las fuerzas laterales y verticales, alterar la estabilidad intergranular de los terrenos no cohesivos, e imponer deformaciones directamente en el suelo superficial allí donde al plano de falla alcanza la superficie. Un aumento transitorio de las fuerzas laterales y verticales pone en peligro a cualquier estructura del terreno que tenga capacidad de desplazamiento. Los tipos de daños resultantes son las avalanchas y los corrimientos de tierras. La experiencia de los terremotos de 1970 en Perú y de 1964 en Anchorage, Alaska, muestra que estos daños pueden producirse a escala masiva. Una localidad peruana, Yungay, fue destruida casi en su totalidad y se perdieron 18.000 vidas a causa de una riada de residuos que arrastró millones de toneladas de roca y hielo.

La alteración de la estructura granular del terreno a causa de la sacudida origina la consolidación tanto del material seco como del saturado, debido a la compactación más fuerte de los granos. En el caso de las arenas saturadas, la presión intersticial puede verse aumentada por la sacudida hasta tal punto que se superan las presiones efectivas del terreno, produciéndose la liquefacción temporal. Este es un efecto importante. Puede originar un colapso masivo de las estructuras de apoyo, y de las cimentaciones sobre pilotes, colapso de taludes, diques y presas. Puede causar el fenómeno conocido como “ebullición”, consistente en que arenas licuadas ascienden formando bolsas superficiales. También es posible que algunos suelos inestables se levanten.

DIAPOSITIVA 5 Puede producirse un colapso importante del suelo, especialmente en suelos granulares que se encuentren saturados. En este caso, el colapso del suelo causó la caída de varias grúas del puerto en Viña del Mar, en Chile.



Diapositiva 5



Diapositiva 6

DIAPOSITIVA 6 Puede producirse el asiento de cimentaciones debido a la liquefacción o consolidación del suelo sobre el que se apoyan. En este edificio de la Ciudad de México, la práctica totalidad de la planta baja ha desaparecido por debajo del nivel de la calle. Resulta interesante observar que, a pesar de este asiento, el edificio no ha sufrido un colapso total.

DIAPOSITIVA 7 Este edificio de la Ciudad de México ha sufrido un colapso por vuelco de sus cimientos, con toda probabilidad originado a causa del fallo del suelo sobre el que se apoya.

Los movimientos de desplazamiento del terreno pueden producirse en la superficie o completamente por debajo de ella. Allí donde la falla del terremoto alcanza la superficie pueden producirse movimientos permanentes de considerable magnitud, en metros en lugar de en centímetros. Los movimientos de deslizamiento en la superficie también pueden producirse como resultado de otros desplazamientos del suelo - corrimientos o consolidación, por ejemplo, los movimientos de desplazamiento por debajo de la superficie pueden producirse en estratos más débiles, causando daños en estructuras enterradas total o parcialmente. Los movimientos de deslizamiento por debajo de la superficie también reducen la transmisión del movimiento del suelo hacia la superficie, lo cual pone un límite eficaz al movimiento de la superficie.

Al considerar los desplazamientos permanentes del terreno más espectaculares que puede causar la sacudida del suelo, no debe olvidarse que también se producen desplazamientos elásticos. Estos son críticos para el diseño de pilotes, conducciones subterráneas y estructuras de canalización. La rotura de conducciones subterráneas y de obras de canalización es habitual en los terremotos y tiene importantes implicaciones para los servicios de emergencia posteriores al sismo.



Diapositiva 7

4. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

La forma en la que el terreno vibra está influenciada sustancialmente por el subsuelo que se encuentra bajo el emplazamiento. Los suelos blandos tienden a vibrar a una frecuencia inferior que los duros, pero es más probable que presenten valores máximos de la aceleración más elevados.

Las indicaciones generales del efecto del suelo sobre el período fundamental de movimiento de la superficie pueden verse a partir de la figura 1. En la práctica, la importancia de este período es el aumento del riesgo de daños allí donde el período natural del edificio sea cercano al del suelo. En el caso de sacudidas de baja amplitud, es posible que se produzcan amplificaciones de gran magnitud. En suelos muy blandos, por ejemplo, se han registrado amplificaciones superiores a 20 para el lodo de la bahía de San Francisco. No obstante, este efecto se ve rápidamente superado por la fluencia de los suelos blandos a medida que aumentan las amplitudes, de manera que, en el caso de una sacudida intensa, las aceleraciones máximas se reducen normalmente debido a la transmisión a través de los niveles superiores del suelo.

Considerando las capas del subsuelo como un sistema dinámico, resulta evidente que las respuestas de la superficie se modificarán si se añade otra estructura en el nivel superior. La interacción entre la estructura y el suelo sobre el que se apoyan puede pertenecer a dos categorías. En la primera categoría, los edificios, en general, son ligeros en relación a la masa de su suelo de apoyo y relativamente flexibles. Por lo tanto, la adición del edificio no afecta significativamente al movimiento superficial del terreno. Sin embargo, la flexibilidad local del suelo allí donde éste está en contacto con los cimientos puede modificar la respuesta del edificio. Los efectos de esta flexibilidad local consisten en modificar los modos de vibración, rebajar las frecuencias naturales y generar un amortiguamiento adicional mediante la disipación de energía en el suelo circundante. A pesar de que puede producirse un aumento de la respuesta, el efecto general consiste en producir una reducción en el deslizamiento de los cimientos. Las cimentaciones sobre pilotes, en comparación con las de sistemas de apoyo, ejercen generalmente un efecto menor sobre los modos y frecuencias propios, pero producen unos efectos de amortiguamiento menores.

El segundo tipo de interacción suelo-estructura que hay que considerar es cuando se trata de una estructura con gran masa y rígida. En este caso, la estructura se convierte en un elemento significativo del sistema dinámico representado por el subsuelo y la estructura. Origina una modificación en el movimiento superficial del suelo circundante.

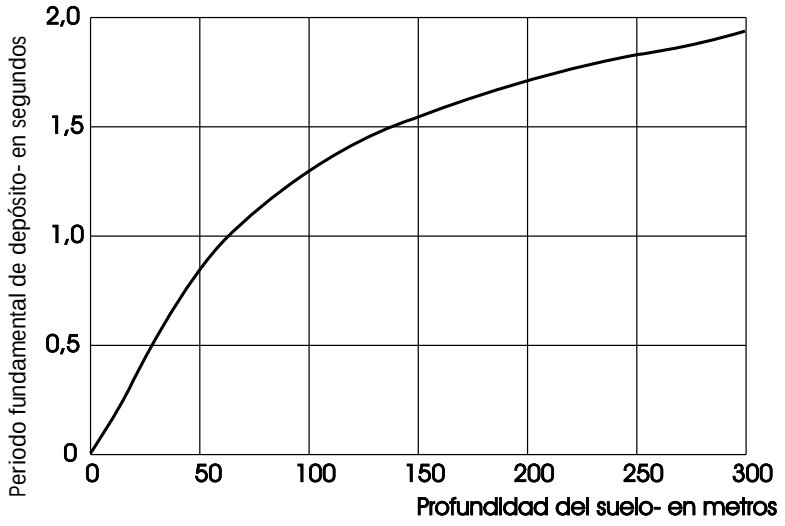


Figura 1 Relación entre el periodo natural del suelo y la profundidad aluvial (según Seed, 1970)

5. EL COMPORTAMIENTO DE LOS CIMIENTOS

El colapso de los cimientos de los edificios durante los terremotos no es algo infrecuente, pero casi siempre está causada por el colapso de su suelo de apoyo. Los colapsos por vuelco debidos a un levantamiento se producen raramente, con mucha menor frecuencia de lo que sugieren los cálculos. Esta baja frecuencia se debe probablemente a la reducción efectiva de la rigidez que acompaña al levantamiento, lo cual reduce correspondientemente la fuerza ejercida por la aceleración del suelo. No hay duda de que en el nivel de los cimientos puede desarrollarse una tensión sustancial como resultado de las fuerzas de vuelco El examen de algunos pilares inferiores derrumbados en Caracas, tras el terremoto de 1967, mostró que habían fallado en tracción debido a una combinación de fuerzas de vuelco y aceleración vertical del suelo.

Existe documentación de ejemplos de ruina en pilotes. En general los pilotes tienden a amoldarse a los desplazamientos del suelo y resultan vulnerables en los puntos cuyos estratos adyacentes tienen propiedades marcadamente diferentes. Algunas configuraciones que incorporaban pilotes inclinados han fallado en la parte inferior de la cabeza del pilote.

6. LA RESPUESTA DE LAS ESTRUCTURAS PORTICADAS DE ACERO

Generalmente las estructuras porticadas de acero son estructuras competentes para resistir la gravedad y las cargas del viento. En los procesos de diseño se presta normalmente atención a las tensiones antes de considerar los desplazamientos y a menudo se olvidan los efectos secundarios del desplazamiento. Frecuentemente los daños de los terremotos hacen que se vuelva a dirigir la atención tanto a los efectos directos de los grandes desplazamientos, tales como el impacto en los nudos y los daños en los componentes no estructurales y contenidos, como a los efectos de segundo orden producidos por los desplazamientos.

Los edificios con paredes reforzadas o con pórticos arriostrados, siempre y cuando mantengan su integridad, presentan un comportamiento más favorable que las estructuras más flexibles en lo concerniente a daños a los contenidos y a elementos no estructurales. Algunos puntos concretos que a menudo quedan expuestos en las estructuras porticadas son:

i. A menudo el comportamiento de los pilares situados en las esquinas no es satisfactorio en comparación con otros pilares exteriores e interiores. Este comportamiento sugiere que el diseño no se ocupa adecuadamente de los efectos de las fuerzas del terremoto en direcciones ortogonales.

ii. El colapso total de los elementos proyectados para poseer una ductilidad elevada no es frecuente. Cuando se produce la ruina de elementos de baja ductilidad resulta evidente que la ruina se ha producido con rapidez. Este comportamiento es particularmente acusado en los elementos de hormigón armado.

iii. Se observa que un nivel máximo de redundancia es deseable. El mecanismo anti ruina debe involucrar al mayor número de elementos posible, proporcionando vías de carga alternativas cuando un elemento ceda o falle.

iv. Cuando se produce la fluencia en los pilares antes que en las vigas, el colapso del pórtico se hace mucho más probable. Este punto se ilustra en la figura 2, que muestra el número de rótulas dúctiles necesarias para que se produzca la ruina en el modo de fluencia de los pilares en comparación con el modo de fluencia de las vigas.

Las estructuras de acero muestran los siguientes tipos de daños como consecuencia de los terremotos:

i. Rotura por fragilidad de tornillos a cortante o a tracción.

ii. Rotura por fragilidad de soldaduras, especialmente cordones de soldaduras, a cortante o a tracción.

iii. Pandeo de elementos, incluyendo el pandeo por torsión.

iv. Pandeo local del alma y del ala.

v. Elevación de pórticos arriostrados.

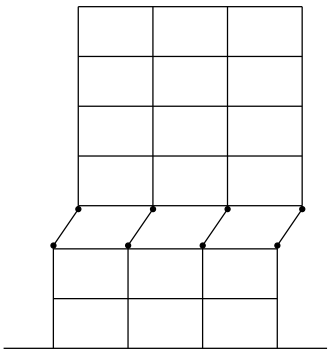
v. Ruina local de elementos de conexión, tales como uniones en T y escuadras de unión.

vii. Suelta de tornillos.

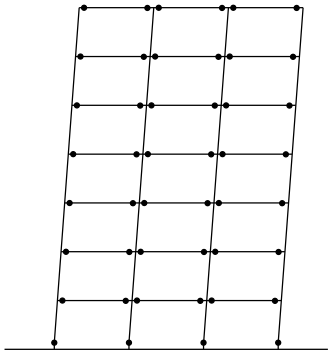
viii. Graves deformaciones en pórticos no arriostrados.

ix. Colapso en las uniones entre elementos de acero y otros elementos del edificio, tales como suelos.

x. Los anclajes hechos a la mampostería u hormigón mediante elementos empotrados o tornillos de cabeza expandible se muestran casi siempre frágiles a cortante y a tracción. Por lo tanto, son incapaces de acomodar ningún movimiento. Como resultado de lo anterior, la ruina es habitual, agravada cuando la mampostería o el hormigón en el que está colocado el anclaje también resultan dañados.



Agotamiento local; la fluencia se produce primero en los pilares y luego en las vigas



Agotamiento global: la fluencia se produce primero en las vigas y luego en los pilares

Figura 2 Modos de agotamiento de pórticos

xi. Muchos colapsos se producen en torsión horizontal, especialmente en estructuras en las que los centros de masa y de resistencia están alejados en su propio plano, o en los que la resistencia inherente a la torsión del sistema es baja. Una causa común de vulnerabilidad torsional de las estructuras es el emplazamiento de edificios en esquinas de calles.

DIAPOSITIVA 8 Este edificio de la Ciudad de México experimentó el colapso de los pilares de la planta baja debido a una primera planta flexible y a los efectos de la torsión horizontal.



Diapositiva 8

7. EL COMPORTAMIENTO DE LOS FORJADOS

Los forjados se comportan como diafragmas al transferir las fuerzas laterales. La figura 3 muestra forjados posibles. En el primer caso, la acción de diafragma es escasa, pero en el segundo es claramente significativa. La transferencia del cizallamiento en cada pared de los extremos impuso altas tensiones sobre la placa. Algunos sistemas de suelos prefabricados, total o parcialmente, ofrecen muy poca resistencia frente al cizallamiento horizontal o al pandeo.

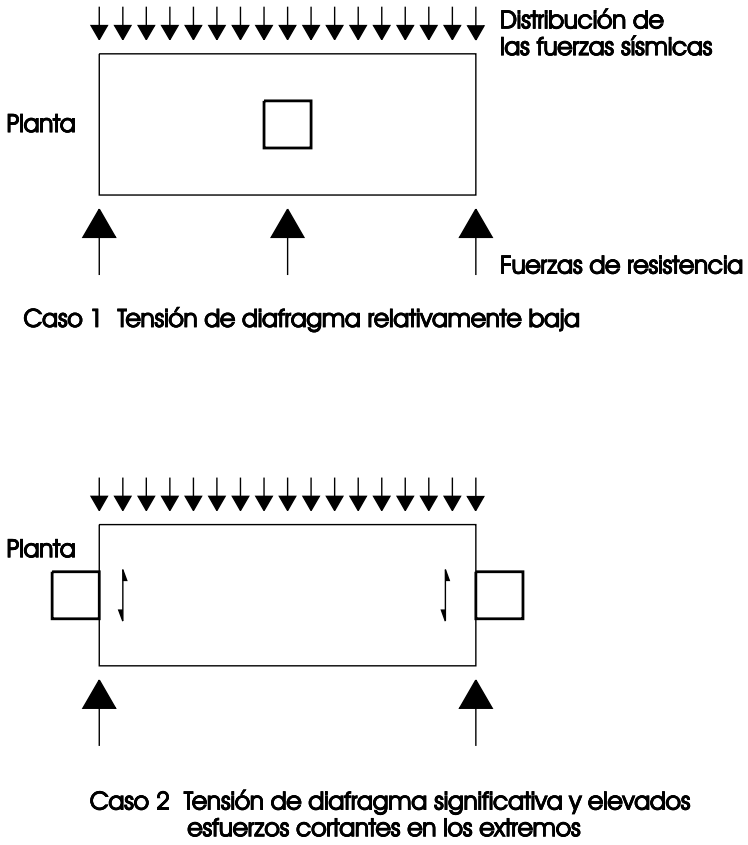


Figura 3 Acción de diafragma en forjados

DIAPOSITIVA 9 Los diafragmas horizontales no son siempre elementos rígidos capaces de distribuir las fuerzas entre estructuras. En esta escuela de Anchorage una placa de hormigón armado del tejado ha sido rasgada como si fuera un trozo de cartón.



Diapositiva 9

8. EL COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS SECUNDARIAS Y DE ANEXOS

Los anexos colocados en edificios - parapetos de mampostería, aleros, depósitos en el tejado, revestimientos y ménsulas - tienden a mostrar un comportamiento poco satisfactorio cuando se produce un terremoto. La razón que explica este comportamiento es doble. En primer lugar, muchos de ellos están diseñados sin ninguna ductilidad y, en segundo lugar, los efectos de la amplificación dinámica por parte del edificio al que se han añadido pueden aumentar en gran medida las fuerzas que les son aplicadas.

La figura 4 ilustra el efecto de la respuesta dinámica del edificio sobre el espectro de respuestas, comparando el espectro del nivel del suelo con el de la quinta planta. La frecuencia de los valores máximos se ve tanto aumentada como modificada.

A menudo los contenidos de los edificios sufren daños importantes incluso cuando el edificio en sí queda relativamente indemne. Este efecto es mayor en el caso de edificios más flexibles. Representa una razón adicional para que el proyectista ejercite un control severo de los desplazamientos. En muchos edificios modernos los contenidos tienen mayor valor e importancia que el edificio en sí. A menudo los costes para la prevención de los daños son triviales, por ejemplo el uso de tirantes angulares de acero en la parte superior de estanterías y atornillado al suelo para las baldas.

En un edificio de varias plantas, el movimiento del suelo se modificará en todos los niveles como resultado del movimiento del mismo edificio. Generalmente el efecto consiste en concentrar la frecuencia de la respuesta alrededor de una banda cercana a la frecuencia natural del edificio y amplificar la aceleración máxima en proporción a la altura, alcanzando una amplificación de quizás dos o tres en el nivel del tejado.

Todos los contenidos que sean muy rígidos, o que tengan una frecuencia natural propia cercana a la del edificio están, por lo tanto, sujetos a fuerzas mayores de las que experimentarían si estuvieran montados al nivel del suelo.

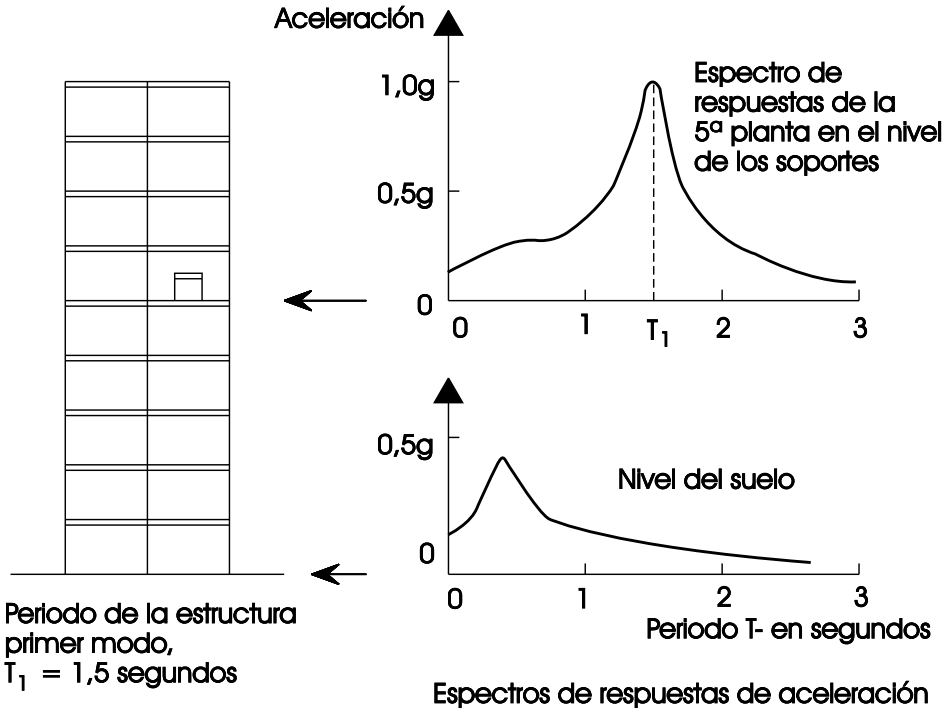


Figura 4 Respuesta al movimiento del suelo en estructuras secundarias

La experiencia muestra que los elementos no estructurales que están suspendidos, tales como sistemas de techos y accesorios de iluminación presentan un comportamiento poco satisfactorio. Los apéndices tales como parapetos y equipos mecánicos también sufren un alto grado de daños, especialmente cuando funcionan como “péndulos invertidos” de un grado de libertad. Los daños también aumentan hacia el tejado en las estructuras de varias plantas. Los



Diapositiva 10

depósitos en los tejados y los aleros también se ven sometidos a fuerzas elevadas.

DIAPOSITIVA 10 Todos estos paneles de revestimiento se vinieron abajo durante el terremoto que sacudió Viña del Mar, Chile, lo que supuso un serio peligro para aquellos ocupantes que huían del edificio en busca de seguridad. Es necesario que el revestimiento esté sujeto con elementos de sujeción dúctiles capaces de sufrir una deformación sustancial sin que se produzca su rotura.

DIAPOSITIVA 11 Estas baterías formaban parte del sistema de suministro de energía de emergencia en un hospital de California en 1972. Durante un terremoto las baterías se cayeron de sus estanterías y no funcionaron cuando fueron necesarias. Los pacientes en sistemas de respiración asistida murieron como consecuencia de ello. A menudo los contenidos de los edificios son de gran valor e importancia y pueden protegerse limitando los desplazamientos y por medio de medidas simples y económicas. En este caso, se podrían haber atado o sujetado las baterías a las estanterías mediante abrazaderas, que a su vez se habrían atornillado al suelo.

DIAPOSITIVA 12 Los acabados de superficie también suponen un peligro importante cuando caen, como es el caso de este edificio de la Ciudad de México.

DIAPOSITIVA 13 La experiencia con los apéndices colocados en edificios, como este depósito de agua de la Ciudad de México, es que muestran un comportamiento poco satisfactorio durante los terremotos. Los análisis de la respuesta dinámica también respaldan esta experiencia. En efecto, existe una gran discontinuidad en la unión entre el edificio y el depósito, lo cual



Diapositiva 11



Diapositiva 12



Diapositiva 14



Diapositiva 13

tiene como resultado una elevada concentración de tensiones.

DIAPOSITIVA 14

Este edificio de la Ciudad de México ilustra la fragilidad de los sistemas de muros cortina acristalados. No fueron capaces de hacer frente al movimiento relativo de los suelos a los que estaban sujetos.

9. EL COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA Y DE LOS REVESTIMIENTOS

El colapso de la mampostería no armada es tan común que casi se da por descontado y se olvida. Muchos reglamentos para sismos simplemente prohíben el uso de mampostería no armada. Sin embargo, las razones económicas aseguran que su utilización sea frecuente, tanto en paredes estructurales de poca altura como en forma de relleno de estructuras porticadas.

La ruina tanto de mampostería armada como no armada en el plano es habitual. La mampostería es muy rígida y frágil en el plano, de manera que las fuerzas transmitidas por la sacudida del suelo son elevadas y la ruina se ve acompañada por una acusada reducción de la resistencia y de la rigidez. Normalmente los daños suponen o bien el colapso o la fisuración diagonal en ambas direcciones (fisuración “X”). A menudo las grietas se concentrarán alrededor de las aberturas. Frecuentemente la fisuración seguirá el trazado de las juntas de mortero.

DIAPOSITIVA 15 La fisuración en "X" típica sufrida por la mampostería de esta escuela de Anchorage, Alaska, ilustra el efecto de los esfuerzos cortantes horizontales durante el terremoto. Los esfuerzos cortantes se concentran frente a las aberturas de las ventanas.

DIAPOSITIVA 16 Allí donde la mampostería se ensambla contra un pilar se produce el efecto de concentrar el cizallamiento en una longitud reducida, de manera que el elemento puede fallar a esfuerzo cortante (ruina por fragilidad) en lugar de por flexión (ruina por ductilidad).Normalmente este comportamiento se denomina el efecto del pilar corto.

Las implicaciones totales del comportamiento de la mampostería de relleno de la estructura son complejas. La ruina de las paredes fuera de plano es común y causa daños secundarios sustanciales.

Las figuras de la 5 a la 7 ilustran la interacción entre la mampostería de relleno y la estructura en la dirección del plano. La figura 5 muestra la interacción del panel de mampostería



Diapositiva 15



Diapositiva 16

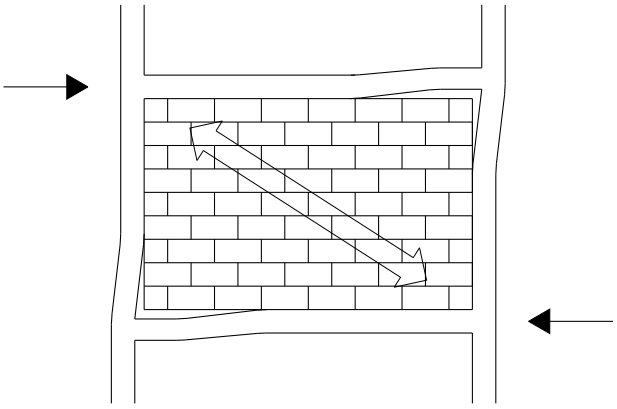


Figura 5 Interacción entre el pórtico y la mampostería de cerramiento

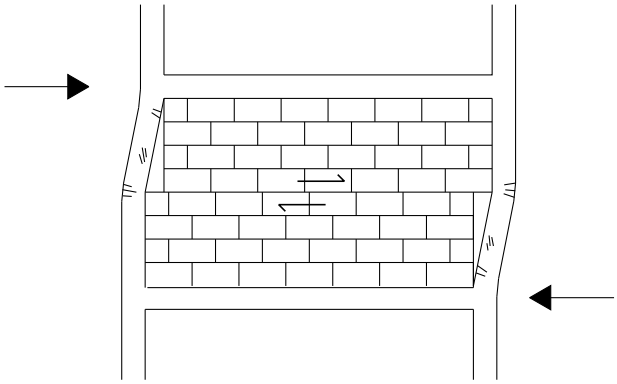


Figura 6 Interacción entre el pórtico y la mampostería de cerramiento sujeta a cortadura

no dañado con la estructura. La mampostería actúa como un refuerzo para la compresión diagonal en la dirección de la flecha, originando una rigidización sustancial de la estructura y la redistribución de los momentos de flexión y cizallamientos en la estructura. La figura 6 muestra el efecto del panel deformado horizontalmente y la redisposición de las fuerzas de la estructura. Una vez que el panel se ha deformado, el efecto del área de compresión diagonal se pierde. La figura 7 muestra la situación en la que la mampostería no ocupa la totalidad del panel, lo cual tiene como resultado un elevado esfuerzo cortante en la porción del pilar que carece de apoyo.

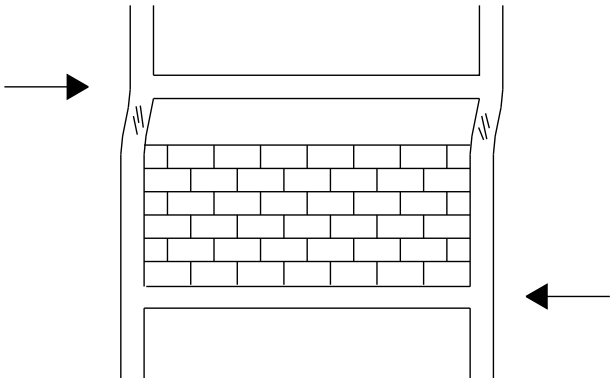


Figura 7 Interacción entre el pórtico y una mampostería que no ocupa la totalidad del hueco

La redistribución de fuerzas en el plano, debida al efecto de rigidización de la mampostería de relleno también tiene sus consecuencias. La estructura puede verse rigidizada, originando fuerzas dinámicas mayores y excentricidad adicional que hace que se puedan producir grandes fuerzas de torsión.

Algunos elementos pueden resultar dañados por la desviación, o desplazamiento entre plantas. Las ventanas y los elementos de revestimiento a menudo están conectados rígidamente a más de un nivel y, a menos que se hayan diseñado con ductilidad para el movimiento relativo en las ensambladuras, podrían sufrir rotura.

10. DEPÓSITOS

Las estructuras de acero de los depósitos constituyen un área especializada que se trata en la lección 21.6. Sufren el colapso por compresión en la pared del depósito (incluyendo el pandeo de “pie de elefante”) y la rotura de la ensambladura pared-suelo.

11. RESUMEN FINAL

- Los modos de colapso resultado de las cargas estáticas aplicadas en una única dirección, difieren de las debidas a la carga sísmica.
- Las estructuras adyacentes pueden impactar la una contra la otra a menos que se disponga un espacio suficiente entre ellas.
- Se debe considerar el comportamiento del sistema estructural principal tras la fluencia.
- Los terremotos exponen invariablemente tanto el diseño inadecuado como la construcción de calidad insatisfactoria.
- Otros defectos menores en la construcción pueden crear riesgos para la vida de las personas - mampostería o ventanas que se derrumban, etc.
- La interacción de la estructura con el terreno juega un papel importante.
- Las construcciones con paredes reforzadas o estructuras arriostradas “se comportan” favorablemente.

12. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Dowrick, D. J., “Earthquake Resistant Design”, John Wiley Second Edition 1989.

2. Key, D. E., “Earthquake Design Practice for Buildings”, Thomas Telford 1988.

3. Naeim, F., “Seismic Design Handbook”, Van Nostrand Rheinhold 1989.

4. “European Earthquake Engineering”, Structural Engineering Department, Politecnico di Milano, Milan, Italy.

5. “Earthquake Spectra”, Earthquake Engineering Research Institute, 6431 Fairmount Avenue, Suite 7, El Cerrito, California CA94530, USA.

6. “Earthquake Engineering & Structural Dynamics”, John Wiley.

13. AGRADECIMIENTOS POR LAS DIAPOSITIVAS

E. Booth, Earthquake Engineering Field Investigation Team (UK), and Ove Arup & Partners: Diapositivas 1, 2, 3, 5, 6, 7, 8, 12, 13, 14

Dr. C. Taylor, Earthquake Engineering Field Investigation Team (UK), and Bristol University: Diapositivas 9, 10

J. Meehan, Consulting Engineer, Sacramento, California: Diapositivas 9, 11, 15

Dr. D Key, CEO Research, Consulting Engineers, Bristol, UK: Diapositivas 4, 16

ESDEP TOMO 21
DISEÑO SÍSMICO

Lección 21.2: Introducción al Diseño Sísmico: Riesgo y Peligro Sísmico

OBJETIVOS/CONTENIDO

Ofrecer una introducción a la sismicidad, riesgo sísmico, peligro sísmico y medidas sísmicas.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Ninguna.

RESUMEN

Esta lección introduce la sismicidad, explicando los orígenes de los terremotos, y resume sus características tanto en términos generales como de ingeniería. Se demuestra la necesidad de las evaluaciones probabilísticas y se introduce el concepto de los espectros de respuesta. Se presentan los enfoques básicos para la concepción de la construcción contra los sismos y el Eurocódigo 8[1].

1. INTRODUCCIÓN

De entre todos los fenómenos naturales que han preocupado a la humanidad, los sismos son sin duda los más angustiosos. El hecho de que hasta ahora la aparición de los episodios sísmicos haya sido impredecible hace que sean especialmente temidos por el ciudadano medio, ya que éste percibe que no hay manera alguna de asegurar una preparación efectiva.

El efecto más temido de los terremotos lo constituyen los colapsos de las construcciones, ya que normalmente no sólo implican muertes, sino que representan enormes pérdidas tanto para los individuos como para la comunidad. Así pues, a pesar de que otras consecuencias de los sismos pueden incluir los corrimientos de tierras, la licuefacción del suelo y los "tsunamis", el objetivo de esta lección consiste en el estudio del movimiento sísmico desde el punto de vista del riesgo natural que supone para las construcciones y, especialmente, para las estructuras metálicas.

Los objetivos fundamentales de cualquier proyecto estructural consisten en la seguridad, utilizabilidad y economía. La consecución de estos objetivos por parte de los proyectos destinados a regiones de actividad sísmica es especialmente importante y difícil. La incertidumbre e impredictibilidad de cuándo, dónde y cómo va a afectar la ocurrencia de un sismo aumenta la dificultad global. Además, la falta de comprensión y capacidad para evaluar el comportamiento de las instalaciones construidas hace muy difícil que se alcancen los objetivos mencionados anteriormente.

La ocurrencia futura de terremotos puede considerarse como "riesgo sísmico", cuyas consecuencias representan lo que puede definirse como "peligro sísmico". Es importante que el estudio de estos dos conceptos se efectúe independientemente. El primero representa la acción de la naturaleza, y el segundo los efectos sobre las personas y las construcciones humanas.

2. EL EPISODIO SÍSMICO

2.1 Generalidades

El conocimiento y estudio de los episodios sísmicos pasados constituye una manera importante de predecir el riesgo sísmico potencial de las diferentes zonas de la tierra. Los informes relativos a los terremotos se remontan al Imperio Babilónico o al año 780 A.C. en China.

Una región que ha sufrido importantes terremotos (figura 1) es el cinturón que bordea el Pacífico que incluye los archipiélagos de Nueva Zelanda, Tonga y las Nuevas Hébridas, las Filipinas, Taiwán, Japón, las Islas Kuriles y las Aleutianas, Alaska, las costas occidentales de Canadá y los Estados Unidos, México, todos los países centroamericanos y la costa occidental de Sudamérica, desde Colombia hasta Chile. Otras regiones del mundo que también se han visto sometidas a terremotos devastadores son las zonas septentrional y oriental de China, el norte de la India, Irán, el sur de la Península Arábiga, Turquía, toda la parte sur de Europa, incluyendo Grecia, Yugoslavia, Italia y Portugal, el norte de África y algunos países caribeños.

A escala mundial, el terremoto más devastador de todos los que se han producido se cree que fue el que asoló la provincia de Shaanxi, en China, el 23 de enero de 1556. Este terremoto pudo causar la muerte de más de medio millón de personas. Más recientemente, otras dos provincias chinas, Ningxia en 1920 y Hebei en 1976, sufrieron terremotos que pueden haber provocado la muerte de varios cientos de miles de personas.

En Europa los primeros informes relativos a sismos se remontan al año 373 a.C. en Helice, Grecia. Otros terremotos catastróficos en Europa se produjeron en los años 365, 1455 y 1626 en Nápoles, 1531 y 1755 en Portugal, 1693 en Sicilia, 1783 en Calabria y 1908 en Messina. Se cree que cada uno de estos terremotos supuso la pérdida de entre 30.000 y 60.000 vidas. Incluso si la fiabilidad de estas cifras es cuestionable, ofrecen una idea de las consecuencias o del peligro que pueden producirse como resultado del riesgo sísmico en algunos países europeos.

Cada uno de estos importantes terremotos ha causado no sólo la pérdida de un gran número de vidas humanas como consecuencia del colapso de casas y otros edificios, sino que también han supuesto enormes pérdidas económicas cuya recuperación exigió en algunos casos largos períodos de tiempo. Las grandes pérdidas, humanas y económicas, que pueden esperarse como consecuencia de la ocurrencia de futuros terremotos, justifican la atención especial que se está dedicando al estudio del fenómeno de los terremotos y del riesgo sísmico.

2.2 Orígenes de los Seismos

Los sismos tienen su origen en la súbita liberación de energía acumulada en algunas zonas de la corteza terrestre y en la propagación resultante de ondas sísmicas.

Wegener introdujo el concepto de la deriva continental con el fin de explicar el origen de los continentes y porqué la corteza terrestre está dividida en placas que interactúan entre si. Las zonas de la tierra en las que se genera el mayor número de terremotos son las que están situadas en los límites de las placas. En algunos casos, los terremotos se producen debido a movimientos de solapamiento entre dos placas, como es el caso de la Placa del Pacífico que se desliza por debajo del continente sudamericano y, en otros casos, debido a los movimientos de deslizamiento entre las dos placas, como el caso de la falla de San Andrés en California. En el sur de Europa el límite entre las placas africana y euroasiática es responsable de algunos terremotos de gran magnitud, como, por ejemplo, el terremoto de 1755 que destruyó la mayor parte de la ciudad de Lisboa.

Otras zonas en las que se producen sismos son las fallas de las regiones situadas entre placas, debido a la acumulación de deformaciones causadas por las presiones en los límites de la placa. La mayor parte de los terremotos ocu-

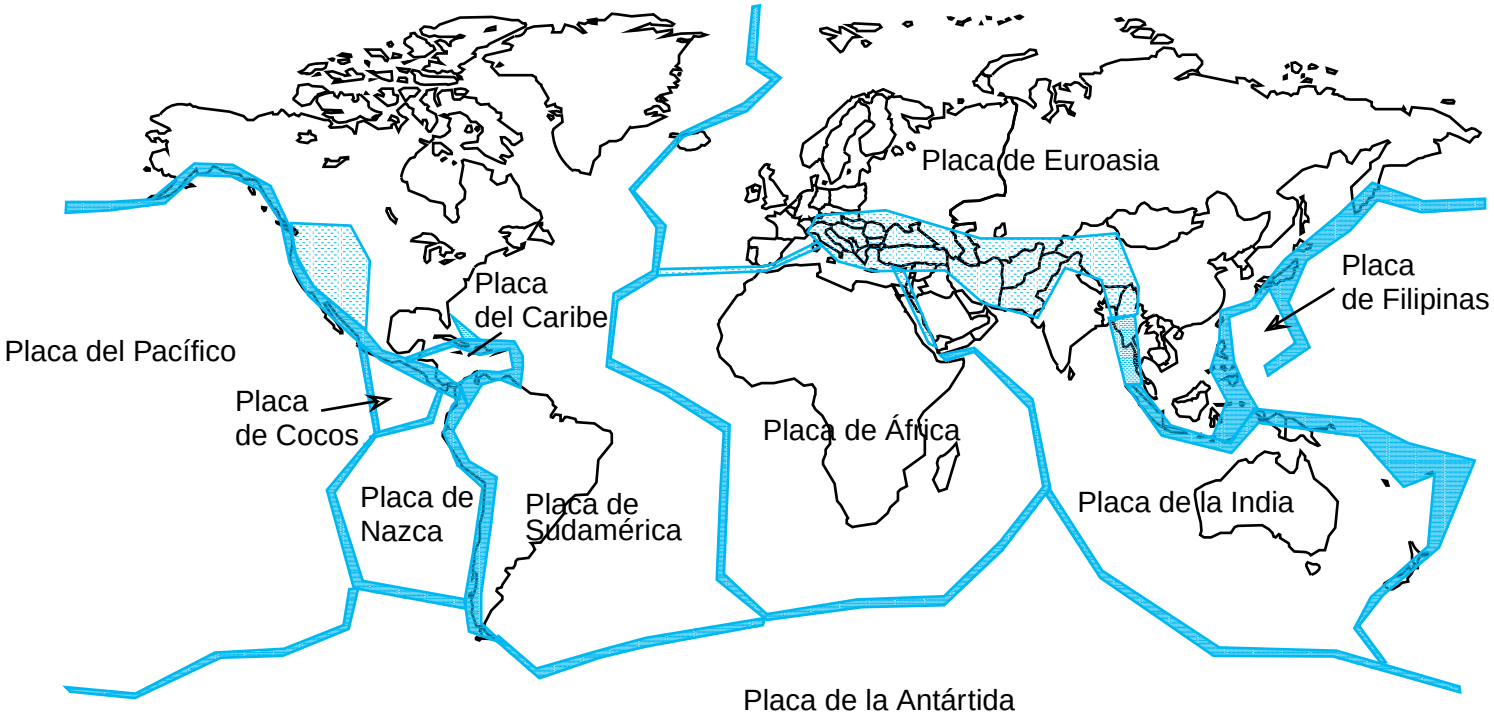

Placa de Euroasia
Placa
de Filipinas
Placa
del Caribe
Placa del Pacífico
Placa
de Cocos
Placa de África
Placa de la India
Placa de
Nazca
Placa de
Sudamérica
Placa de la Antártida

Figura 1

rridos en China se generan en la región situada entre placas. En el caso de Europa, es una región similar la que está presente en la mayor parte del sur del continente, aunque también en otras áreas centrales y septentrionales.

El punto o zona en el que se produce el deslizamiento sísmico en primer lugar se denomina habitualmente el foco o hipocentro. Generalmente el foco del terremoto está localizado a una cierta profundidad, conocida como la profundidad focal. La intersección de la línea vertical trazada a través del foco con la superficie del suelo recibe el nombre de epicentro (figura 2). Obviamente, las zonas más afectadas son las más cercanas al foco, lo que demuestra que la distancia al epicentro (o al hipocentro) es un factor significativo del riesgo sísmico.

La súbita liberación de energía en el foco genera ondas sísmicas que se propagan a través de las capas de roca y de suelo. Existen tres tipos básicos de ondas sísmicas; ondas P, ondas S y ondas superficiales que incluyen las ondas de Love y de Rayleigh. La diferencia de velocidad entre las ondas P y S permite, gracias a la diferencia del tiempo transcurrido hasta su recepción, la determinación de la distancia del hipocentro. Las velocidades típicas de las ondas P y S varían desde 100 m/s para las ondas S en suelos no consolidados (300 m/s para las ondas P) hasta 4.000 m/S para las ondas S en rocas ígneas (7.500 m/s para las ondas P).

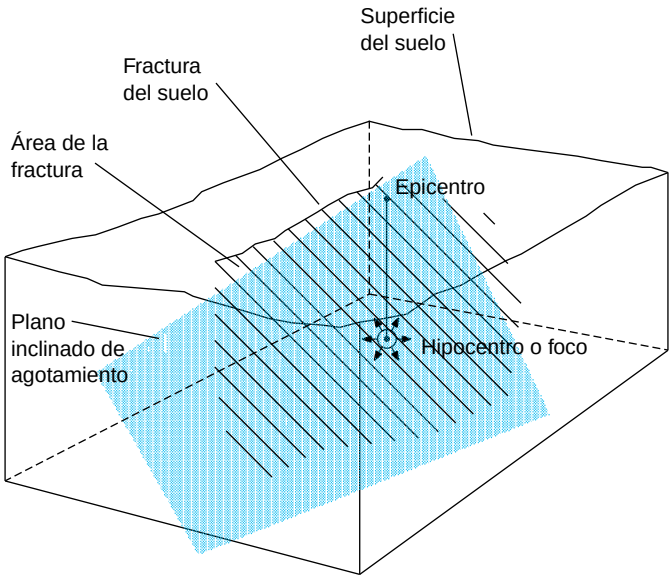


Figura 2

2.3 Características del Terremoto

La "magnitud" del terremoto, o lo que podría contemplarse como una escala sísmica, es un factor de gran importancia para una caracterización correcta de su riesgo potencial. La intensidad y la magnitud constituyen dos maneras distintas de "medir" los sismos que a menudo se confunden en los medios de comunicación.

El concepto de la magnitud, introducido en primer lugar por Richter y que todavía hoy lleva su nombre, representa una medida de los sismos que se supone es independiente del emplazamiento en el que se obtuvo la medida. Este concepto está relacionado con la amplitud de las ondas sísmicas corregidas con respecto a la distancia. Representa una medida universal de la magnitud de los sismos, independientemente de sus efectos. A pesar de que no existe un valor máximo para la magnitud de un terremoto, las dos magnitudes mayores registradas corresponden al terremoto de 1960 que se produjo frente a las costas de Ecuador y al terremoto de 1933 frente a la costa de Sanriku en Japón, ambos con una magnitud de 8,9. Se cree que el terremoto de 1755, localizado frente a las costas de Portugal, ha sido el mayor sismo de Europa, con una magnitud de 8,6.

La magnitud de un sismo puede relacionarse con otras medidas físicas de los sismos tales como la energía total liberada, la longitud de rotura de la falla, su área de rotura y el deslizamiento de la falla o el desplazamiento relativo ocurrido entre ambos lados de ésta. Varios autores han propuesto diversas relaciones. Las que se presentan en esta lección constituyen simplemente una indicación de los tipos de relaciones. Es factible presentar expresiones más precisas para las diferentes zonas sísmicas. Las relaciones aproximadas entre la magnitud (M), la energía total (E en ergios), la longitud de rotura de la falla (L en metros), el

Tabla 1 Escala de Intensidad de Mercalli Modificada (MMI)		Aceleración máxima del suelo (mm seg^{-2})
I	No es percibido por las personas.	< 2,5 x 10^{-3}
II	Tan sólo es percibido por unas pocas personas que se encuentran paradas, especialmente en los pisos más elevados de los edificios.	2,5 x 10^{-3} - 0,005
III	Percibido por muchas personas en el interior de edificios. Se percibe como la vibración causada por un camión ligero que circulara por las proximidades. Los objetos colgantes se balancean. Puede no ser reconocido como un terremoto.	0,005 - 0,010
IV	Percibido por la mayoría de las personas en el interior de los edificios y por unas pocas en el exterior. Se percibe como la vibración de un camión pesado que circulara por las proximidades. Los objetos colgantes se balancean notablemente. Los automóviles parados se balancean. Las ventanas, platos y puertas vibran; los vasos y la vajilla tintinean. Algunas paredes y marcos de madera crujen.	0,010 - 0,025
V	Percibido por la mayoría de las personas tanto dentro como fuera de los edificios; las personas que duermen se despiertan. Los líquidos se desplazan, produciéndose algunos derrames. Los pequeños objetos se desplazan o vuelcan; algunos platos y piezas de cristalería se rompen. Las puertas se mueven; los relojes de péndulo se paran. Los árboles y postes pueden temblar.	0,025 - 0,05
VI	Percibido por todas las personas. Muchas personas se asustan; algunas salen corriendo de los edificios. Las personas no pueden guardar el equilibrio cuando se mueven. Los platos, cristalería y algunas ventanas se rompen. Los objetos pequeños se caen de las baldas; los cuadros caen de las paredes. El mobiliario puede desplazarse. Los enlucidos poco resistentes y la mampostería D se agrietan. Las campanas de iglesias, etc, suenan. Árboles y arbustos tiemblan visiblemente.	0,05 - 0,10
VII	Las personas se asustan; es difícil permanecer de pie. Los conductores de automóviles perciben el temblor. Los objetos colgantes se agitan. El mobiliario se rompe. Las chimeneas poco resistentes se rompen. Ladrillos sueltos, piedras, baldosas, cantoneras, pretiles no reforzados y ornamentos arquitectónicos se desprenden de los edificios. Daños en la mampostería D; algunas grietas en la mampostería C. Se observan ondas en las aguas remansadas. Pequeños corrimientos a lo largo de los bancos de arena o grava. Las campanas grandes suenan. Las acequias de irrigación de hormigón resultan dañadas.	0,10 - 0,25
VIIII	Pánico generalizado; señales de pánico. La conducción de los vehículos se ve afectada. Los estucados se desprenden; algunas paredes de mampostería se derrumban. Se produce torsión y derrumbe en las chimeneas, chimeneas de fábricas, monumentos, torres y depósitos elevados. Las estructuras de las casas se desplazan sobre sus cimientos si no están fijadas. Graves daños en la mampostería D; daños y colapso parcial en la mampostería C. Algunos daños en la mampostería B, ninguno en la A. Los pilotes corroídos se rompen. Las ramas se desprenden de los árboles. El flujo o la temperatura del agua de manantiales o pozos puede alterarse. Aparecen grietas en suelos húmedos o pendientes acusadas.	0,25 - 0,5

Tabla 1 Continuación		Aceleración máxima del suelo (mm seg^{-2})
IX	Pánico generalizado. Daños en estructuras de buena construcción; extensos daños en el interior. Las estructuras porticadas se ven sacudidas y los cimientos, si no están fijados, se desplazan. La mampostería D resulta destruida; graves daños en la mampostería C, en ocasiones en forma de colapso total; la mampostería B resulta seriamente dañada. Daños en los cimientos, graves daños en los depósitos, las conducciones subterráneas se rompen. Grietas visibles en el suelo. En suelos de aluvión, la arena y el lodo son proyectados hacia arriba; se producen fuentes sísmicas y se forman cráteres.	0,5 - 1,0
X	La mayor parte de la mampostería y de las estructuras porticadas resultan destruidas junto con sus cimientos. Algunas estructuras de madera y puentes, construidos adecuadamente, resultan destruidos. Graves daños en presas, diques y embarcaderos. Grandes corrimientos de tierras. El agua avanza sobre las orillas de canales, ríos y lagos. La arena y el barro se desplazan horizontalmente sobre las playas y tierras llanas. Los raíles se doblan ligeramente.	1,0 - 2,5
XI	La mayor parte de las estructuras de madera y de mampostería se derrumban. Algunos puentes resultan destruidos. Aparecen grandes fisuras en el suelo. Las conducciones subterráneas quedan totalmente inutilizadas. Los raíles sufren graves deformaciones.	2,5 - 5,0
XII	Los daños son totales. Se desplazan grandes masas rocosas. Se observan olas en la superficie del suelo. Las líneas de ejes y de nivelación sufren deformaciones. Los objetos salen despedidos por el aire.	5,0 - 10,0

área de rotura de la falla (A en Km^2) y el desplazamiento de deslizamiento de la falla (D en metros) son:

$$\text{Log } E = 9{,}9 + 1{,}9\ M - 0{,}024\ M^2$$

$$M = 1{,}61 + 1{,}182 \log L$$

$$M = 4{,}15 + \log A$$

$$M = 6{,}75 + 1{,}197 \log D$$

La relación entre la energía y la magnitud indica que un terremoto de magnitud 8 libera unas 37 veces la energía liberada por un terremoto de magnitud 7. Es posible hacer la misma observación con respecto a las relaciones entre la magnitud y las medidas de la falla, que en este caso muestran que un aumento de un grado en la escala de Richter corresponde a un considerable aumento en términos del riesgo sísmico.

Una manera diferente de medir los sismos es la que se ha adoptado en base a una escala propuesta inicialmente por Mercalli y modificada posteriormente, conocida como la Intensidad de Mercalli Modificada (MMI). De acuerdo con esta escala (tabla 1), que oscila entre I y XII, la intensidad de un terremoto depende de los efectos observados sobre el paisaje, estructuras y personas en un emplazamiento concreto. Por lo tanto, la intensidad es variable según el emplazamiento y se basa en una apreciación subjetiva de las consecuencias del sismo. En la tabla 1 se presenta una correspondencia aproximada entre la MMI y la aceleración del suelo, un parámetro que se discutirá más adelante.

1. Cuando se alcanza la intensidad I, es posible que la causa sea debida a los efectos de terremotos de gran magnitud producidos a considerables distan-

cias en forma de movimiento de período largo. Estos efectos incluyen alteraciones en animales y plantas, balanceo de los objetos suspendidos y suaves movimientos oscilantes de las puertas, aunque es posible que las personas no perciban el temblor y no se reconozca que estos efectos son consecuencia de un terremoto.

2. En la tabla anterior, cada uno de los efectos del terremoto se incluye en el nivel de intensidad en el que aparece frecuentemente. Es posible que se observe con menor frecuencia o con menor intensidad en el nivel anterior (inferior) y con mayor frecuencia e intensidad en niveles más elevados.

3. Richter (1956) clasificó la calidad de la mampostería o de las construcciones de ladrillo de la siguiente manera:

   Mampostería A Buena ejecución del mortero y proyecto; reforzada, especialmente lateralmente y aparejada mediante la utilización de acero, hormigón, etc: proyectada para resistir los esfuerzos transversales.

   Mampostería B Buena ejecución del mortero; reforzada, pero no proyectada en detalle para resistir los esfuerzos transversales.

   Mampostería C Buena ejecución con mortero ordinario; no presenta debilidades extremas como la falta de sujeción en las esquinas, pero tampoco está reforzada ni proyectada contra los esfuerzos horizontales.

   Mampostería D Materiales poco resistentes, tales como adobe; mortero de baja calidad; niveles bajos en la ejecución; horizontalmente débil.

La figura 3 representa un mapa de las intensidades máximas observadas en Europa, basado en la recopilación de los efectos de episodios sísmicos anteriores; puede considerarse, por lo tanto, como una medida del peligro sísmico.

La duración del movimiento del suelo constituye otro parámetro de gran interés a la hora de evaluar el riesgo sísmico para un entorno sísmico en concreto. A pesar de que no existe una única definición para la duración de un sismo, todas las definiciones utilizadas con mayor frecuencia coinciden, por regla general, en que la duración de un sismo en un emplazamiento concreto aumenta con la magnitud, distancia epicentral y profundidad del suelo por encima del lecho de roca. La duración de un sismo constituye un parámetro muy importante, especialmente cuando se procede a la evaluación de la respuesta no lineal de las estructuras. La acumulación de los daños estructurales, que está relacionada con el comportamiento no lineal de la estructura, y puede provocar el colapso estructural, puede verse afectada en gran medida por el tiempo total que la estructura se ve sometida a un fuerte movimiento del suelo. Un terremoto de una magnitud concreta puede suponer un riesgo menor que otro sismo de magnitud similar pero de mayor duración o incluso que una serie de terremotos de menor magnitud.

Todas las medidas posibles de los terremotos que se han presentado hasta ahora tienen un interés limitado desde el punto de vista de la tecnología antisísmica. Las relaciones que se han establecido entre los diferentes parámetros no son deterministas e implican un alto grado de incertidumbre y variabilidad. Por otra parte, están relacionadas en mayor medida con los aspectos físicos del origen sísmico y, salvo en el caso de la Intensidad de Mercalli, cuya determinación se basa en un juicio subjetivo, no tienen en cuenta las características del emplazamiento ni la distancia del epicentro o del hipocentro.

La necesidad de una caracterización de la tecnología antisísmica justifica la utilización de parámetros alternativos, tales como la aceleración máxima del suelo o aceleración pico del suelo (a_g), observados durante el movimiento del suelo en un emplazamiento concreto. Se ha

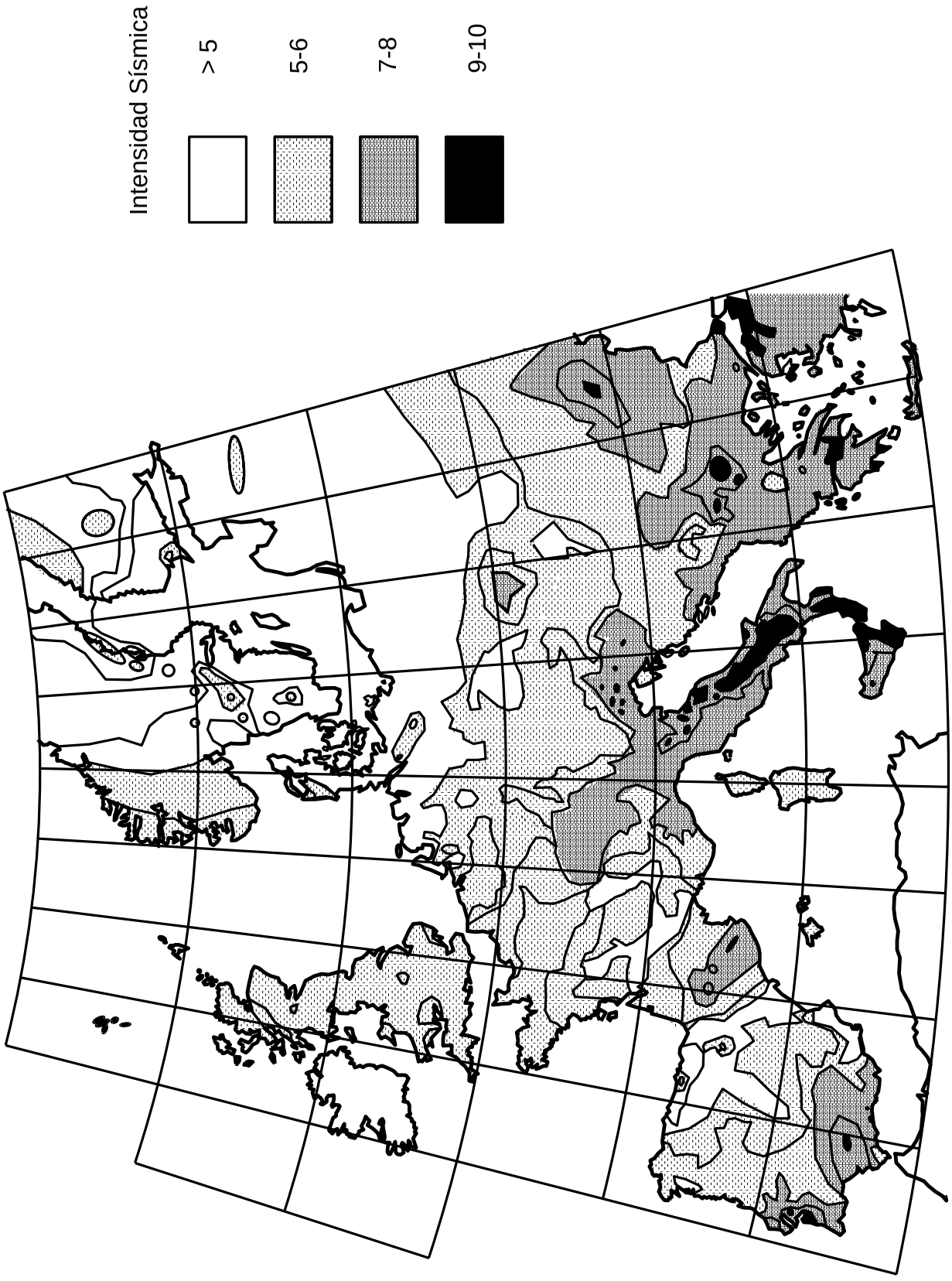


Figura 3

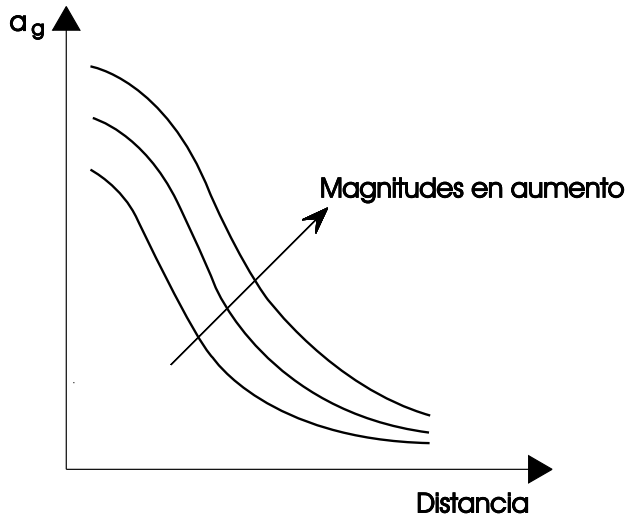


Figura 4

observado que la aceleración máxima se muestra estadísticamente dependiente de la magnitud de los terremotos. Por lo tanto, es dependiente de la intensidad de la fuente sísmica y también se muestra altamente dependiente de la distancia epicentral y de las características del suelo y otras condiciones locales del emplazamiento. La figura 4 muestra el tipo de relación existente entre a_g y la distancia para diferentes magnitudes de los sismos.

Existen relaciones aproximadas entre la Magnitud de Richter, la Intensidad Modificada de Mercalli y a_g que se observan en la zona del epicentro. No obstante, estas relaciones muestran una gran dependencia con respecto a otros parámetros tales como las condiciones locales del suelo e incluso el tipo del origen sísmico.

Se dispone de instrumental para la medición de los movimientos del terreno causado por los sismos. Algunos instrumentos miden los desplazamientos del suelo y reciben el nombre de sismógrafos. Existe otro tipo de dispositivo, denominado acelerógrafo, que se utiliza para medir las aceleraciones del suelo. Los acelerógrafos registran las aceleraciones del suelo y el registro que se obtiene se denomina acelerograma. En la figura 5 se representa un acelerograma típico, que muestra la aceleración pico del suelo (a_g).

Conociendo, para un terremoto y emplazamiento en particular, las aceleraciones en las tres direcciones ortogonales es posible evaluar la respuesta de una estructura cuando ésta se ve sometida a ese sismo concreto.

No obstante, es posible que para un emplazamiento en particular exista más de una fuente sísmica potencial y, aún proviniendo de la misma fuente concreta, es posible que se produzcan terremotos cuyas magnitudes, duraciones y aceleraciones pico del suelo sean diferentes. Además, incluso en el caso de un mismo sismo, los acelerogramas obtenidos en diferentes emplazamientos pueden diferir significativamente, dependiendo de las condiciones locales del emplazamiento. Terremotos anteriores han demostrado que la geometría y las propiedades del suelo ejercen una gran influencia sobre las características de los acelerogramas obtenidos. Debido a ello, es preciso hacer gala de una gran cautela cuando se procede a la utilización de acelerogramas obtenidos en sismos anteriores. Cabe la posibilidad de que no representen correctamente las aceleraciones del suelo en los episodios posteriores.

El conocimiento del movimiento sísmico del suelo constituye un aspecto esencial de la caracterización del riesgo sísmico. El acceso a los acelerogramas de diferentes sismos, ocurridos en diferentes entornos sísmicos, para diversas magnitudes y distancias

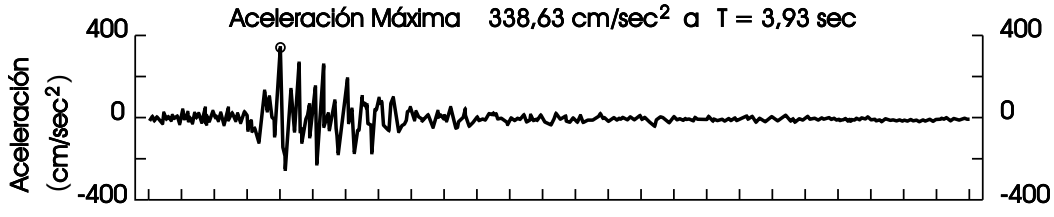


Figura 5

al epicentro y en diferentes condiciones del suelo, proporciona una base única para la caracterización del movimiento del suelo y para la determinación de su parámetro más influyente. Durante la década anterior se ha utilizado una amplia gama de acelerogramas del movimiento del suelo, lo que ha permitido unos cálculos más fiables del movimiento sísmico. Así pues, se obtiene una evaluación probabilística de las aportaciones energéticas de los terremotos para su utilización en la aplicaciones de la tecnología antisísmica.

Entre los aspectos objeto de estudio mediante series de acelerogramas del movimiento del suelo se incluyen la influencia del tipo de acción sísmica, la distancia hipocentral, el recorrido seguido por la propagación de las ondas, la orientación del emplazamiento con respecto a la línea de la falla, las condiciones locales del suelo y la topografía local.

Durante la vida de una estructura existe una cierta probabilidad de que ésta se vea sometida a uno o más terremotos. La probabilidad depende tanto del entorno sísmico como de la duración del período proyectado de utilización de la estructura. La probabilidad de que se produzca un sismo de gran magnitud y, por lo tanto, con valores de a_g elevados, durante la vida de la estructura es menor que la probabilidad de que se produzcan sismos de menor magnitud. Es posible calcular el número de sismos (N) que tengan una magnitud (M) o superior al año mediante la utilización de fórmulas de recurrencia del tipo:

$$\log N = a - b\,M$$

donde a y b son parámetros dependientes de las condiciones locales.

Para cada zona sísmica, basándose en los episodios sísmicos anteriores, es posible obtener fórmulas de recurrencia, que proporcionan la probabilidad anual de ocurrencia de sismos de una cierta magnitud, o el período de retorno de la ocurrencia de un sismo de una magnitud en particular. Puesto que es posible relacionar la magnitud con a_g, estos tipos de relaciones proporcionan el período de retorno de la ocurrencia de un cierto nivel de aceleración del suelo. De acuerdo con el intervalo de tiempo que se haya de adoptar, que depende del nivel de riesgo que se acepte, es posible determinar el valor de a_g correspondiente. Este valor de a_g representa la aceleración pico del suelo que se superará con una cierta probabilidad, necesariamente muy reducida, asumiéndose, por lo tanto, un cierto grado de peligro sísmico.

Las diferencias entre las aceleraciones del suelo pasadas y futuras se producirán no sólo en términos de los valores máximos observados (a_g), sino también en términos del contenido de frecuencias. Por lo tanto, el contenido de la frecuencia de los registros sísmicos constituye otro aspecto que es necesario examinar en cualquier estudio del riesgo sísmico. La transformada de Fourier, la función de la densidad espectral o espectro energético y el espectro de la respuesta constituyen maneras diferentes de caracterizar un acelerograma en el dominio de la frecuencia. Es necesario tener en cuenta que las recomendaciones de el Eurocódigo 8 permiten la utilización de acelerogramas, espectros energéticos o espectros de la respuesta para proceder a la definición del movimiento sísmico en lo relativo a los fines del análisis estructural. Este último enfoque es el que se discutirá en esta lección debido a que es el más simple de todos los que hay disponibles y que tienen una aplicación directa al análisis estructural.

2.4 Espectro de Respuesta

El espectro de respuesta de un sismograma concreto consiste en la representación de una cierta cantidad de la respuesta máxima de un sistema de un único grado de libertad lineal amortiguado como una función de la frecuencia natural de dicho sistema.

Por ejemplo, en el caso del sistema que se muestra en la figura 6, con una masa m, rigidez K, amortiguamiento c (dependiente de la velocidad), desplazamiento del suelo d_g y desplazamiento de la masa con relación al suelo d_r, la ecuación del movimiento puede escribirse de la siguiente manera:

$$m(\ddot{d}_g + \ddot{d}_r) + c\,\ddot{d}_r + kd_r = 0$$

o

$$m(\ddot{d}_r + \ddot{d}_r) + c\,\dot{d}_r + kd_r = -m\ddot{d}_g$$

Esta ecuación del desplazamiento relativo es la misma que la de una masa con base fija sometida a una fuerza horizontal $-m\ddot{d}_g$. La introducción de la frecuencia natural del sistema no amortiguado $w = \sqrt{k/m}$, el período natural del sistema no amortiguado T $2\pi/w$, y la razón de amortiguamiento $\zeta = c/2mw$ proporciona

$$\ddot{d}_r + 2\zeta w\dot{d}_r + w^2 dr = -\ddot{d}_g$$

con la solución

$$d_r = -\frac{1}{w_D}\int_0^t \ddot{d}_g(l)\exp[-\zeta w_D(t-\tau)]\sin w_D\,\tau\,d\tau$$

donde

$w_D = w\sqrt{1-\zeta^2}$ es la frecuencia natural del sistema amortiguado.

$\zeta = 1$ corresponde al amortiguamiento crítico $c_{cr} = 2\sqrt{km}$.

Para un acelerograma concreto, es decir, para un $\ddot{d}_g$ concreto, el máximo de d_r, para un valor concreto de ζ, puede determinarse para cada w_D. Normalmente se utiliza como referencia el valor $\zeta = 0{,}05$ y se introduce un coeficiente de corrección η para amortiguamientos distintos del 5%.

En la figura 7 se muestra un espectro de la respuesta de la aceleración típico para tres valores de la razón de amortiguamiento.

Los dos parámetros que influyen en mayor medida sobre la forma del espectro de la respuesta, o su contendido de la frecuencia, son el tipo de sismo y las condiciones locales del suelo. La influencia de estos dos parámetros sobre la forma de la respuesta se produce como resultado del fenómeno de la resonancia. En realidad, el hecho de que un sismo concreto tenga una predominancia de energía centrada en un campo de frecuencia en particular provoca que el espectro de la respuesta tenga amplitudes mayores en ese mismo campo de la frecuencia. Dos aspectos que pueden producir diferencias en los espectros son la distancia del emplazamiento a la fuente sísmica y las características locales del suelo. Las grandes distancias hipocentrales tienden a disminuir los componentes de alta frecuencia del movimiento local del suelo. Asimismo, los suelos blandos también tienden a amplificar los componentes de baja frecuencia del movimiento del suelo, mientras que en el caso de los suelos duros, los componentes de alta frecuencia se amplifican.

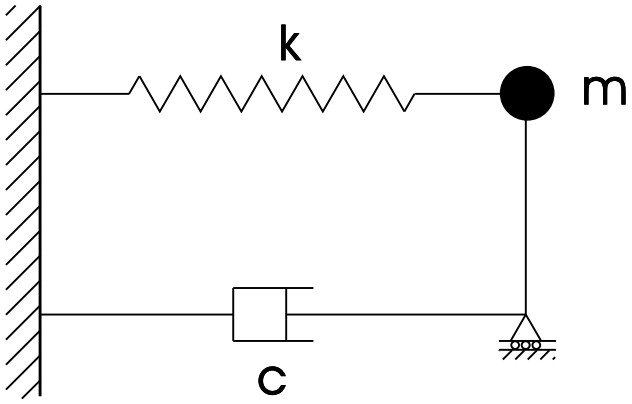


Figura 6

En el pasado se observó que el comportamiento de estructuras similares sometidas a

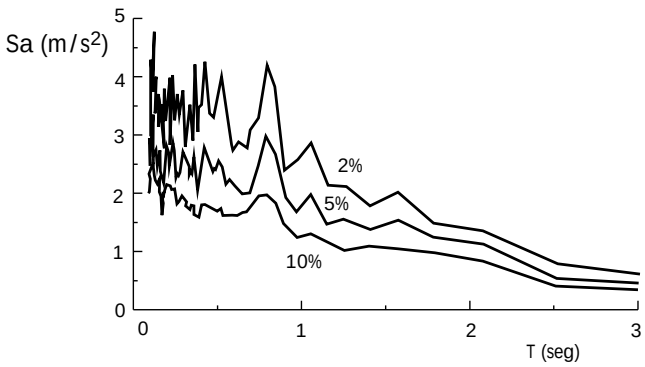


Figura 7

los mismos sismos mostraba grandes diferencias debido a las condiciones locales del suelo. En el terremoto de 1967 de Caracas, Venezuela, se observó que los daños sufridos por los edificios no eran uniformes en toda la ciudad. Los edificios altos con cimientos situados sobre capas del suelo gruesas y blandas mostraban daños mucho más graves que los que se observaban en los mismos tipos de edificios cuyos cimientos se encontraban sobre suelos más rígidos. En el caso de los edificios de poca altura se observó lo contrario; mostraban mayores daños en el caso de cimientos situados sobre los suelos más rígidos. Esta observación demostró que es posible que dos suelos distintos filtren el movimiento de un mismo sismo de diferente manera. Así pues, el impacto sísmico sobre una estructura puede ser variable dependiendo de las condiciones locales del suelo. Por lo tanto, la interacción entre el desplazamiento del suelo y las características estructurales reviste una gran importancia para la evaluación tanto de la respuesta sísmica de las estructuras como del peligro sísmico asociado.

3. CARACTERIZACIÓN DEL TERREMOTO PARA EL PROYECTO ESTRUCTURAL

El hecho de que, en el caso de una fuente y emplazamiento sísmicos concretos, no se hayan observado terremotos de una magnitud, intensidad o aceleración pico del suelo superiores a ciertos valores no significa que estos valores no puedan observarse en el futuro. Por lo tanto, los valores máximos probables o posibles han de determinarse mediante la utilización de un enfoque probabilístico. Además, si se determinan los valores probabilísticos máximos para los sismos que pudieran producirse durante un cierto período futuro de tiempo, los valores diferirán de los que se hagan con relación a otro período de tiempo diferente. El período de retorno de un terremoto de unas características concretas puede definirse como la inversa de la probabilidad anual de la ocurrencia de dicho episodio. Cuanto mayor sea el episodio sísmico, mayor será el período de retorno correspondiente, tal y como demuestran las fórmulas de recurrencia introducidas anteriormente.

Si se conoce el sismo para el que es necesario proyectar la estructura, así como su período de retorno, y si también se conoce el período de la vida proyectada de la estructura, es posible determinar la probabilidad de que la estructura se vea sometida a ese sismo durante su vida. La evaluación de esta probabilidad consiste en la evaluación de un parámetro del peligro sísmico. Para proceder a la evaluación del peligro sísmico global se debe combinar este tipo de información con la información relativa a la probabilidad simple de colapso o malfuncionamiento de la estructura si el proyecto de ésta se ajusta a ciertos niveles y normas de resistencia y ductilidad.

Sismos diferentes producen espectros de la respuesta distintos. No sólo los valores máximos de la aceleración del suelo (a_g) diferentes producen valores del espectro máximos distintos, sino que también los acelerogramas distintos producirán formas diferentes de los espectros, incluso con el mismo valor de a_g. En vista de ello, es necesario que la utilización de los espectros de la respuesta con el objeto de caracterizar un cierto episodio sísmico tenga en cuenta la influencia de algunos aspectos importantes, tales como la naturaleza y distancia de la fuente sísmica y las características del suelo.

Debido a estas razones, la evaluación de los espectros de la respuesta para los fines del proyecto debe incluir un estudio probabilístico de los episodios sísmicos. Este estudio habrá de definir la aceleración máxima del suelo y la forma del espectro de la respuesta que se vaya a considerar, para cada fuente sísmica y para cada tipo distinto de suelo. Normalmente, para la obtención de esta definición se utilizan medios estadísticos. Generalmente, los espectros utilizados para los fines del proyecto, así como los que se presentan en las normas, son los gráficos suavizados de los valores máximos creíbles de los espectros correspondientes, para un cierto nivel de aceptación de riesgo, en términos del origen sísmico y de las condiciones locales del suelo y obtenidos para varios sismos.

Los diferentes niveles de aceptación del riesgo también están relacionados con la importancia de la estructura que se ha de proyectar. Las consecuencias catastróficas producto del colapso o malfuncionamiento de edificios importantes y de otras estructuras, tales como hospitales, parques de bomberos, centrales generadoras, escuelas, presas, puentes importantes, etc, exigen que el proyecto de estas estructuras se efectúe de acuerdo con un nivel de riesgo menor que en el caso de las estructuras normales. Este nivel inferior se consigue efectuando el proyecto de estas estructuras de acuerdo con un período de retorno del sismo mayor y, por lo tanto, valores más elevados de aportación sísmica. Este enfoque significa en realidad que el proyecto de estas estructuras se efectúa de manera que exista una probabilidad menor tanto de daños como de colapso en el caso de futuros sismos.

Del mismo modo, también es posible utilizar diferentes niveles de probabilidad de ocurrencia de sismos para diferentes filosofías de la

concepción de la construcción. En el caso de las estructuras normales, la elección de un nivel sísmico que tenga una probabilidad muy reducida de ser superado va asociada normalmente a un proyecto destinado a evitar el colapso estructural y, por lo tanto, la pérdida de vidas humanas, incluso si la estructura sufre daños de importancia y ha de ser reconstruida. En el caso de los niveles sísmicos cuya probabilidad de ocurrencia es mayor y que, por lo tanto, pueden producirse con mayor frecuencia durante la vida de la estructura, el objetivo del proyecto no consiste en evitar el colapso, sino más bien en garantizar que no se produzcan daños sustanciales y que la estructura mantenga su utilizabilidad.

Normalmente, los espectros de respuesta se presentan en formato normalizado, como es el caso del espectro de respuesta elástico normalizado de el Eurocódigo 8. Está normalizado con respecto a la aceleración pico del suelo (a_g), es decir, es independiente de a_g y, por lo tanto, puede utilizarse para valores diferentes de la aceleración máxima prevista para el emplazamiento. Este enfoque permite la utilización de los mismos espectros para condiciones de la intensidad del movimiento del suelo diferentes. En otras palabras, permite que se consideren los sismos correspondientes a diferentes períodos de retorno y, por lo tanto, a diferentes aceptaciones del riesgo sísmico.

De acuerdo con el Eurocódigo 8 y otras regulaciones nacionales, el espectro de respuesta elástico que se ha de utilizar para los fines del proyecto depende de varios parámetros, tales como la zona sísmica, el tipo de acción sísmica, las condiciones locales del suelo y la razón de amortiguamiento viscoso de la estructura.

Es posible caracterizar la zona sísmica mediante la intensidad de la acción sísmica. Esta caracterización se consigue a través de la normalización de los espectros de respuesta con respecto a un cierto nivel de a_g. Normalmente, el espectro de respuesta para el movimiento vertical se define como un porcentaje de ésta para las dos direcciones ortogonales horizontales. En el Eurocódigo 8 se sugiere un porcentaje del 70%.

La aceleración máxima que se ha de utilizar en cada región europea se define de acuerdo con los estudios de microzonación para cada zona, dependiendo de los parámetros del riesgo sísmico local. Esta definición es responsabilidad de las autoridades nacionales.

El espectro de respuesta elástico normalizado β_e (T) (figura 8) se define mediante cuatro parámetros, β_o, T_1 T_2 y k, de acuerdo con las siguientes expresiones:

$0 < T < T_1$ $\quad \beta_e (T) = 1 + T/T_1 (\beta_o - 1)$

$T_1 < T < T_2$ $\quad \beta_e (T) = \beta_o$

$T_2 < T$ $\quad \beta_e (T) = (T_2/T)^k \beta_o$

donde

T es el período natural de vibración de la estructura, o la inversa de la frecuencia natural (Hz)

β_o es el máximo del valor espectral normalizado que se asume constante para los períodos entre T_1 y T_2

k es un exponente que influye sobre la forma del espectro de respuesta para períodos de vibración superiores a T_2

Los valores de los períodos de transición T_1 y T_2, también conocidos como las inversas de las frecuencias esquinales, dependen fundamentalmente de la magnitud del terremoto y de los ratios entre la aceleración máxima del suelo,

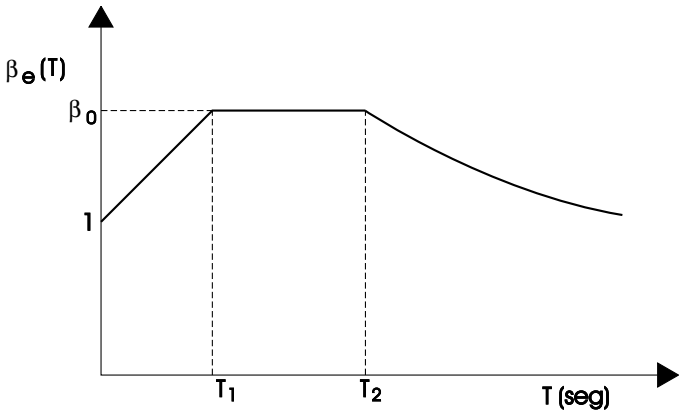


Figura 8

la velocidad del suelo y el desplazamiento del suelo.

Los valores básicos que proporciona el Eurocódigo 8[1] son aplicables para el movimiento del suelo en el lecho de roca o en condiciones de suelo firme. Si las características del suelo difieren de las consideradas, es posible escoger otros valores de los parámetros de manera que la forma del espectro de la respuesta se modifique en consecuencia. El Eurocódigo 8 considera tres perfiles diferentes del suelo (A, B y C). Para cada uno de estos perfiles del suelo se aplican parámetros diferentes (β_o, T_1 T_2 y k). El espectro de respuesta local, β_s (T), puede obtenerse mediante la corrección del espectro de respuesta elástico por medio de un parámetro del suelo S, que también depende del perfil del suelo.

$$\beta_s (T) = S \beta_e (T)$$

A pesar de que la forma básica del espectro de respuesta es uniforme y es la misma para los proyectistas de todos los países de la Unión Europea, los parámetros que definen el espectro de respuesta también son responsabilidad de las autoridades nacionales de cada país. Estos parámetros pueden variar incluso entre las diferentes regiones de un mismo país. Esta variación se debe al hecho de que cada región europea tiene una sismicidad diferente.

El valor β_o es la amplificación espectral máxima. Depende de la probabilidad de que sea superado, seleccionada en lo relativo a la aceleración pico del suelo, de la razón de amortiguamiento, de la duración del movimiento del suelo y de su contenido en frecuencia. De acuerdo con el Eurocódigo 8, en el caso de un sismo de 20 a 30 segundos y un amortiguamiento del 5%, el valor de β_o = 2,5 corresponde a una probabilidad de que no se supere entre el 70 y 80% [1].

El exponente k depende del contenido en frecuencia y de la probabilidad seleccionada de que se supere. Describe la forma del espectro de respuesta para los períodos mayores (frecuencias menores).

La utilización del espectro de respuesta elástica simultáneamente con el cálculo elástico no tiene en cuenta la capacidad de una estructura para resistir acciones sísmicas por encima del límite elástico. Si bien puede asumirse que el comportamiento de la estructura será lineal en los sismos de pequeña magnitud, en el caso de los sismos de mayor magnitud, resultaría prácticamente imposible y económicamente inviable efectuar el proyecto de la estructura partiendo de la hipótesis del comportamiento lineal. Para los sismos de mayor magnitud, es necesario asumir que la estructura dispone de una cierta capacidad para disipar la aportación de energía del terremoto mediante el comportamiento no lineal, incluso si esto implica la existencia de daños estructurales a pesar de la garantía que supone de que se evita el colapso.

Así pues, para los fines del proyecto, y para evitar la necesidad de efectuar análisis no lineales, se introduce el concepto del coeficiente de comportamiento (q), con el fin de corregir los resultados obtenidos mediante el análisis lineal y de calcular la respuesta no lineal. Estos coeficientes de comportamiento, que se presentarán más detalladamente en otras lecciones, tienen en cuenta la disipación de energía mediante el comportamiento dúctil. Por lo tanto, dependen de los materiales, del tipo y características del sistema estructural y de los niveles de ductilidad asumidos. El Eurocódigo 8 define los valores de q que se han de adoptar en el caso de estructuras metálicas, de acuerdo con algunos criterios que se presentarán en lecciones posteriores.

Basándose en los coeficientes q, es posible definir los espectros de respuesta de proyecto para análisis lineal, a utilizar para los fines del proyecto.

Los espectros de respuesta de proyecto para análisis lineal se definen en el Eurocódigo 8 de la siguiente manera:

$0 < T < T_1 \quad \beta (T) = \alpha S [1 + T/T_1 (\eta \beta_o/q - 1)\]$

$T_1 < T < T_2 \quad \beta (T) = \alpha \eta S \beta_o/q$

$T_2 < T \quad \beta (T) = (T_2/T)^k \alpha \eta S \beta_o/q$

donde

T, β_o, T_1, T_2 y k tienen el mismo significado indicado anteriormente.

α es la razón de la aceleración pico del suelo a la aceleración de la gravedad.

η es un factor del lado de la seguridad para las razones de amortiguamiento distintas de 5%.

q es el coeficiente de comportamiento que puede depender de T.

La influencia de la razón de amortiguamiento estructural se obtiene mediante:

$$\eta = \sqrt{(5 / \zeta)}; \eta > 0,70$$

donde ζ es el valor del ratio del amortiguamiento viscoso expresado en forma de porcentaje.

De acuerdo con el Eurocódigo 8, si existe la posibilidad de que un emplazamiento concreto se vea afectado por dos fuentes sísmicas, puede resultar necesaria la utilización de dos espectros de respuesta diferentes con el objeto de cuantificar la aportación sísmica y la respuesta [1]. Esta posibilidad puede presentarse en el caso de emplazamientos que puedan verse afectados por sismos de gran magnitud, con grandes distancias epicentrales, y, simultáneamente, por terremotos menores pero cercanos. En este caso, a pesar de que es posible que los valores de a_g o β_o sean bastante similares, las formas de los dos espectros correspondientes pueden variar sustancialmente (figura 9). Como resultado de ello, es posible que algunas estructuras se vean afectadas en mayor medida por uno de los sismos, mientras que otras pueden resultar más afectadas por el otro.

Si se precisa de un análisis más sofisticado, se ha de efectuar el análisis no lineal o se ha de efectuar un proyecto alternativo, resulta necesaria la utilización de las evoluciones en función del tiempo de los sismos, o de los registros de la aceleración del suelo. Cuando no se dispone de los suficientes acelerogramas de sismos registrados con anterioridad o cuando los existentes no pertenecen al mismo entorno sísmico, existe la posibilidad de utilizar sismos generados artificialmente. Hay varias metodologías alternativas para la generación de terremotos artificiales. La única limitación consiste en que las historias generadas han de ser consistentes con el espectro de respuesta correspondiente al caso objeto de estudio. La misma premisa se puede aplicar a la utilización de los espectros energéticos con el objeto de representar la acción sísmica.

Como observación final con respecto a la caracterización del movimiento sísmico, es necesario considerar los efectos de la variabilidad espacial de éste. La aportación sísmica puede variar entre apoyos. Las diferencias se deben a diversos factores, tales como las dimensiones globales de la estructura, las grandes distancias entre dos apoyos de la misma estructura o al hecho de que es posible que una estructura presente diferentes condiciones en su cimentación, tanto en términos de los tipos de cimientos como del suelo. En este caso, es necesario utilizar un modelo espacial de la acción sísmica, teniendo en cuenta un modelo de propagación de ondas.

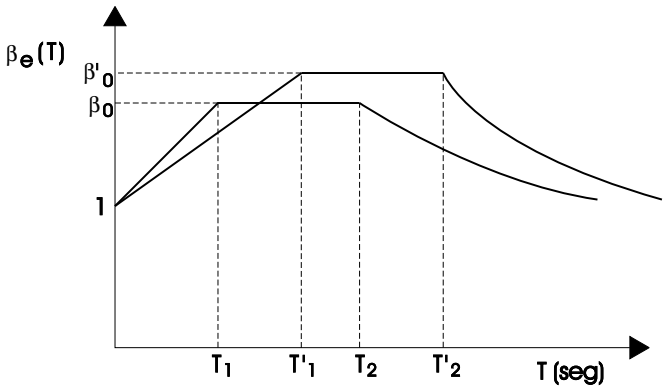


Figura 9

4. OBSERVACIONES FINALES

Las consecuencias sociales de los terremotos, tanto en términos de daños personales como de pérdidas económicas directas e indirectas justifican la necesidad de estar preparados ante los sismos. La predicción de los terremotos sigue siendo difícil e, incluso si llegaran a ser predecibles, constituirían una amenaza para los edificios y otras construcciones. Por lo tanto, la preparación ante los sismos consiste fundamentalmente en unos procedimientos adecuados de la concepción de la construcción estructural para las cargas sísmicas. Con el fin de lograr un procedimiento correcto del proyecto y, de esta manera, reducir el peligro sísmico, es necesario, en primer lugar, disponer de un conocimiento correcto de la aportación sísmica, o del riesgo sísmico. Es por lo tanto fundamental, simultáneamente al estudio del comportamiento de las estructuras cuando se ven sometidas a la carga sísmica, el estudiar el movimiento sísmico, su origen y los parámetros que influyen en mayor medida sobre las características del movimiento.

5. RESUMEN FINAL

Los sismos son fenómenos naturales que han ocasionado tremendas pérdidas personales y materiales en todo el mundo, incluyendo extensas áreas de Europa.

El proyecto de estructuras sísmicamente resistentes exige una comprensión del riesgo sísmico.

La “medición” de un sismo puede efectuarse mediante diferentes parámetros, tales como la magnitud, intensidad, aceleración pico del suelo, espectro energético y espectro de respuesta. La duración y el contenido de la frecuencia del movimiento, y de las condiciones locales del suelo son parámetros que influyen tanto sobre las características del movimiento sísmico, como sobre su espectro de la respuesta.

El enfoque basado en el espectro de respuesta presentado en el Eurocódigo 8, y que puede utilizarse para el proyecto estructural atiende a un enfoque probabilístico de la definición del movimiento sísmico [1].

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 8: “Structures in Seismic Regions - design”, CEN (en preparación).

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Clough, R. W. and Penzion, J., Dynamics of Structures, McGraw-Hill - International Student Edition, 1975.

2. Gere, K. M. and Shah, H. E., Terra Non Firma - Understanding and preparing for earthquakes, Stanford Alumni Association, Stanford, USA, 1984. Catalogue of European earthquakes with intensities higher than 4, Commission of the European Communities, 1991.

3. Dowrick, D. J., Earthquake Resistant Design, Wiley and Sons, 1987.

ESDEP TOMO 21
DISEÑO SÍSMICO

Lección 21.3: Comportamiento Clínico de Elementos y Uniones de Acero

OBJETIVOS/CONTENIDO

Proporcionar unos conocimientos básicos relativos a los recursos de ductilidad de los elementos y uniones metálicas bajo carga cíclica.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Ninguna.

RESUMEN

Tras efectuar una breve introducción y una descripción del comportamiento cíclico del material, esta lección examina el procedimiento de ensayo recomendado por ECCS para la evaluación del comportamiento de los elementos de acero bajo cargas cíclicas en el contexto de un proyecto sísmicamente resistente. También se presenta una descripción de la secuencia de carga y los parámetros interpretativos del procedimiento de ensayo recomendado, así como la utilización de los mismos.

Se ofrece una visión global de los trabajos de investigación recientes realizados en Europa. Se presentan los resultados experimentales del comportamiento cíclico de elementos de arriostramiento, vigas laminadas, pilares, conexiones viga/pilar y enlaces en cizallamiento para los pórticos metálicos reforzados excéntricamente con el objeto de ilustrar el comportamiento típico y los fenómenos físicos relacionados con los modos de colapso y el deterioro de la resistencia. Se discute una comparación entre el comportamiento cíclico de diferentes conexiones detalladas (uniones soldadas totalmente, uniones atornilladas con perfiles angulares, platabandas, alas).

1. INTRODUCCIÓN

Hoy en día, los productos laminados de acero, tales como secciones tubulares o en doble T, están disponibles en una gran variedad de tipos y dimensiones, una variedad que supera a la existente en el pasado. Su utilización permite la obtención de una amplia gama de elementos y conexiones estructurales.

Los elementos de acero tienen la ventaja de que resulta fácil construir elementos de un tamaño muy grande. Se los puede considerar como el material de construcción más apropiado con el fin de asegurar la resistencia sísmica de las estructuras de gran tamaño. Tanto el rendimiento como la ductilidad de los elementos y conexiones estructurales pueden verse afectados por muchos factores.

Con frecuencia, los elementos de acero tienen una gran esbeltez y secciones esbeltas debido a su alta resistencia y es posible que se produzcan varios tipos de pandeo, tales como el pandeo por flexión del elemento en su totalidad, el pandeo lateral de las vigas, y la abolladura de los elementos de chapa que constituyen el elemento.

En los Eurocódigos, las secciones transversales se clasifican en función a las proporciones y condiciones de carga de cada uno de sus elementos a compresión. Los elementos a compresión incluyen todos los componentes de la sección que se encuentren total o parcialmente a compresión. Bajo carga cíclica, el aumento de la razón anchura/espesor de los elementos a compresión reduce la resistencia, la ductilidad y la energía disipada, lo que produce los diferentes tipos de pandeo.

La aparición del pandeo conlleva una súbita reducción de la resistencia del elemento. Incluso aunque el pandeo no ocasione el colapso inmediato del elemento, es necesario prestar una gran atención en el proyecto a la prevención de este fenómeno, puesto que la respuesta de la estructura ante un sismo muestra frecuentemente inestabilidad debido al pandeo de algunos de sus elementos.

Además del análisis de los elementos individuales, también es necesario analizar la estabilidad de las estructuras en su totalidad. Por regla general, los efectos de segundo orden incluidos en el análisis global de las estructuras proyectadas para la oscilación producen un descenso progresivo de la resistencia y una reducción de la energía disipada y de la ductilidad. Debido a esta razón, los efectos de segundo orden siempre han provocado un sobredimensionamiento de los pilares en los edificios de tipo porticado situados en zonas de actividad sísmica.

Las acciones sísmicas producen deformaciones con un número relativamente reducido de repeticiones de carga. Las deformaciones de amplitud considerable se producen a velocidades más bien reducidas. Estas deformaciones exhiben características cíclicas que pueden producir fenómenos de fatiga de ciclo pequeño en los elementos estructurales, aunque raramente su agotamiento. No obstante, se debe considerar la posibilidad de daños producidos como consecuencia del colapso de los elementos ante cargas cíclicas externas, como las producidas por los sismos.

Durante los últimos veinte años se han efectuado ensayos en universidades y centros de investigación con el fin de lograr una mejor comprensión del comportamiento sísmico de los elementos de acero y de caracterizar su capacidad de deformación en el dominio inelástico. No obstante, los procedimientos de ensayo y los parámetros interpretativos de los ensayos varían entre los diversos investigadores, lo que hace que la comparación, tanto cuantitativa como cualitativa, resulte difícil en algunos casos.

La European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), por medio de su Technical Committee 1 - Structural Safety and Loadings[1], ha sugerido un procedimiento de ensayo para la evaluación del comportamiento de las subestructuras de acero bajo cargas cíclicas [1]. El objetivo de este procedimiento consiste en proporcionar un método definido de ensayos experimentales para elementos estruc-

turales o estructuras completas tal que las comparaciones de los resultados obtenidos por diferentes autores sean posibles. Otro objetivo de este procedimiento consiste en permitir la evaluación del comportamiento sísmico de los elementos de acero en base a ensayos cuasiestáticos cíclicos utilizando una secuencia de carga especificada.

2. DUCTILIDAD

A la hora de efectuar proyectos sísmicamente resistentes, es muy importante evaluar la capacidad de la estructura para desarrollar y mantener su resistencia a la carga en el campo inelástico. La ductilidad constituye una medida de esta capacidad, que puede hacer referencia al material en sí, al elemento estructural o a la estructura en su totalidad. Estos tres tipos de ductilidad muestran grandes diferencias en sus valores numéricos y cada uno de ellos desempeña un importante papel en el proyecto sísmicamente resistente.

La ductilidad del material - μ_e, mide la capacidad del material para experimentar grandes deformaciones plásticas. Un valor elevado de μ_e caracteriza al material como dúctil, mientras que un valor reducido significa que es frágil.

La ductilidad del elemento estructural o de la unión - μ_θ caracteriza el comportamiento de un elemento o de una unión y, particularmente, su capacidad para transmitir tensiones en el campo elastoplástico sin que se produzca una pérdida de resistencia. Por ejemplo, una estructura porticada no puede mostrar un comportamiento dúctil si las rótulas plásticas no son capaces de redistribuir los componentes de flexión.

La ductilidad estructural - μ_δ, representa un índice del comportamiento global de la estructura, es decir, la capacidad de ésta para experimentar deformaciones en el campo inelástico después de que algunas de sus partes hayan superado su campo de elasticidad lineal.

Las ductilidades μ_e, μ_θ y μ_δ deben cumplir la siguiente condición:

$$\mu_e > \mu_\theta > \mu_\delta$$

3. MATERIAL

Es obvio que el acero utilizado en una estructura sísmicamente resistente debe ser de buena calidad. Además de los requisitos de aplicación general para este material, el acero debe tener la suficiente ductilidad.

La figura 1 muestra la relación deformación-tensión de un acero bajo ciclos histerésicos uniaxiales. En la primera carga, el límite aparente de fluencia superior, el límite aparente de fluencia inferior, la meseta y el endurecimiento por deformación aparecen con claridad. En las cargas subsiguientes, estas propiedades desaparecen y el límite de proporcionalidad disminuye acusadamente debido al conocido efecto de Bauschinger.

Normalmente se considera que los aceros poseen propiedades prominentes tales como el límite aparente de fluencia, meseta y endurecimiento por deformación plástica. No obstante, en el caso de cargas repetidas por encima del límite elástico, se debe aplicar el diagrama tensiones-deformaciones sin meseta. Debe prestarse atención a la posibilidad de que la reducción del límite de proporcionalidad en cada ciclo de carga pueda provocar el colapso estructural directo (por ejemplo el pandeo), el aumento de las deformaciones y la reducción de la rigidez de los elementos estructurales, uniones y secciones transversales de los elementos.

El acero es una aleación de hierro con carbono y otros varios elementos. El carbono ejerce los efectos más significativos sobre la micro-estructura del material y sus propiedades. Las modificaciones en el porcentaje de carbono afectan a la resistencia, tenacidad y ductilidad del acero.

Por regla general, los aceros utilizados en las estructuras son materiales excelentes que poseen una elevada ductilidad en la dirección de laminación. Los aceros de las clases inferiores exhiben una mejor ductilidad que los de las clases superiores.

La ductilidad del acero puede describirse como su comportamiento postelástico y su medición es posible, siempre y cuando se conozca la relación deformación-esfuerzo, en forma del ratio:

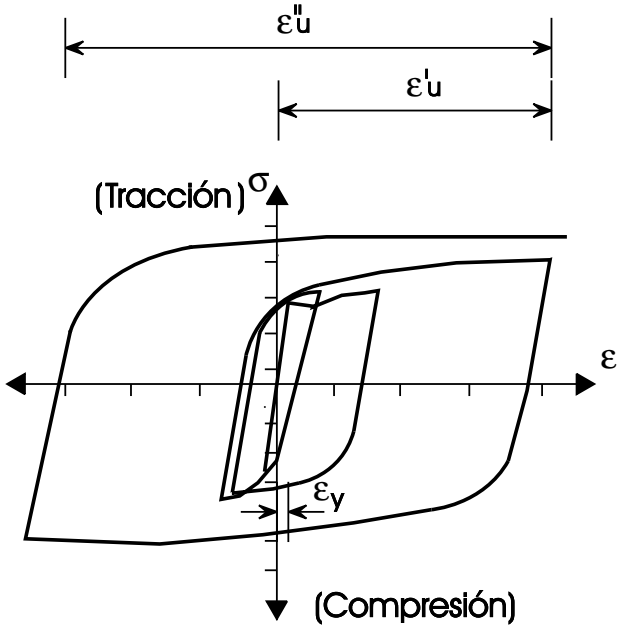


Figura 1 Relación tensión/deformación unitaria de un acero bajo bucles de histéresis no axiales

$$\text{ductilidad} = \frac{\text{deformación última}}{\text{deformación en el límite elástico}}$$

Generalmente el valor numérico de la ductilidad se representa mediante el factor de ductilidad, μ_e, y depende del origen que se baraje para la deformación en el agotamiento. En general puede definirse mediante el ratio de la deformación máxima al principio de cada ciclo, ε_u, con respecto a la deformación en el límite elástico, ε_y:

$$\mu_e = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$$

En el caso de carga cíclica y para una secuencia de carga especificada, ε_u puede definirse como la deformación máxima a partir del material no deformado inicialmente ε_u', o como la deformación desde el principio de un ciclo hasta la nueva ε_u" máxima (figura 1). La última de estas definiciones parece ser la más útil para la evaluación del comportamiento cíclico.

La ductilidad del material es deseable y necesaria, ya que la ductilidad de los elementos estructurales y de las estructuras en su totalidad depende de las características del material. No obstante, es necesario hacer frente al comportamiento frágil mediante una configuración adecuada de los detalles y una posible buena ejecución.

El área dentro del bucle de histéresis corresponde a la energía disipada en cada ciclo de carga.

4. SECUENCIAS DE CARGA

Se han idealizado varios tipos de secuencias de carga en los ensayos cíclicos con el fin de evaluar las características de resistencia-deformación de los submontajes estructurales. Los que se utilizan con mayor frecuencia son (figura 2):

(a) sin inversión de fuerzas.

(b) con inversión de fuerzas (F), pero sin inversión de la deformación (δ).

(c) inversiones parciales de la deformación.

(d) inversiones totales de la deformación.

(e) aleatorios.

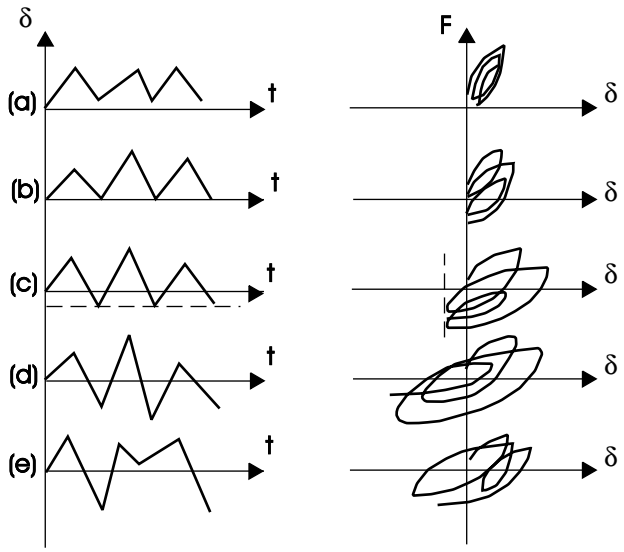


Figura 2 Varios tipos de historias de carga

El tipo de inversión de la carga ejerce una importante influencia sobre el comportamiento cíclico. Las inversiones completas de la deformación pueden causar un mayor deterioro de la resistencia del elemento que las inversiones parciales de la deformación (ver figura 3). El deterioro de la resistencia que producen las cargas cíclicas es mucho mayor que el de las cargas monotónicas.

La selección de la secuencia de carga que se va a utilizar en una evaluación de la resistencia sísmica de los submontajes de acero constituye una tarea muy difícil, ya que es imposible conocer la secuencia de carga real que se presentará en futuros sismos. No obstante, existen ciertos factores que es posible tener en cuenta a la hora de escoger una secuencia de carga.

En general, el aumento del desplazamiento debe ser preferible al aumento de la carga, puesto que la resistencia de un elemento estructural puede disminuir tras unos pocos ciclos como resultado, por ejemplo, del fenómeno del pandeo. En este caso, si se aplica el aumento de la carga no es posible controlar el ensayo y es mejor darlo por finalizado. No obstante, cabe la posibilidad de que sea interesante proseguir con

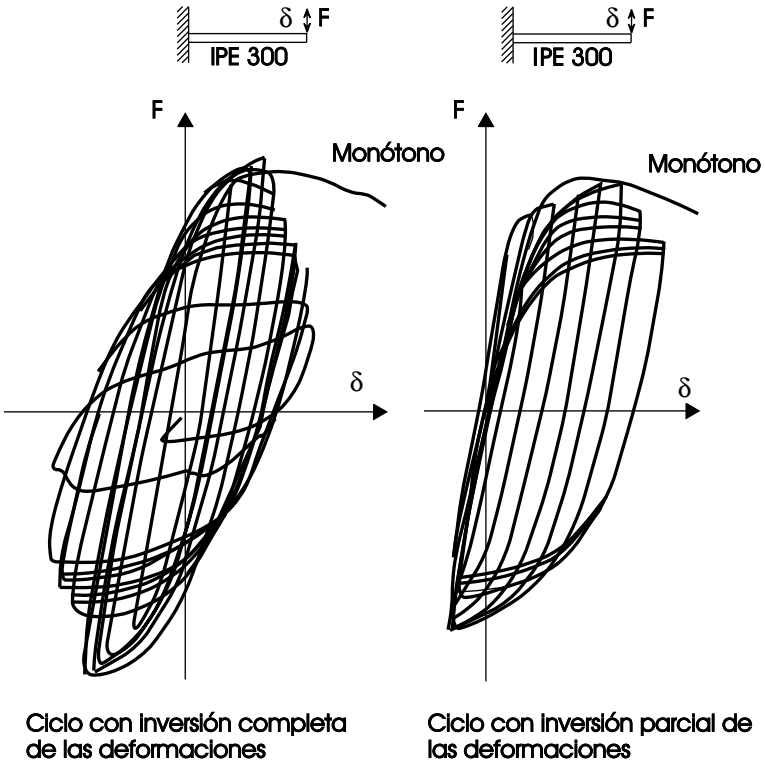


Figura 3 Influencia de las historias de carga sobre el comportamiento cíclico de vigas

el ensayo, teniendo en cuenta que el elemento en cuestión tan sólo constituye una parte de la estructura y la disminución de su resistencia no implica necesariamente una disminución significativa de la resistencia de la estructura.

Tal y como se ha indicado anteriormente, la inversión completa de la deformación causa un mayor deterioro de la resistencia que las inversiones parciales. Probablemente, la inversión completa de la deformación es la carga utilizada con mayor frecuencia para la evaluación de la resistencia a los daños de las partes de las estructuras proyectadas contra los sismos. No obstante, es necesario definir el tipo de inversión utilizada en los ensayos teniendo en cuenta que el elemento estructural forma parte de la estructura en su totalidad y debe proyectarse de manera que resista tanto las acciones sísmicas como las estáticas.

También es necesario definir el número de ciclos a un desplazamiento máximo constante. El número de repeticiones definidas en el mismo desplazamiento no debe ser demasiado elevado con el objeto de evitar los fenómenos de la fatiga de ciclo pequeño, ya que el número de picos elevados del desplazamiento causado por los sismos reales es generalmente reducido.

5. PROCEDIMIENTO DE ENSAYOS DE ECCS

El procedimiento para la evaluación del comportamiento de los elementos de acero bajo cargas cíclicas recomendado por ECCS [1] puede aplicarse a ensayos tridimensionales o en el plano, y puede incluir ensayos preliminares de desplazamientos monotónicos. Este procedimiento recibe el nombre de procedimiento completo de ensayos. Si se omiten los ensayos monotónicos, se denomina el procedimiento abreviado de ensayos.

5.1 Procedimiento completo de ensayos

Este procedimiento incluye tres ensayos efectuados sobre diferentes probetas. El primer y el segundo ensayo imponen un desplazamiento que aumenta monotónicamente a tracción y a compresión, respectivamente. La carga elástica de referencia positiva y negativa F_y y el correspondiente desplazamiento elástico de referencia δ_y se obtienen a partir de la curva fuerza-desplazamiento registrada. La carga elástica de referencia se define como la intersección entre el módulo tangente E_t en el origen de la curva fuerza-desplazamiento y la tangente que tiene una pendiente de $E_t/10$, tal y como se indica en la figura 4c.

Se pueden utilizar otras definiciones convencionales de F_y, tales como (a) el valor correspondiente al 0,2% de la carga descentrada en algún punto de la probeta objeto del ensayo

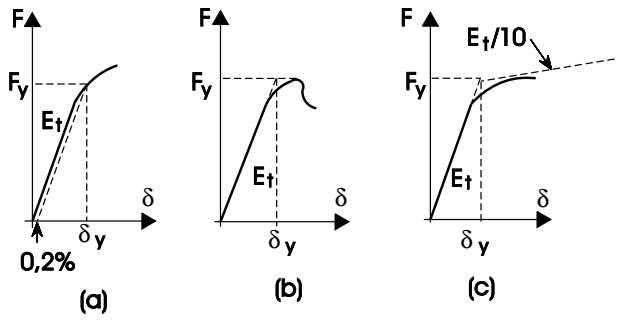


Figura 4 Definición de la fuerza elástica de referencia F_y y el correspondiente desplazamiento elástico de referencia δ_y

(figura 4a), o (b) la carga máxima (figura 4b). La definición (a) ignora las reservas postelásticas de la probeta y la definición (b), a pesar de su interés por el concepto del pandeo, puede corresponder a una deformación exagerada del comportamiento a flexión de las vigas o uniones.

La definición de F_y recomendada por ECCS (figura 4c) cubre muchos casos y tipos de comportamiento, al tiempo que evita algunas de las desventajas de las definiciones (a) y (b).

El tercer ensayo consiste en un ensayo cíclico con desplazamiento creciente de la siguiente manera:

- un ciclo en el intervalo [+ $\delta_y/4$; - $\delta_y/4$],
- un ciclo en el intervalo [+ $2\delta_y/4$; - $2\delta_y/4$],
- un ciclo en el intervalo [+ $3\delta_y/4$; - $3\delta_y/4$],
- un ciclo en el intervalo [+ δ_y; - δ_y],
- tres ciclos en el intervalo [+ $(2+2n)\delta_y$; - $(2+2n)\delta_y$] con y = 0,1,2,3...

El final del ensayo no está definido de antemano. Si su finalidad es la investigación, probablemente el ensayo se continuará en la medida que sea posible con el fin de obtener el máximo de información. Por otra parte, es probable que los ingenieros del proyecto detengan el ensayo en cuanto se hayan alcanzado los requisitos de la normativa.

5.2 Interpretación de los Ensayos

Cuando llega el momento de comparar resultados de ensayos diferentes surgen varios problemas derivados de la diversidad de los parámetros utilizados.

Las recomendaciones de ECCS utilizan una normalización de los parámetros a partir de relaciones de interés para los ingenieros [1]. Los parámetros propuestos se normalizan tomando como referencia los correspondientes a un comportamiento ideal elasto-plástico.

Puesto que el comportamiento del elemento en las zonas de tracción y de compresión puede

ser diferente, los parámetros se evalúan en estas dos zonas. Las cantidades utilizadas en las relaciones siguientes se deducen a partir de la curva fuerza-desplazamiento, y se obtienen para desplazamientos cíclicos mayores que el desplazamiento elástico de referencia. Los parámetros propuestos para un ciclotípico (figura 5) son los siguientes:

• Razón de ductilidad total:

$$\psi_i^+ - \frac{\Delta\delta_i^+}{\delta_i^+ + \delta_i^- - \delta_y^-} \qquad \psi_i^+ - \frac{\Delta\delta_i^+}{\delta_i^- + \delta_i^+ - \delta_y^+}$$

• Razón de resistencia:

$$\varepsilon_i^+ = \frac{F_i^+}{F_y^+} \qquad \varepsilon_i^- = \frac{F_i^-}{F_y^-}$$

• Razón de rigidez:

$$\xi_i^+ = \frac{tg\,\alpha_i^+}{tg\,\alpha_y^+} \qquad \xi_i^- = \frac{tg\,\alpha_i^-}{tg\,\alpha_y^-}$$

• Razón de energía absorbida:

$$\eta_i^+ = \frac{A_i^+}{(\delta_i^+ + \delta_i^- - \delta_y^+ - \delta_y^-)F_y^+} \eta_i^- =$$

$$= \frac{A_i^-}{(\delta_i^- + \delta_i^+ - \delta_y^- - \delta_y^+)}$$

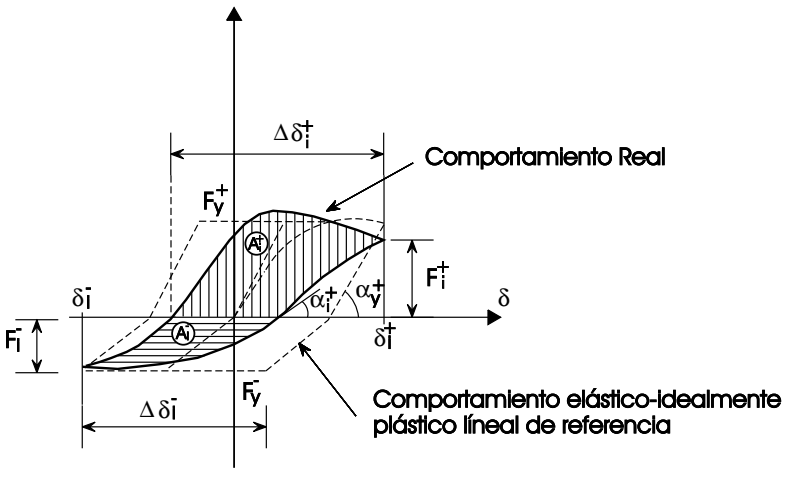


Figura 5 Las cantidades a determinar en un ciclo general

donde

$\delta_i^+(\delta_i^-)$ es el valor del desplazamiento máximo positivo (negativo) en el ciclo nº i.

$\delta_y^+(\delta_y^-)$ es el valor del desplazamiento elástico de referencia positivo (negativo).

$\Delta\delta_i^+(\Delta\delta_i^-)$ es el valor del desplazamiento máximo en la zona de fuerza positiva (negativa) en el ciclo nº i.

$F_y^+(F_i^-)$ es el valor de la fuerza positiva (negativa) correspondiente al $\delta_i^+(\delta_i^-)$ en el ciclo nº i.

$F_y^+(F_y^-)$ es el valor de la fuerza elástica de referencia positiva (negativa).

$tg^+\alpha_i(tg^-\alpha_i)$ es el valor de la pendiente de la tangente a la curva fuerza-desplazamiento cuando F cambia de negativa (positiva) a positiva (negativa) en el ciclo nº i.

$tg^+\alpha_y(tg^-\alpha_y)$ es el valor de la pendiente de la tangente en el origen de la curva fuerza-desplazamiento para el aumento en la dirección positiva (negativa).

A_i^+ (A_i^-) es el área bajo la zona de la fuerza positiva (negativa) de la mitad del ciclo en la curva fuerza-desplazamiento.

Por regla general, el comportamiento del elemento es mejor cuando está cercano al comportamiento elasto-plástico ideal de referencia (valores de los parámetros próximos a uno).

Los valores pequeños de los parámetros, es decir, muy inferiores a 1, pueden considerarse como un índice para la finalización del ensayo, puesto

que indican que existe una gran pérdida de ductilidad, resistencia, rigidez y energía absorbida.

Estos parámetros propuestos por ECCS tienen la ventaja de su utilidad para el análisis cuantitativo del comportamiento cíclico de los elementos estructurales [1]. También pueden considerarse parámetros prácticos en la definición de los criterios admisibles de la normativa.

6. ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO

En la figura 6 se muestra el comportamiento histerésico plástico típico de un arriostramiento sometido a carga cíclica. La diapositiva 1 muestra su modo de colapso. La curva fuerza-desplazamiento se obtuvo a partir de un ensayo, en el que un elemento formado por perfiles angulares adosados de 80 x 80 x 8 y una esbeltez de 145 fue sometido, mediante extremos apoyados, a tracción y compresión cíclicas. La amplitud de la deformación se aumentó gradualmente en cada ciclo de carga, siguiendo aproximadamente el procedimiento de ensayos abreviado de ECCS [1].

La carga de pandeo inicial corresponde al punto A. Más allá del punto A en la curva de fuerza-desplazamiento, el arriostramiento sufre una considerable pérdida de resistencia a medida que se pandea. Esta fase del comportamiento histerésico A-B está dominada por la plastificación a flexión del arriostramiento debida al efecto P-Δ inducido por el esfuerzo de compresión. Se caracteriza por grandes flechas laterales y carga decreciente. Si se invierte el incremento del desplazamiento, la curva fuerza-desplazamiento corresponde a la recuperación elástica B-C con un alargamiento del arriostramiento C-E. En el caso de las uniones atornilladas, se produce un declive en la curva esfuerzo-desplazamiento, zona C-D. En la zona E-F se produce una interacción plástica de la fuerza axial y del momento flector con una disminución de la flecha lateral. En el punto F el elemento está completamente enderezado. La zona F-G se caracteriza por el alargamiento plástico del elemento. La inversión de la dirección del desplazamiento tiene como resultado la descarga en régimen elástico del arriostramiento, zona G-H.

La figura 6 también muestra una disminución de la carga límite de compresión con la aplicación del desplazamiento cíclico, como consecuencia del efecto Bauschinger. Esta disminución también puede ser una consecuencia de la curvatura del arriostramiento. Por regla general, tras un ciclo de pandeo inicial, el arriostramiento desarrolla una curvatura residual que la fluencia de tracción subsiguiente no elimina completamente. El arriostramiento se comporta como un elemento con una curvatura inicial.

El comportamiento histerético de los elementos de los arriostramientos se ve afectado por la esbeltez de éstos. Los arriostramientos con esbelteces reducidas absorben más energía que los que son más esbeltos, como puede observarse mediante la comparación de sus bucles de histéresis. Por regla general, los arriostramientos muy esbeltos muestran un deterioro más rápido de su resistencia a com-

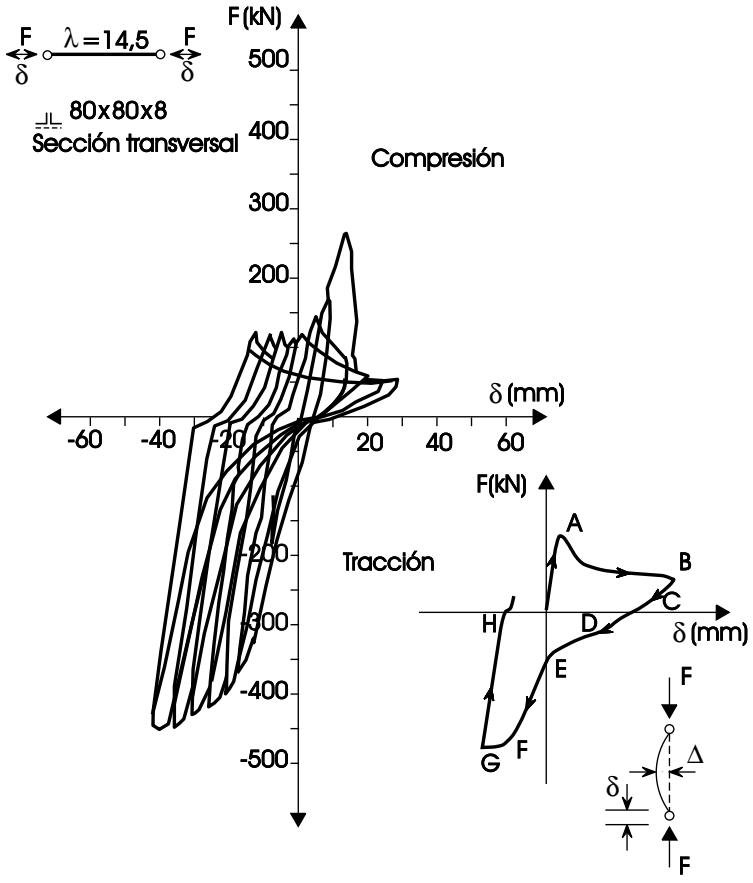


Figura 6 Bucles de histéresis de un elemento de arriostramiento bajo carga cíclica



Diapositiva 1

presión que los que presentan una esbeltez más reducida.

En el caso de los arriostramientos cuya resistencia a la compresión se ha tenido en cuenta para la evaluación de la estabilidad lateral del pórtico (arriostramiento en K, por ejemplo), es aconsejable limitar la esbeltez referencial ($\overline{\lambda}$) del pórtico a valores en el rango de 1,0 - 1,5. $\overline{\lambda}$ se define en el Eurocódigo 3 [2] de la siguiente manera:

$$\overline{\lambda} = \sqrt{N_c / N_{cr}}$$

donde N_c es la resistencia a compresión y N_{cr} es la carga crítica de Euler. Para los valores anteriores de $\overline{\lambda}$, los valores medios para la esbeltez λ son iguales a 94-140 para los aceros Fe E 235 y a 76-114 para los aceros Fe E 355. Generalmente, no es necesario ningún requisito para los arriostramientos en X o para los arriostramientos en celosía, puesto que en la evaluación de la resistencia sísmica tan sólo se tiene en cuenta la diagonal a tracción.

De acuerdo con el Eurocódigo 8 [3], las uniones de los elementos del arriostramiento a otros elementos deben satisfacer la condición de sobre-resistencia:

$$R_d \geq 1{,}20\, N_{pd}$$

donde R_d es la resistencia de la conexión, y N_{pd} es la resistencia máxima de la parte conectada de acuerdo con el Eurocódigo 3 [2]. Esta condición garantiza que el agotamiento del elemento conectado se produzca antes que el de la unión.

El comportamiento histerésico del pórtico se ve afectado en cierta medida por el perfil de la sección. La figura 7 muestra los bucles de histéresis de un elemento del arriostramiento de perfiles en U adosados por el alma bajo carga cíclica. La diapositiva 2 muestra su modo de colapso. El perfil de la sección afecta a la susceptibilidad del arriostramiento al pandeo lateral y a la abolladura y, como resultado de estos dos fenómenos, a la resistencia a compresión.

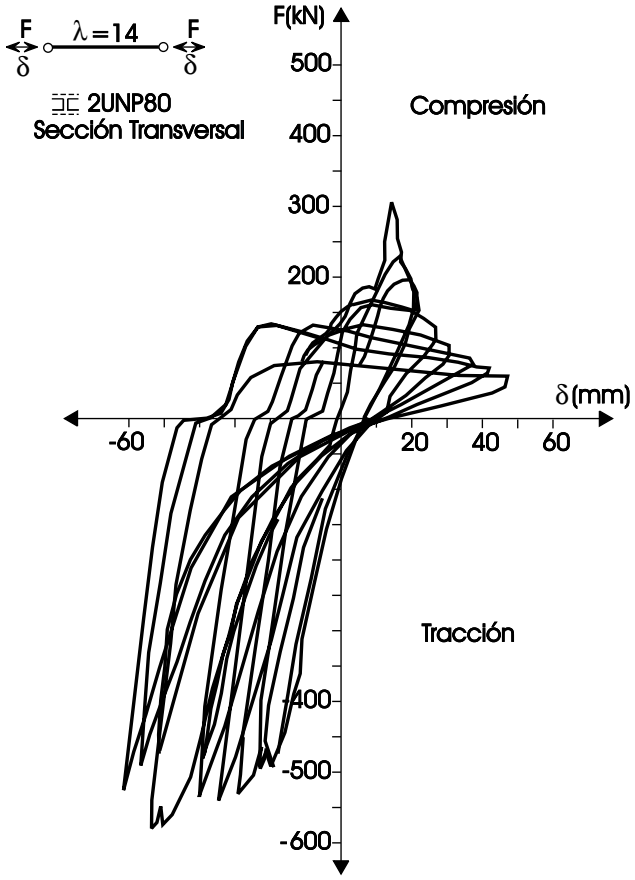
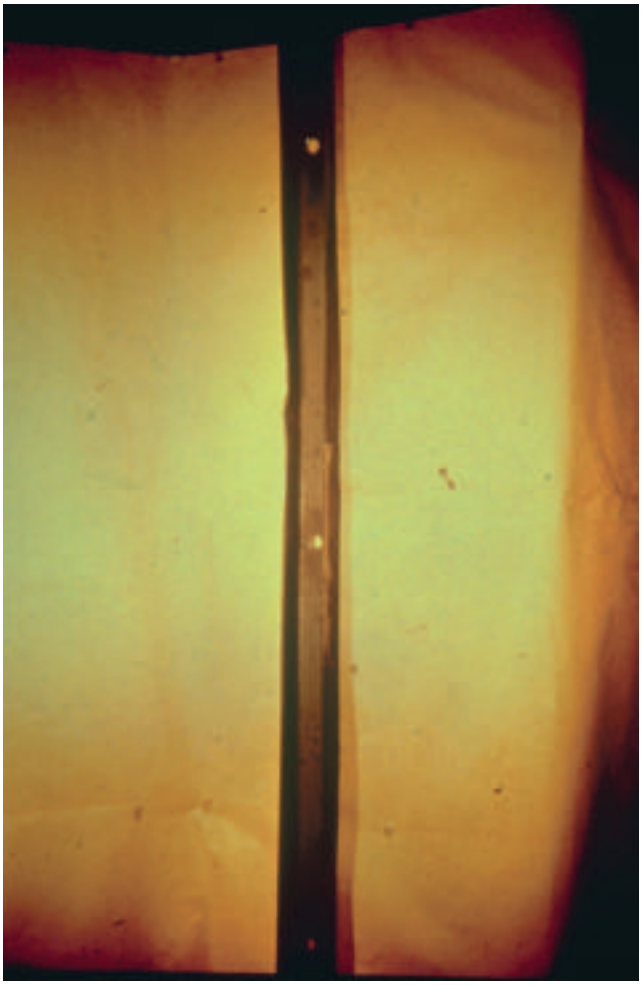


Figura 7 Bucles de histéresis de un elemento de arriostramiento de perfiles en U adosados el alma, bajo carga cíclica

Por regla general, los perfiles de acero laminado, tal como se producen actualmente, exhiben abolladuras sólo cuando se producen desplazamientos laterales extremadamente grandes. Estudios experimentales efectuados por varios autores indican un progresivo deterioro del rendimiento de los perfiles en la secuencia de mejor a peor: tubos, alas anchas, Tes, perfiles en U dobles y angulares adosados. El rendimiento insatisfactorio de las Tes y de los angulares adosados en comparación con los tubos y las alas anchas puede achacarse a sus proporciones geométricas y simetría simple. Las Tes y los angulares adosados se deforman en la dirección perpendicular a sus ejes de simetría (eje débil), lo que provoca el pandeo lateral y de flexión. Por lo tanto, presentan una resistencia a la carga menor que la que se desarrollaría en condiciones de pandeo por flexión pura.



Diapositiva 2

Los arriostramientos compuestos deben proyectarse como si se tratara de un único elemento. Es importante observar las reglas estructurales a la hora de detallar el proyecto con el fin de evitar la aparición a corto plazo del pandeo de elementos individuales sometidos a carga reducida.

No debe olvidarse el refuerzo de los puntos de apoyo con el fin de permitir que los arriostramientos puedan llevar a cabo la labor que se espera de ellos. Si existe la posibilidad de que los extremos de un elemento se desplacen con facilidad, es necesario considerar la estabilidad de todo el edificio. Por regla general, los arriostramientos se conectan mediante cartelas, que presentan una rigidez a la flexión reducida. Debido a esta razón, puede ser necesario reforzar las cartelas con el objeto de aumentar su resistencia a la flexión.

7. VIGAS Y PILARES

La figura 8 muestra una curva de histéresis esfuerzo-desplazamiento obtenida a partir de un experimento efectuado sobre una viga Gerber en I sometida a carga cíclica de acuerdo con el procedimiento de ensayo abreviado de ECCS [1].

Las investigaciones experimentales realizadas con vigas Gerber sometidas a cargas cíclicas y de inversión han demostrado que el desarrollo de la abolladura en las alas no es señal de una pérdida inmediata de la resistencia al momento. Las vigas son capaces de aguantar cargas mucho mayores que las que causaron el pandeo inicial del ala. Este comportamiento se atribuye a la considerable resistencia postpandeal de los elementos de chapa. No obstante, tras producirse la carga máxima en los ciclos subsiguientes, la resistencia al momento se deteriora. Este deterioro es mayor con el aumento de la razón anchura /espesor (b/t) de las alas, como consecuencia de la temprana aparición de la inestabilidad local en los elementos del ala.

Estas graves deformaciones de las alas tienden a inducir el desplazamiento torsional de la sección (diapositivas 3 y 4). Normalmente van asociadas con una carga menor de la que se desarrollaría en condiciones de pandeo por flexión puro. Es probable que este efecto contribuya al rendimiento en cierto grado más insatisfactorio de las vigas en doble T y en I en comparación con las secciones tubulares, tal y como se muestra en la figura 9 y en las diapositivas 5 y 6. Debido a esta razón, a menos que se proporcionen apoyos en la dirección lateral, es preferible la utilización de una sección tubular. De igual modo, se puede mejorar el comportamiento de las vigas de celosía mediante la utilización de tubo de acero de gran rigidez torsional como elementos de los cordones.

Con el fin de permitir el desarrollo de una rótula plástica provista de la suficiente capacidad de rotación (factor de ductilidad de aproximadamente 15-18) en las vigas de sección en doble T

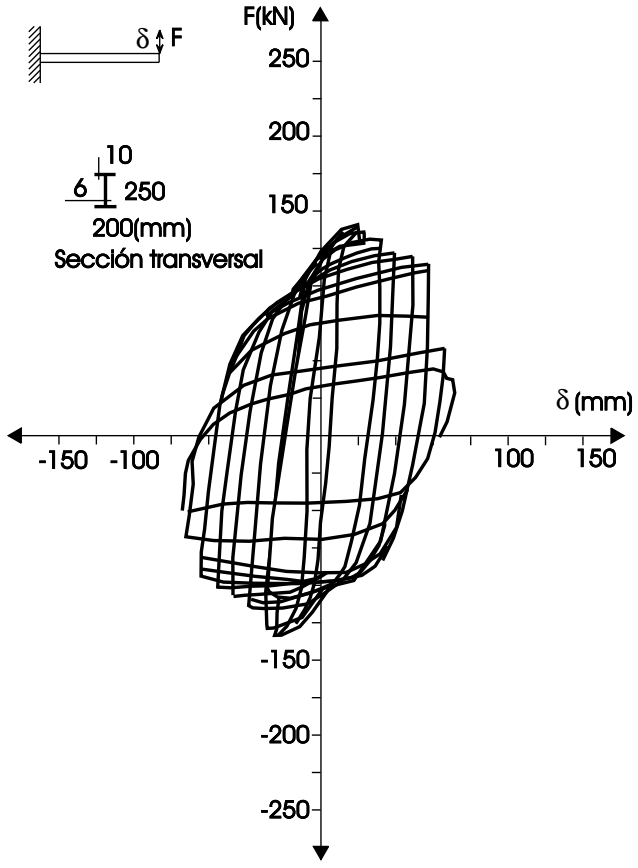


Figura 8 Bucles de histéresis de una viga bajo carga cíclica

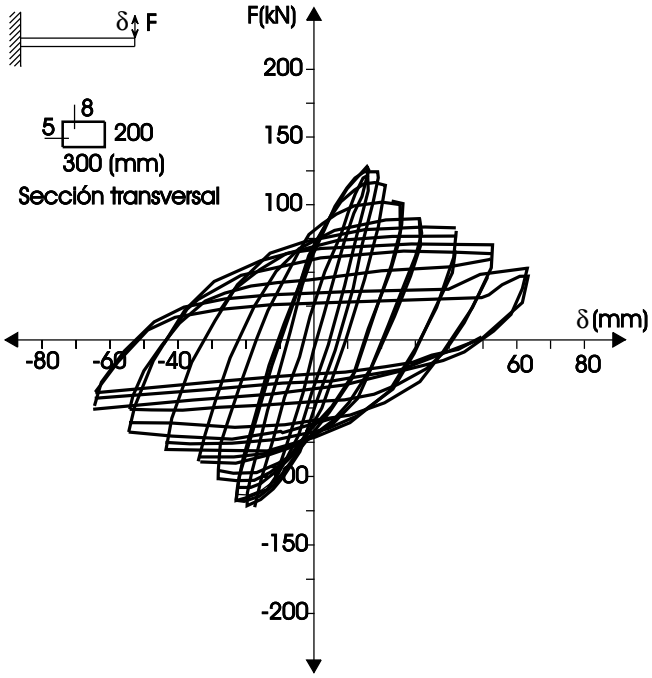


Figura 9 Abolladura de una viga en cajón bajo carga cíclica



Diapositiva 3



Diapositiva 4

y en I, es necesario que la siguiente condición se cumpla en el ala:

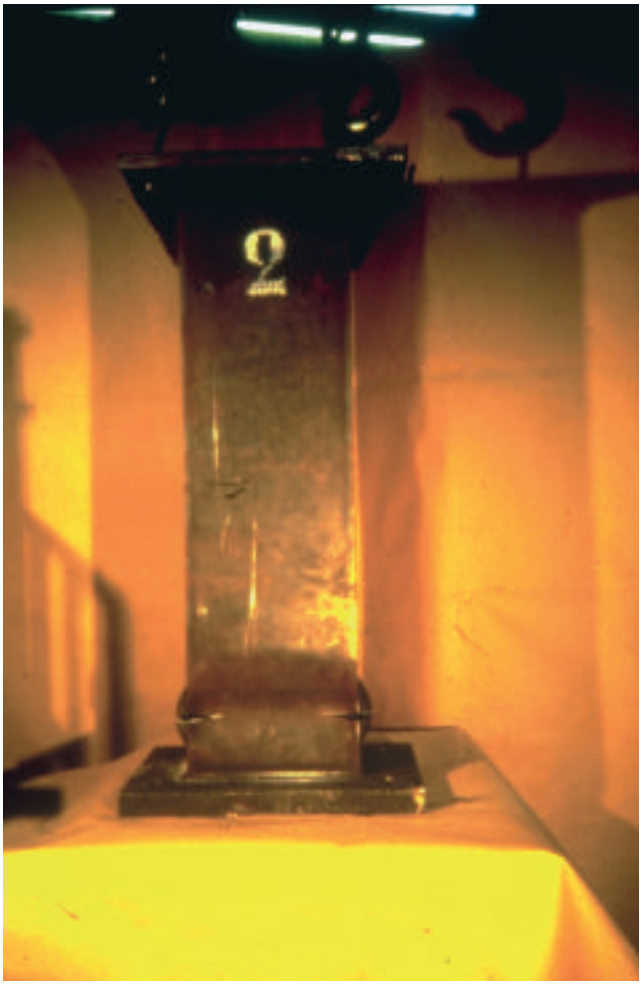
$$\frac{b}{t} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Por regla general, las secciones de acero laminado disponibles actualmente satisfacen esta condición. Esta razón limitada asegura que la compresión de las alas se pueda efectuar de manera uniforme sin que se produzca el pandeo que provoque deformaciones en la zona del endurecimiento plástico del material. Normalmente, el aumento de la estabilidad va acompañado por un aumento de la ductilidad de la viga.

La información disponible acerca del comportamiento cíclico de las vigas cuyas relaciones b/t superen el valor límite es limitada. No obstante, el comportamiento cíclico y la resistencia de estas vigas son similares a los de aquellas cuyas relaciones b/t de las alas son inferiores a este límite. Se ha observado el pandeo del ala con un momento ligeramente superior al momento plástico.

Es necesario proseguir las investigaciones con el fin de verificar la relación anchura/espesor límite para las chapas sometidas a solicitación de flexión cíclica.

En el caso de las vigas con secciones transversales que presenten características límite diferentes en las dos direcciones, es posible que tanto la capacidad de rotación como el factor de ductilidad varíen en ambas direcciones. Las secciones en T, por ejemplo, tienen capaci-



Diapositiva 5



Diapositiva 6

dades de rotación diferentes en las dos direcciones principales de flexión.

En los pórticos, con el fin de garantizar la suficiente capacidad de rotación a histéresis de las vigas bajo la acción del momento plástico, se han de verificar las siguientes desigualdades en los emplazamientos en los que se prevé la formación de rótulas de acuerdo con el Eurocódigo 8[2]:

$$\frac{M}{M_{pd}} \leq 1{,}0 \qquad \frac{N}{N_{pd}} \leq \frac{1}{10} \qquad \frac{V_o + V_M}{V_{pd}} \leq \frac{1}{3}$$

donde

N, M son los esfuerzos, teniendo en cuenta el coeficiente de comportamiento q.

N_{pd}, M_{pd} son las resistencias límite de acuerdo con el Eurocódigo 3.

V_o es el esfuerzo cortante debido a las cargas verticales.

V_M es el esfuerzo cortante debido a los momentos flectores de la viga y de sus extremos.

V_{pd} es la resistencia al cizallamiento de la viga de acuerdo con Eurocódigo 3[3].

Se dispone de cierta información experimental relativa al comportamiento de los pilares bajo solicitación de flexión cíclica con un esfuerzo axil constante. Esta información demuestra que, en los casos en los que existe un gran esfuerzo axil, la altura de la curva de la carga primera es reducida y los gradientes de las curvas

son negativos una vez alcanzada la carga máxima en cada ciclo de carga (figura 10). Normalmente este efecto recibe el nombre de efecto P-Δ. No obstante, es necesario tener en cuenta que la resistencia aumenta en cada ciclo de carga debido al endurecimiento plástico de compresión acumulado bajo la flexión cíclica y la fuerza constante. La acumulación de la deformación provocada por la flexión cíclica reduciría la capacidad de rotación de la sección. El alcance de esta reducción no se ha investigado en profundidad. Todavía se desconoce en qué grado afecta esta reducción a la resistencia de los pilares.

La existencia del esfuerzo axil en los pilares provoca un deterioro más rápido de su resistencia que en las vigas, debido a la mayor amplitud del pandeo.

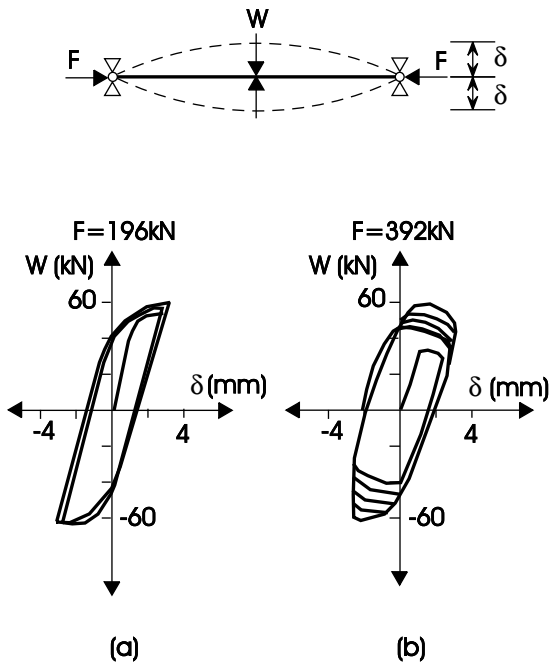


Figura 10 Bucles de histéresis de un pilar bajo flexión cíclica

8. UNIONES

Existen muchos tipos y variedades de uniones y cada uno de ellos tiene sus características de rotación propias que afectan al comportamiento del pórtico. En el caso de las uniones no sísmicas es posible utilizar soldaduras a tope, soldaduras en ángulo, atornilladuras y remachados, por separado o en combinación. Debido a que las uniones totalmente remachadas o roblonadas tienden a tener un gran tamaño y a no resultar económicas, se utilizan con mayor frecuencia las uniones totalmente soldadas o una combinación de soldadura y atornillado. Los tornillos ofrecen la ventaja de proporcionar un mayor amortiguamiento a los pórticos que las soldaduras.

Las uniones deben proyectarse de tal manera que tanto el trabajo de taller como el montaje de la estructura resulten lo más rápidos y simples posible.

Todavía no se dispone de criterios concluyentes para el proyecto de las uniones vigas/pilar para el caso de condiciones sísmicas. Hasta hace poco, el número de ensayos de carga cíclica que se habían efectuado sobre las uniones utilizadas habitualmente en Europa era relativamente reducido. Actualmente se está llevando a cabo un gran número de investigaciones experimentales en diferentes laboratorios europeos. Éstas se centran en el comportamiento cíclico de las uniones rígidas y semi-rígidas, tanto para las construcciones únicamente de acero como para las mixtas.

En 1984, Ballio, Mazzolani y otros efectuaron estudios preliminares con el objeto de investigar la influencia de la configuración de los detalles de la unión sobre catorce probetas [4]. Los tipos de unión se ajustaban a la tecnología empleada habitualmente en Europa para las uniones rígidas y semi-rígidas. Los experimentos siguieron el procedimiento de ensayos recomendado por la ECCS para los ensayos de corta duración [1]. Las probetas se agruparon en cuatro categorías principales (figura 11):

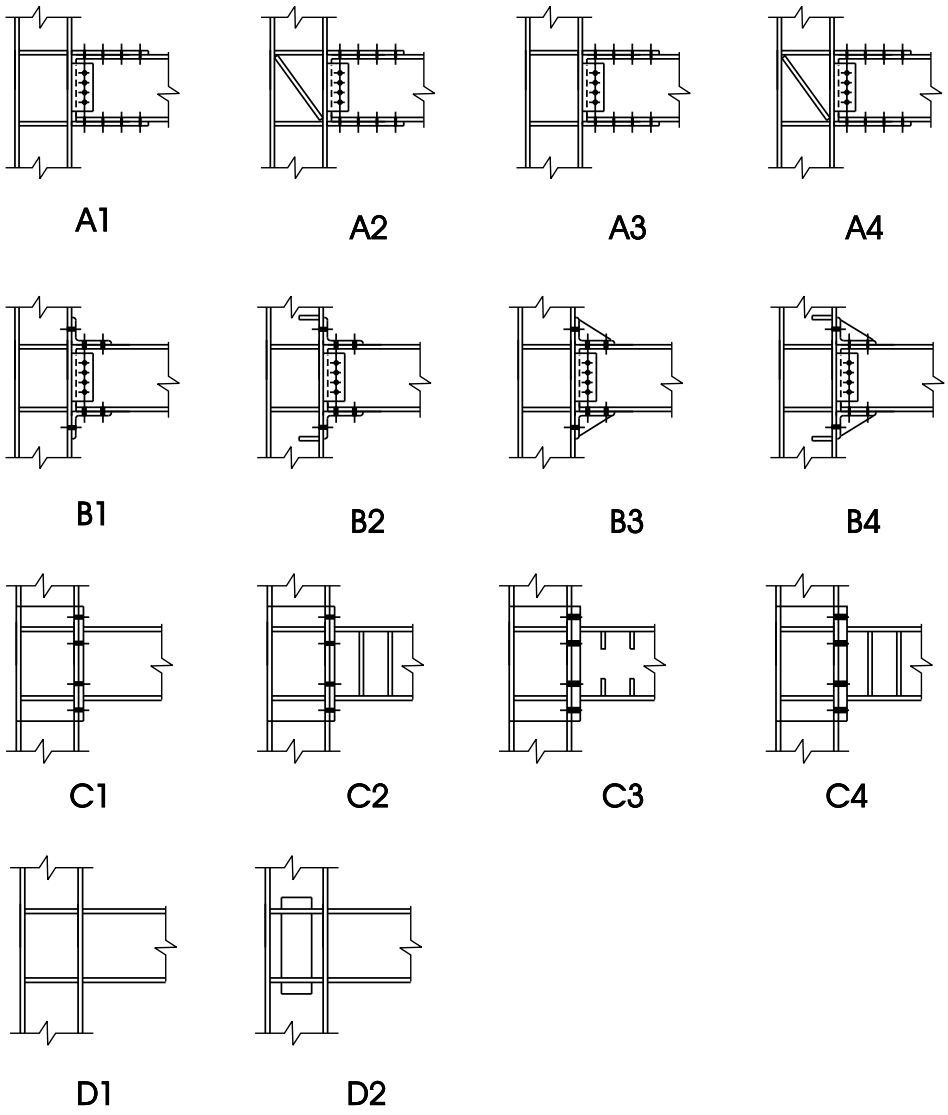


Figura 11 Tipos de uniones viga-pilar ensayadas por Mazzolani y otros

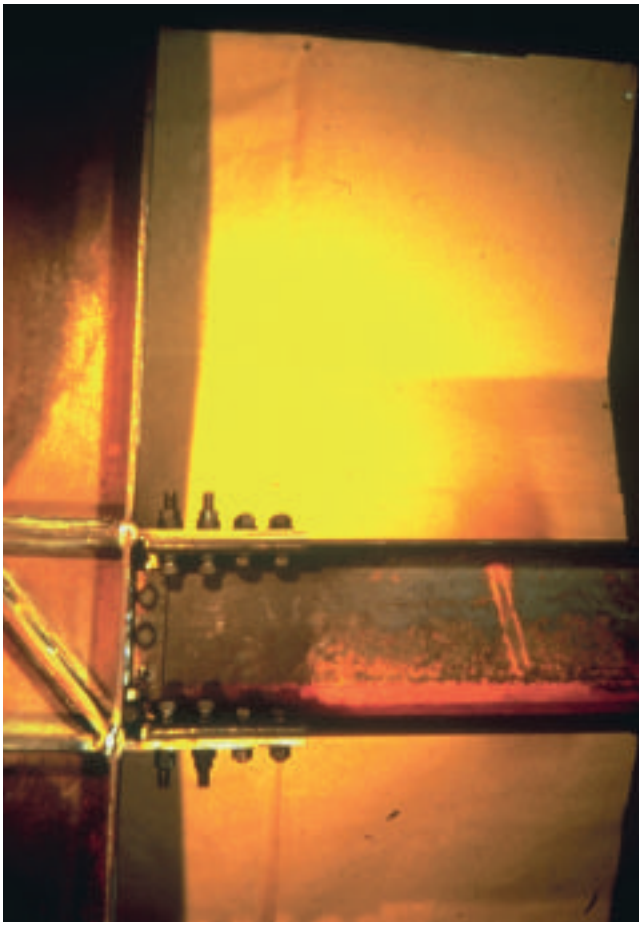
Tipo A - Este tipo de unión se efectúa utilizando tres placas que se sueldan al pilar y se atornillan a las alas y al alma de la viga. El tipo básico A1 se modifica mediante la introducción de rigidizadores diagonales en el alma del pilar (A2, A4) o placas de refuerzo en las alas de la viga (A3, A4).

Tipo B - Se atornillan angulares tanto al pilar como a la viga. El tipo básico B1 se modifica mediante la rigidización del pilar (B2, B4) o los angulares conectados a las alas de la viga (B3 -B4).

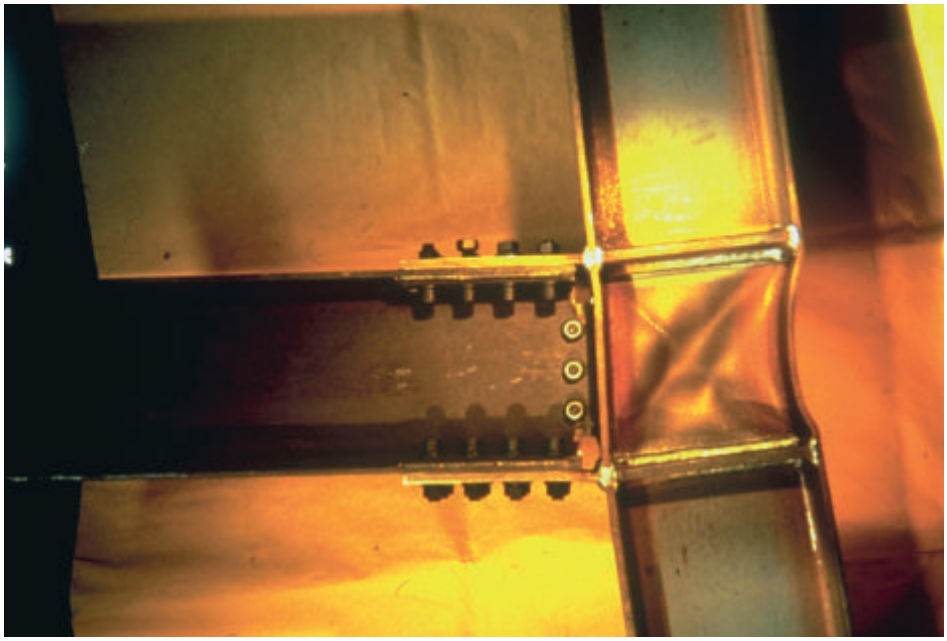
Tipo C - Uniones de placa de testa con rigidizadores en el pilar. Las variaciones del tipo básico C1 se obtienen mediante la introducción de rigidizadores en al alma de la viga (C2, C3, C4) o mediante el aumento del espesor de la placa de testa (C3, C4).

Tipo D - Uniones completamente soldadas del tipo básico (D1) o modificadas mediante placas de refuerzo sobre al alma del pilar (D2).

La comparación entre los resultados (figura 12) indica el papel que desempeña la configuración de los detalles de las uniones sometidas a condiciones de carga alternantes.



Diapositiva 7



Diapositiva 8

Por ejemplo, cuando se comparan A4 y A3, se observa que la introducción de una placa diagonal con el fin de rigidizar el recuadro central del pilar (diapositivas 7 y 8) redujo la energía disipada, aumentó la resistencia y el colapso pasó a ser frágil debido a que el agotamiento se produjo en la carga máxima. En A1 y A3 se observo el comportamiento opuesto, ya que su colapso se produjo en modo dúctil.

Los elementos de rigidización colocados bajo

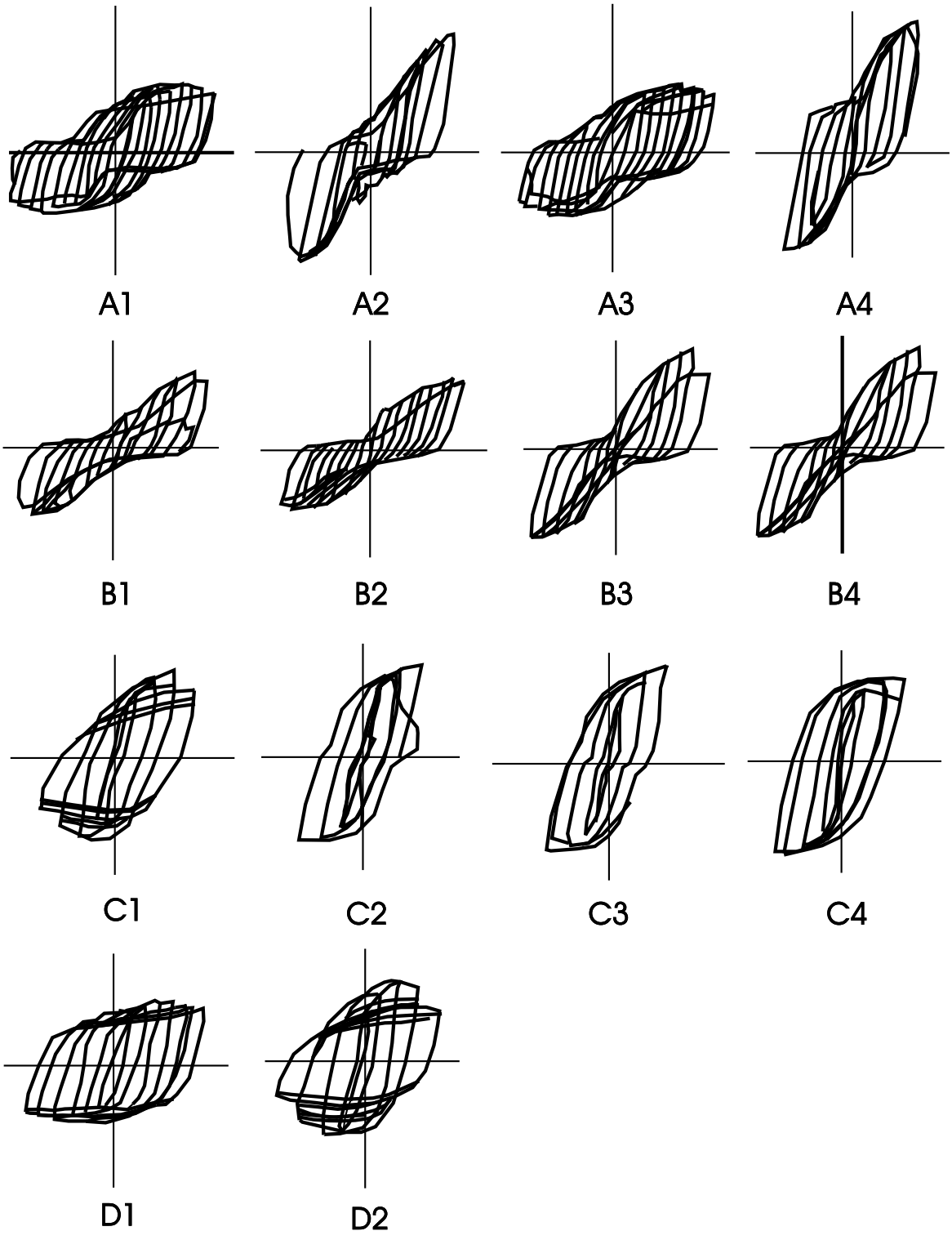
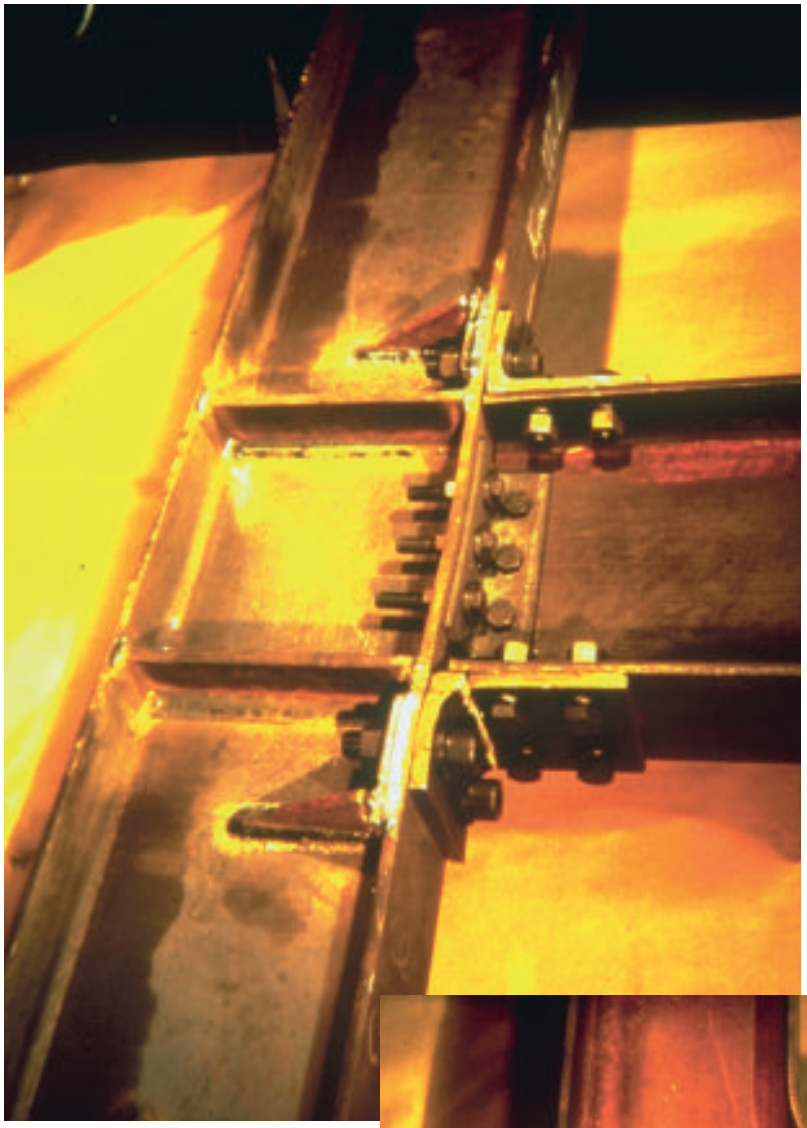


Figura 12 Bucles de histéresis de uniones viga-pilar ensayadas por Mazzolani y otros

el ala del pilar con el objeto de controlar la deformación producida por el esfuerzo de tracción de los tornillos del perfil angular (diapositivas 9 y 10) aumentaron la resistencia de la unión B4 en comparación con B3, por ejemplo. La introducción de una chapa triangular en el ángulo de unión entre la viga y el ala del pilar también produjo un aumento de la energía y de la resistencia.



Diapositiva 9

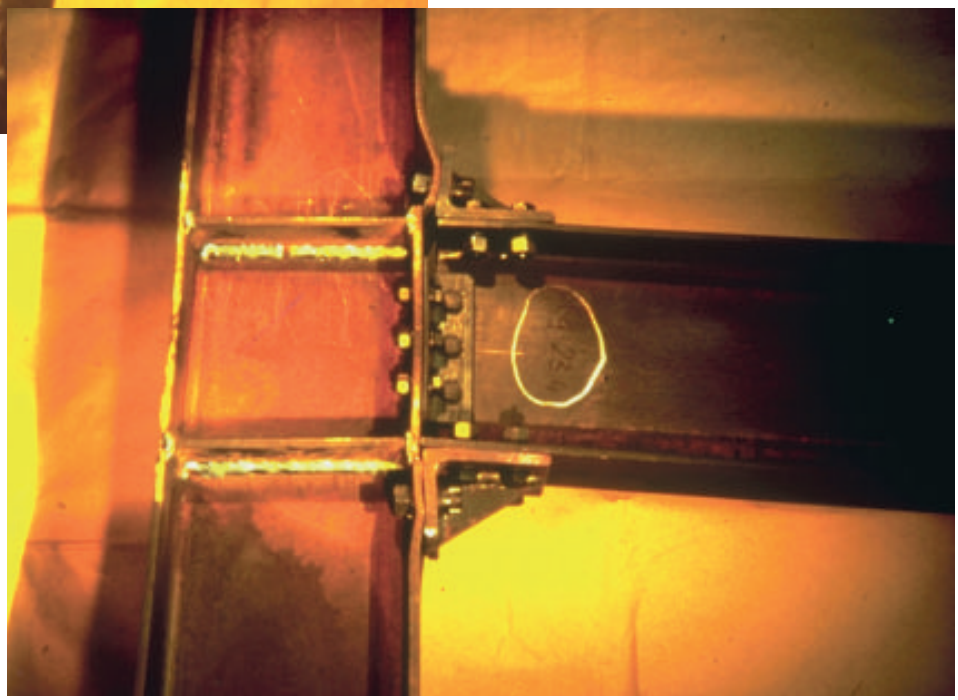
La rigidización del recuadro del pilar en D2 produjo una disminución de la absorción de energía y un aumento del nivel de carga alcanzado en comparación con D1 (diapositivas 13 y 14).

Basándose en estos ensayos, es posible extraer algunas indicaciones cualitativas con respecto a la configuración de los detalles:

- Si se añaden rigidizadores a las partes de la unión más flexibles, la cantidad de la absorción de energía disminuye pero el nivel de carga aumenta.

- Si se añaden elementos a la unión que no modifiquen sustancialmente el mecanismo de deformación, pero que aumenten la resistencia local de los elementos estructurales, se producirá un aumento de la absorción de energía y del nivel de carga, a condición de que el colapso sea dúctil.

La inclusión de los rigidizadores alma/ala de la viga (compare C2 con C1 en las diapositivas 11 y 12) redujo la energía y aumentó la resistencia. El aumento del espesor de la placa de extremo en C3 y C4, o la introducción de placas de rigidización total o parcial en la viga, mejoró el nivel de carga, aunque no lo suficiente como para compensar la energía disipada por C1.



Diapositiva 10



Diapositiva 11

En el caso de este tipo de unión, la rotación plástica de la viga se desarrolla fundamentalmente mediante la extensión de la deformación plástica en las proximidades de la unión. Por regla general, con el objeto de controlar la extensión de la zona plástica del elemento en las proximidades de la unión, es necesario que la unión viga/pilar tenga una resistencia a momento flector superior a la resistencia a la flexión total del elemento unido. Debido a esta razón, Eurocódigo 8 [3] exige que la resistencia de la unión sea mayor que la resistencia del elemento adyacente conectado:

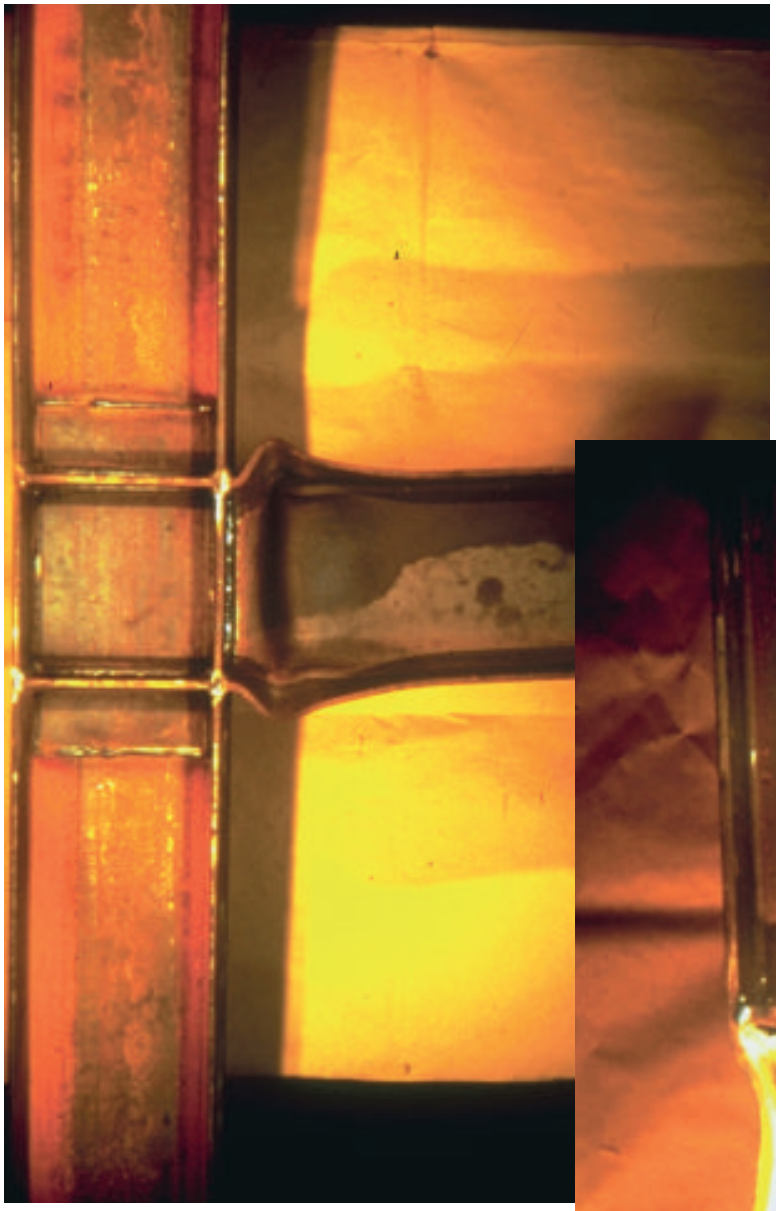
$$R_d \geq 1{,}20\, R_{fy}$$

donde R_d es la resistencia de la unión de acuerdo con Eurocódigo 3 [2] y R_{fy} es la resistencia a la fluencia de la parte conectada. Se considera que las uniones efectuadas mediante soldaduras a tope o soldaduras de abertura en V de penetración total satisfacen este criterio de sobre-resistencia.

Las uniones viga/pilar constituyen uno de los tipos de unión más habitual en las estructuras metálicas. No obstante, también pueden utilizarse otros tipos de uniones en los pórticos metálicos. En el caso de los pórticos arriostrados excéntricamente (figura 13) los esfuerzos axiles de la riostra se transmiten a la otra riostra, o a un



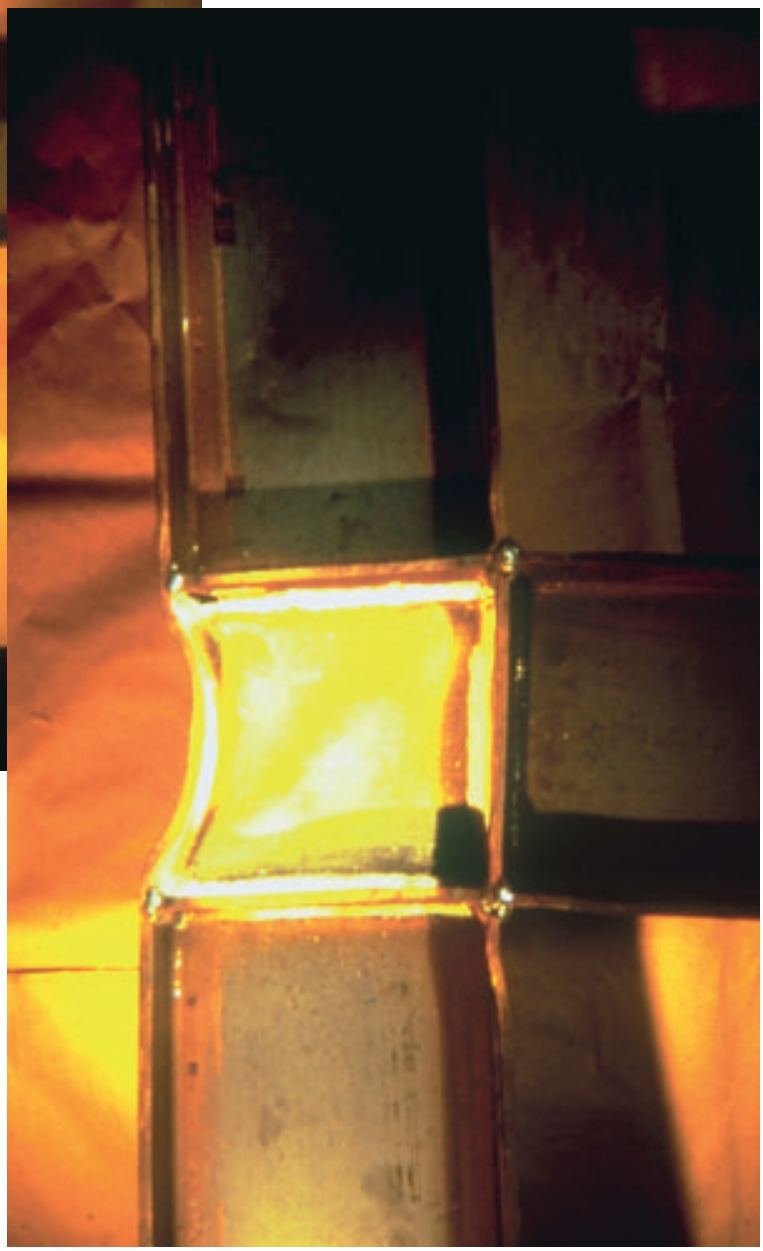
Diapositiva 12



Diapositiva 13

pilar, mediante el cizallamiento y la flexión en un segmento corto de la viga, que habitualmente recibe el nombre de enlace activo. Su comportamiento depende, en gran medida, de la longitud. Si tiene la suficiente longitud, se forman rótulas de momento plástico en ambos extremos del enlace. Por otra parte, si este enlace es corto, tiende a la fluencia a cortante con momentos en el extremo más reducidos.

Los enlaces activos con una longitud igual o inferior a b* (figura 13) se deformarán predominantemente a cizallamiento y se denominan enlaces de cizallamiento. Los enlaces que son algo más largos experimentan una considerable interacción momento-cizallamiento. Los momentos de los extremos de los enlaces largos se aproximan a la resistencia al momento plástico de la viga y se formarán rótulas plánticas en los extremos de los enlaces. Estos enlaces se denominan enlaces de momento.



Diapositiva 14

En el caso de los enlaces de momento, es posible que se produzca un gran aumento del cizallamiento con tan sólo una pequeña modificación en el momento. Por el contrario, en el caso de los enlaces de cizallamiento, la resistencia al cizallamiento permanece básicamente constante para un considerable campo del momento del extremo.

Basándose en los resultados de las investigaciones efectuadas por Popov y otros con respecto al comportamiento sísmico de los enlaces activos [5, 6, 7], es posible extraer algunas conclusiones generales a partir del comportamiento histerético de este tipo de unión:

- El cizallamiento inelástico resulta más eficaz que el pandeo inelástico del alma para la disipación de energía.
- La rigidización mejora la capacidad de disipación de energía de los enlaces activos al retrasar el inicio del pandeo inelástico del alma (figura 14). La rigidización ralentiza el deterioro de la resistencia en los enlaces al controlar la amplitud del desplazamiento fuera del plano del alma.
- La interacción de las zonas del pandeo del alma y del ala provoca un deterioro de la resistencia mucho más acusado que el que se produciría si cualquiera de ambos modos actuara independientemente.

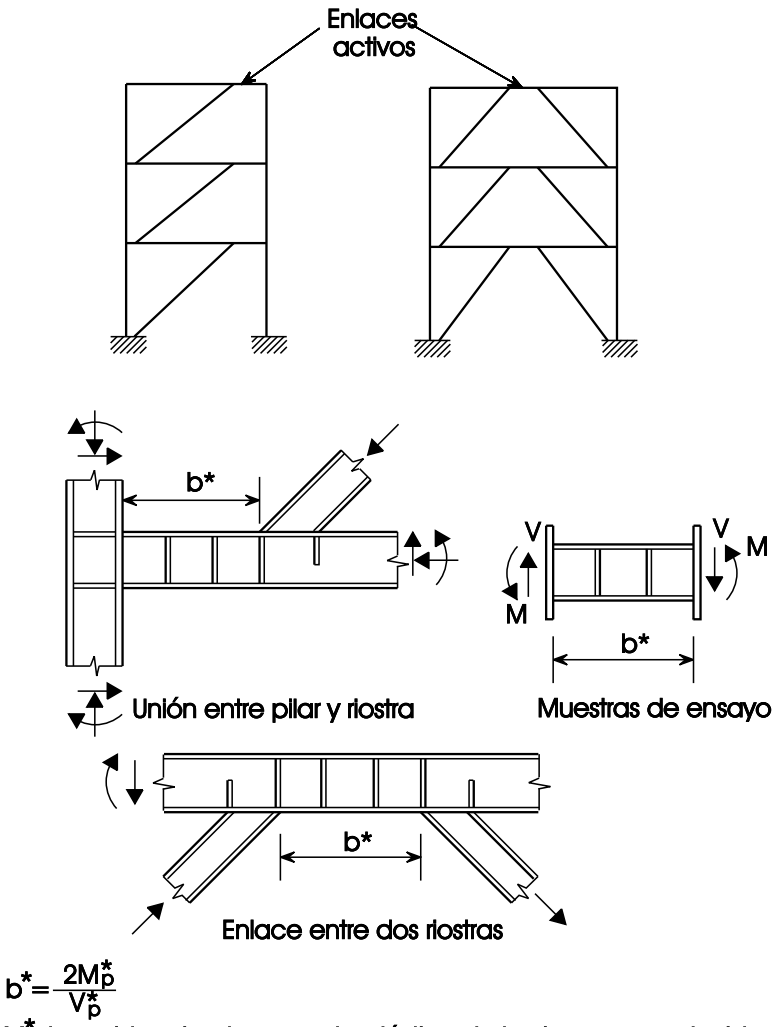


Figura 13 Pórticos con arriostramiento excéntrico y tipos de enlaces activos

De acuerdo con el Eurocódigo 8 [3], con el objeto de garantizar la formación de un mecanismo de cizallamiento en el enlace activo con capacidad de deformación plena, las resistencias totales a los esfuerzos distintos del cizallamiento se limitan a los siguientes valores:

$$\frac{V}{V_{pd}} \leq 1{,}00 \qquad \frac{M}{M_{pd}} \leq 0{,}70 \qquad \frac{N}{N_{pd}} \leq 0{,}10$$

donde V, M y N son los esfuerzos y el índice $_{pd}$ denota la resistencia límite respectiva.

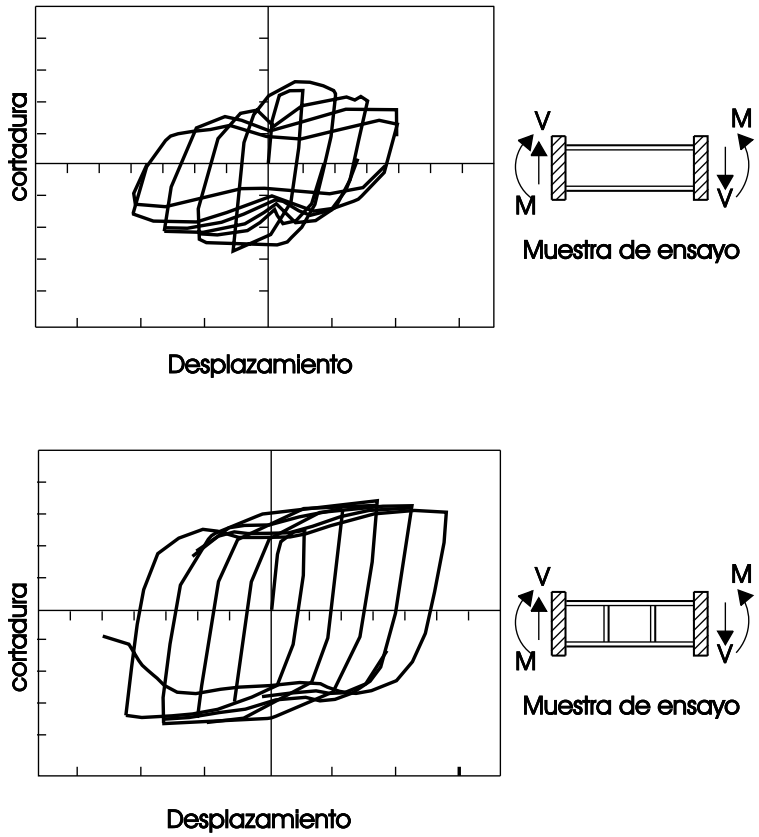


Figura 14 Bucles de histéresis de diferentes enlaces activos

9. RESUMEN FINAL

1. La evaluación de la ductilidad de la estructura tiene una gran importancia para el proyecto de estructuras sísmicamente resistentes.
2. Son muchos los factores que pueden afectar el rendimiento y la ductilidad tanto de los elementos estructurales como de las uniones como, por ejemplo, la esbeltez, el perfil de la sección, los efectos de segundo orden y la configuración de los detalles.
3. Los aceros con bajo contenido de carbono que se utilizan habitualmente en estructuras son unos materiales excelentes que poseen una elevada ductilidad en la dirección de laminación.
4. El comportamiento histerético de los elementos del arriostramiento se ve afectado por su esbeltez. El aumento de ésta produce la disminución de la energía absorbida.
5. La ductilidad de las vigas y pilares resulta afectada en gran medida por la relación anchura/espesor de los elementos de compresión, así como por el nivel de la carga axial.
6. La configuración de los detalles de las uniones puede producir un importante efecto sobre su flexibilidad, resistencia y ductilidad.

10. BIBLIOGRAFÍA

[1] `Study on Design of Steel Building in Earthquake Zones', European Convention for Structural Steelwork, Publication No. 47, ECCS, 1986.

[2] Eurocode 3: “Design of Steel Structures”: ENV 1993-1-1: ENV 1993-1-1: ENV 1993-1-1: Part 1.1, General rules and rules for buildings, CEN, 1992.

[3] Eurocode 8: “Structures in Seismic Regions - Design”, CEN (en preparación).

[4] Mazzolani, F. M. and Ballio, G., “Theory and Design of Steel Structures”, Chapman and Hall, London, 1983.

[5] Mazzolani, F. M., “Behaviour of Steel Building Connections Subjected to Inelastic Strain Reversals” - Experimental Data, AISI Bulletin 14, November 1968.

[6] Ballio, G., “Cyclic Loading of Full-Size Steel Connections”, AISI Bulletin 21, February 1972.

[7] Popor, E. P., “Behaviour of Steel Building Connections Subjected to Inelastic Strain Reversals”, AISI Bulletin 13, November 1968.

11. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. `Earthquake Resistant Design for Engineers and Architects', David J. Dowrick, John Wiley & Sons, 1987.

2 `Design of Earthquake - Resistant Buildings', Minoru Wakabayashi, McGraw-Hill, Paris.

ESDEP TOMO 21
DISEÑO SÍSMICO

Lección 21.4: Análisis Estructural para Cargas Sísmicas

OBJETIVOS/CONTENIDO

Ofrecer una visión global de los métodos utilizados para el análisis de las estructuras bajo acciones sísmicas.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Unos conocimientos básicos del análisis y de la dinámica estructural.

LECCIONES AFINES

Lección 21.2: Introducción al Diseño Sísmico: Riesgo y Peligro Sísmico

Lección 21.3: Comportamiento Cíclico de Elementos y Uniones de Acero

RESUMEN

Esta lección presenta brevemente los métodos estipulados en las normas modernas para el análisis de las estructuras bajo acciones sísmicas. Se describen brevemente los métodos en el dominio del tiempo y se especifica el alcance de su aplicación. Se enfatiza el método del espectro de respuesta como el procedimiento normalizado propuesto, por ejemplo, por el Eurocódigo 8 [1]. Además, se presenta un método del espectro de respuesta simplificado para edificios normales. Por último, se discute el comportamiento inelástico y su papel en la concepción de la construcción bajo acciones sísmicas.

1. GENERALIDADES

Existen varios métodos disponibles para el análisis estructural de edificios y de otras obras de ingeniería civil bajo acciones sísmicas. Las diferencias entre los métodos radican (a) en la manera en que incorporan la aportación sísmica y (b) en la idealización de la estructura. Todos los métodos de cálculo deben adaptarse a la filosofía actual de la concepción de la construcción para las acciones sísmicas que requiere que las estructuras no sufran el colapso y retengan su integridad estructural bajo los llamados terremotos “fuertes”. Las estructuras también deben estar protegidas frente a daños y limitaciones en su utilización bajo los llamados terremotos “moderados”. Con el fin de evitar el colapso, se permite que las estructuras desarrollen zonas plásticas en las que se disipa la energía sísmica.

Es posible encontrar detalles relativos a los requisitos básicos del comportamiento sísmico de las estructuras, así como los criterios necesarios para asegurar el cumplimiento de estos requisitos en todos los reglamentos modernos de la concepción de la construcción como, por ejemplo, el Eurocódigo 8 [1].

2. MÉTODOS DIRECTOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO (INTEGRACIÓN TEMPORAL)

Debido a la naturaleza dinámica de la acción sísmica, los desplazamientos y tensiones reales que se desarrollan en las estructuras son funciones del tiempo (t). Con el fin de analizar una estructura sometida a cargas dinámicas, se han desarrollado métodos efectivos que discretizan y resuelven el modelo de la estructura en base al Método de los Elementos Finitos. Dentro de este marco, existen métodos que pueden efectuar un análisis lineal o no lineal, es decir, elásticos, análisis con pequeñas deformaciones, o inelásticos, análisis con grandes deformaciones, para una excitación sísmica concreta, expresada en forma de un acelerograma a(t). El coste de estos análisis es, por regla general, elevado, mientras que los resultados corresponden a una acción en particular y, como tal, no ofrecen una base fiable para el proyecto. Con el objeto de aumentar la fiabilidad del método, normalmente se genera una serie de acelerogramas artificiales que representan la sismicidad de una región concreta. No obstante, este procedimiento eleva muy considerablemente el coste del método.

El Eurocódigo 8 [1] considera la utilización del análisis dinámico en el dominio del tiempo, es decir, un análisis dinámico directo efectuado mediante la integración numérica de las ecuaciones diferenciales del movimiento. Establece condiciones para la utilización de los acelerogramas generados artificialmente y discute la fiabilidad global del método. La fiabilidad debe ser, por lo menos, igual a la obtenida mediante el procedimiento normalizado de la norma, que es el método del espectro de respuesta. Si bien los métodos dinámicos directos permiten que se efectúe un análisis cercano a la realidad, este enfoque tan sólo está justificado y puede utilizarse de manera efectiva para las estructuras de gran tamaño y complejidad. Se utiliza en aquellos casos en los que no se dispone de experiencia previa con respecto al comportamiento estructural, o para la evaluación detallada de la respuesta de estructuras existentes bajo sismos específicos.

Es posible mantener el coste de un análisis basado en los elementos finitos dentro de unos límites razonables utilizando únicamente elementos lineales y evitando la utilización de elementos superficiales. La masa de la estructura de los edificios se concentra fundamentalmente en los niveles de los forjados. Esta distribución permite el tratamiento de todas las masas de la estructura como si estuvieran concentradas en dichos niveles en el análisis dinámico. Los grados de libertad dinámicos para los que se desarrollan las fuerzas de inercia pueden reducirse a un número razonable. Todos los grados de libertad cinemáticos restantes controlan la estática de la estructura y, por lo tanto, pueden expresarse en términos de los grados de libertad dinámicos. De esta manera, es posible reducir en gran medida el número de ecuaciones diferenciales que expresan la respuesta dinámica del sistema, lo que conduce a unas soluciones razonables y aceptables.

3. MÉTODO DE ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

Las soluciones dependientes del tiempo discutidas anteriormente expresan la respuesta dinámica de la estructura a un sismo concreto en forma de un acelerograma. Sin embargo, no proporcionan la información necesaria para el proyecto, ya que un sismo concreto no puede ser representativo de la sismicidad del área que se está considerando.

Con el objeto de definir una envolvente de diferentes sismos y también de eliminar el factor tiempo se desarrolló el concepto del espectro de respuesta. El espectro de respuesta proporciona la información necesaria para los propósitos del proyecto y, al mismo tiempo, simplifica el análisis al reducir el problema a un problema estático de las respuestas máximas calculadas. El espectro de respuesta se define, para un sistema de un grado de libertad, de frecuencia variable y excitado por un sismo concreto, como la respuesta máxima del sistema, ignorando cuando, en concreto, se produjo. Si la respuesta consiste en el desplazamiento del sistema, en ese caso se forma el espectro del desplazamiento. Si la respuesta es la velocidad o la aceleración, se desarrollan los espectros de éstas. El espectro de respuesta de la aceleración reviste un interés fundamental para la ingeniería de estructuras sísmicamente resistentes. En la lección 21.2 se ofrecen más detalles relativos a los espectros de respuesta sísmica.

El método de cálculo del espectro de respuesta constituye el procedimiento típico de las normas modernas para la construcción sísmica como, por ejemplo, el Eurocódigo 8. Su objetivo consiste en proporcionar directamente los efectos máximos del sismo en los diversos elementos de la estructura.

El método general, también denominado el método multi-modal, consiste en el cálculo de los diversos modos de vibración de la estructura y de la magnitud de respuesta máxima en cada modo, tomando como referencia un espectro de respuesta. Entonces se hace uso de una regla para combinar las respuestas de los diferentes modos. Debido a esta razón, este método también se denomina el método de la superposición de respuestas modales, si bien este mismo nombre se emplea para los análisis dinámicos lineales en los que los modos de vibración se utilizan para desacoplar las ecuaciones diferenciales del movimiento y convertir el sistema acoplado de n grados de libertad en n sistemas de un grado de libertad. Normalmente, la regla de combinación consistirá en la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las diversas respuestas modales. Esta regla de combina-

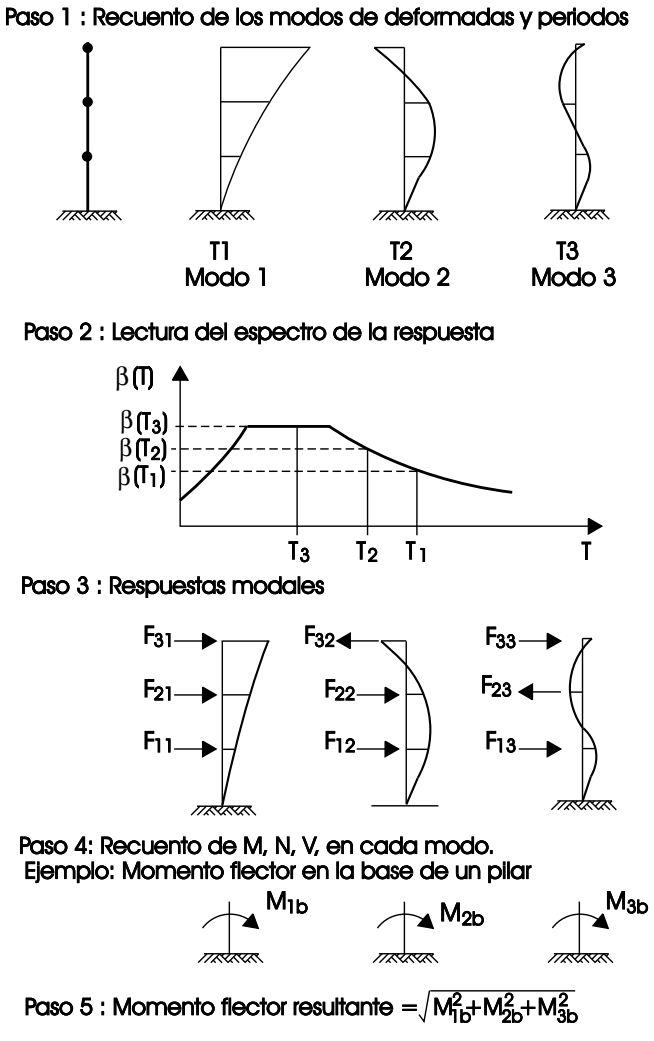


Figura 1 Pasos de los análisis de los espectros de respuesta

ción debe aplicarse a todas las cantidades calculadas, es decir, momentos flectores, esfuerzos cortantes, esfuerzos normales y desplazamientos. Como consecuencia de ello, los esfuerzos resultantes no representan un conjunto equilibrado. En los casos en los que las frecuencias de una estructura no difieran en más de un 10%, es necesario utilizar reglas de combinación diferentes. En la figura 1 se resumen brevemente los pasos de un análisis de este tipo mediante el espectro de respuesta.

El método del espectro de respuesta es válido únicamente para el comportamiento lineal de una estructura, es decir, tan sólo es válido para un análisis elástico con deformaciones de pequeña magnitud. Debido a esta razón, normalmente se utiliza el término espectro de respuesta elástico. No obstante, es posible desarrollar un método equivalente que es el resultado de análisis comparativos lineales y no lineales. Utiliza un espectro de respuesta modificado tal que los esfuerzos de salida, resultado de un análisis lineal, se correlacionan con los no lineales. Este espectro modificado recibe la denominación de espectro de respuesta de proyecto. Se obtiene a partir del espectro elástico modificado mediante coeficientes que tienen en cuenta la influencia de la no linealidad del material estructural, el suelo y otras características de amortiguamiento. En la figura 2 se muestran de manera esquemática los espectros de respuesta de diseño que se han de utilizar en el análisis de estructuras, tal y como aparecen en el Eurocódigo 8 [1].

La ventaja principal de la utilización del espectro de respuesta de diseño consiste en que el análisis es lineal, mientras que los resultados representan la respuesta no lineal de la estructura.

Un procedimiento más simplificado que el método multi-modal es el denominado análisis de fuerzas estático equivalente, que algunas veces recibe el nombre, por ejemplo en el Eurocódigo 8 [1], del análisis dinámico simplificado. Este método consiste en una aplicación particular del método del espectro de respuesta de diseño en el que un modo de vibración particular

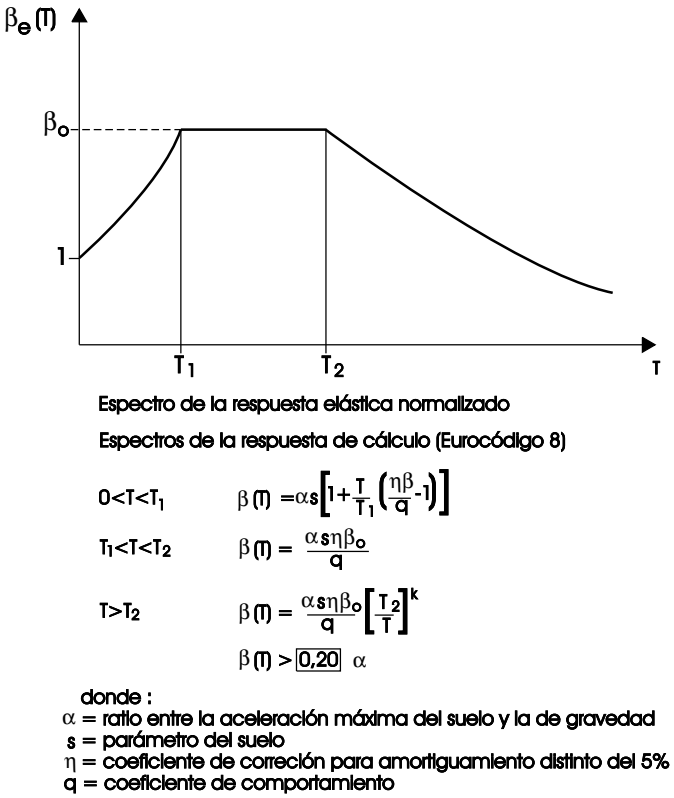


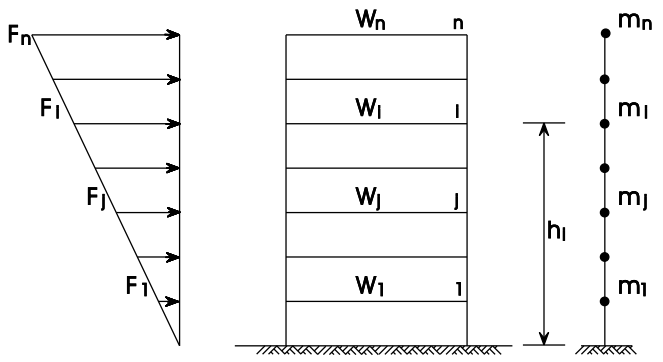
Figura 2 Espectros de respuesta de cálculo según Eurocódigo 8

es predominante en comparación con los demás. Este es el caso de los edificios ordinarios (distribución de la rigidez y de la masa normales en la altura del edificio, de acuerdo con las reglas del Eurocódigo, véase la lección 21.5). El sistema se modela con precisión mediante un sistema de un grado de libertad. Básicamente, el método del espectro de diseño se reduce a un modo de vibración con el fin de expresar el comportamiento dinámico del sistema. Normalmente, el primer modo a flexión se considera como un modo de vibración primario que es posible simplificar en mayor grado a una simple línea. Las fuerzas estáticas equivalentes se calculan de la manera que se indica en la figura 3. Entonces es posible efectuar un análisis estático clásico bajo la acción de estas fuerzas estáticas equivalentes. El único requisito previo de este método consiste en el período de vibración fundamental T de la estructura. Es necesario calcularlo con el fin de hallar el valor del espectro de proyecto apropiado

β (T), necesario para calcular el cizallamiento básico V. Alternativamente, en el caso de que no se disponga de un valor preciso del período T, es posible calcular aproximadamente el valor del período fundamental mediante la utilización de una de las fórmulas recomendadas.

El método de las fuerzas estático equivalente es un método aproximado que resulta adecuado para ciertos tipos de estructuras y para el proyecto preliminar de otras. Puede haber casos en los que este método no sea prudente debido a la posibilidad de que la contribución de los modos de vibración más elevados sea significativa. En estos casos es aconsejable un análisis del espectro de respuesta dinámico completo para la etapa final del proyecto.

En la tabla 1 se presenta un resumen de los métodos de análisis estructural bajo acciones sísmicas posibles. Además, también es posible hacer las siguientes observaciones:



Cortadura en la base:

$$V = \beta(T) \sum_{J=1}^{n} W_J$$

Fuerza estática horizontal sobre la masa $m_I = \frac{W_I}{g}$:

$$F_I = V \times \frac{W_J h_J}{\sum_{J=1}^{n} W_J h_J^k}$$

donde

h_I = Altura de la masa m_I, desde la base de la estructura
W_J = peso de la masa m_J, desde el nivel J
h_J = altura de la masa m_J, desde la base
K = coeficiente numérico dependiente del periodo fundamental de la estructura, por ejemplo K = 1 para T < 0.5 seg (distribución triangular de F_I)

Figura 3 Cálculo de las fuerzas estáticas en el análisis de la fuerza estática equivalente

- Los efectos de los sismos sobre las estructuras dependen tanto de la rigidez como de las características relativas a la masa de éstas. Las fuerzas inducidas en las estructuras flexibles (período fundamental T elevado) son normalmente inferiores a las de estructuras de mayor rigidez.

- Los efectos de los sismos sobre las estructuras dependen de la distribución de las masas y de la rigidez de las estructuras. La distribución irregular trae aparejada la influencia de un mayor número de modos de vibración en la respuesta.

- Los métodos de análisis simplificados, tales como el análisis de las fuerzas estático equivalente, pueden aplicarse generalmente a estructuras ordinarias, aunque es posible que, en algunos casos, sus resultados no sean seguros.

- Las estructuras especiales requieren un análisis más sofisticado, como, por ejemplo, el método de la superposición modal o del espectro de respuesta.

- El análisis de las estructuras grandes y complejas que presenten rasgos de comportamiento especiales debe efectuarse mediante métodos más elaborados, tales como el análisis dinámico no lineal.

- El proyectista debe tener presente en todo momento que en todos los métodos de análisis mencionados anteriormente se han racionalizado muchas incertidumbres. El control de estas incertidumbres exige el cumplimiento de las reglas de “buena práctica”, mencionadas en la lección 21.5. Las incertidumbres están relacionadas con el comportamiento del material estructural

Tabla 1: Métodos de análisis para las estructuras bajo acciones sísmicas

Datos necesarios	Tipo de análisis	Reglamentos de Utilización - Proyecto
ANÁLISIS DINÁMICO DIRECTO *(Dominio del tiempo)* • Acelerograma a(t) (real o artificial) • Características de la estructura, elástica, inelástica (curvas M-È para las uniones)	• Lineal o no lineal • Integración directa	• Procedimiento permitido por las normas, pero no para el diseño • Utilización tan sólo para estructuras grandes y complejas • Utilización para la evaluación de la respuesta de estructuras ya existentes bajo un sismo específico
ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA • Espectro de Respuesta de Diseño • Características de la estructura, sólo elástico	• Análisis modal (lineal) • Superposición de los modos de vibración.	• Procedimiento de proyecto típico en las normas sísmicas • Sin limitaciones de utilización
ANÁLISIS DE LAS FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES • Espectro de Respuesta de Diseño • Características de la estructura, sólo elástico	• Análisis estático • El primer modo de vibración es predominante	• Procedimiento permitido por las normas para edificios con limitaciones de regularidad específicas

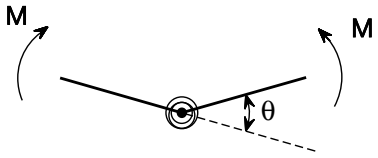
bajo carga cíclica, discrepancias de las características del sismo, coeficiente del amortiguamiento real, efectos de la interacción suelo-estructura, etc.

Resulta obvio en base a la discusión anterior que el proyecto de una estructura sísmicamente resistente representa una compleja labor que requiere de juicios de ingeniería. Por lo tanto, este tipo de proyectos deben ser realizados por ingenieros experimentados. La utilización automática de programas informáticos como cajas negras puede producir un diseño inadecuado.

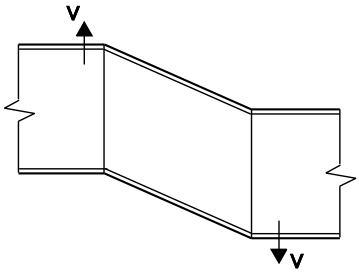
4. COMPORTAMIENTO INELÁSTICO Y SU PAPEL EN EL PROYECTO

El proyecto elástico de estructuras sísmicamente resistentes produce estructuras de un coste muy elevado. Además, no es consistente con la filosofía actual de la construcción sísmica que intenta establecer zonas de disipación controladas en la estructura en las que sea posible disipar la energía sísmica mediante el comportamiento histerético dúctil. Las principales zonas de disipación en las estructuras metálicas son las rótulas plásticas (en flexión), los recuadros de alma en cizallamiento y las barras bajo tracción plástica (figura 4).

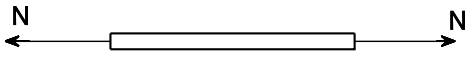
En la figura 5 se presenta la diferencia de la disipación de energía entre el concepto elástico e inelástico. La aportación de energía E_i de un sismo se disipa dentro de la estructura mediante la siguiente suma de términos:



Rótula plástica por flexión (M-θ)



Mecanismo de cortadura de un recuadro de alma



Barra bajo tracción plástica

Figura 4 Zonas de disipación en estructuras metálicas

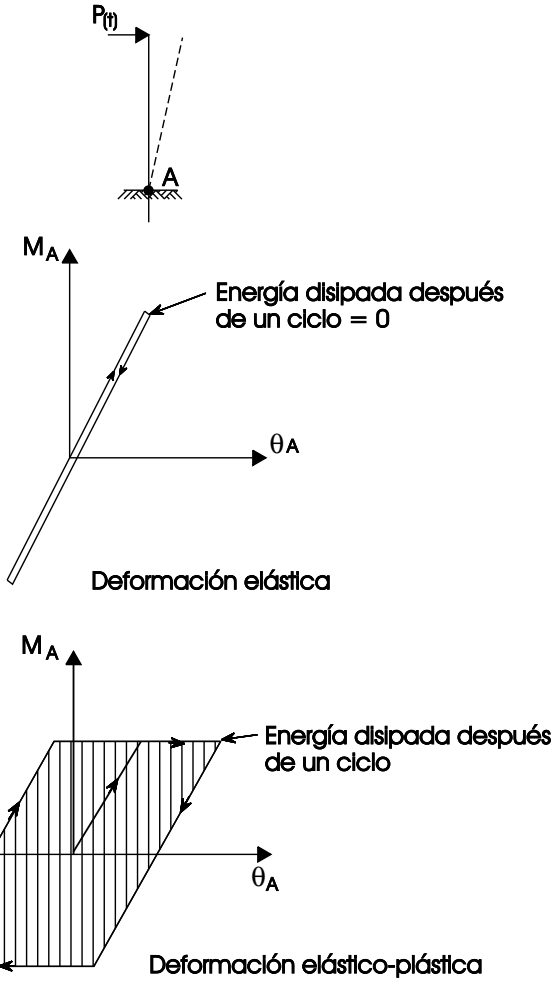


Figura 5 Diferencia en la disipación de energía entre el comportamiento elástico y no elástico

$$E_i = E_e + E_d + E_{ye} + E_{kin}$$

donde

E_e es la energía de la deformación elástica

E_d es la energía disipada de manera viscoelástica

E_{ye} es la energía disipada mediante la fluencia

E_{kin} es la energía cinética.

Con el fin de obtener una estructura sísmicamente resistente y estable, la aportación de energía se minimiza mediante técnicas especiales, tales como el aislamiento de los cimientos

del edificio, o se aumentan los términos de disipación del lado derecho de la ecuación. También se aumenta el término E_{ye} en la medida de lo posible. Además, teniendo en cuenta la disipación de energía elastoplástica se consigue una considerable reducción en el peso de la estructura. En la figura 6 se considera el diagrama del momento de rotación de dos vigas equivalentes desde el punto de vista de la disipación de energía. El momento flector M1 necesario para resistir elásticamente un sismo es tres veces superior al momento flector M2 del elemento elastoplástico con una ductilidad de 2. Expresado en términos de peso, la viga 2 tan sólo es equivalente al 0,6 de la viga 1. Por lo tanto, el comportamiento dúctil permite una economía significativa en la magnitud de los elementos de una estructura. Esta economía puede tener un mayor alcance, ya que es posible que la ductilidad local sea superior a 2. En las estructuras metálicas el valor de la ductilidad local puede alcanzar un valor tan elevado como 10.

Con el fin de proyectar estructuras con comportamiento disipativo mediante el empleo de análisis elásticos, lo cual resulta fácil para la oficina de proyecto, es necesario seguir ciertas reglas. Estas reglas aseguran la formación segura del mayor número posible de zonas de disipación locales, evitando los mecanismos de colapso local.

Se puede efectuar una aproximación a los resultados de los análisis dinámicos no lineales mediante la utilización de un análisis elástico, reduciendo el análisis del espectro de respuesta convencional de alguna manera para tener en cuenta la disipación de energía inelástica de la estructura real bajo la acción sísmica.

Esta reducción se consigue mediante la utilización del coeficiente de comportamiento estructural q. Normalmente, q puede definirse como la relación entre el acelerograma máximo que una estructura es capaz de resistir sin que se produzca su colapso y el acelerograma para el que aparece la fluencia en algún lugar de dicha estructura. Esta definición tiene carácter general y puede aplicarse a diferentes cantidades que sean de interés. En las estructuras metálicas, una manera de establecer la correlación entre un análisis elástico convencional y el comportamiento inelástico real es la siguiente:

Para una estructura concreta bajo una acción sísmica específica a(t), se efectúa una serie de cálculos de la respuesta dinámica no lineal mediante la aplicación de acciones λ (t), donde λ es un multiplicador. El aumento del valor de λ produce las siguientes situaciones sucesivas (figura 7):

- Los valores de λ son tales que todas las secciones de la estructura permanecen elásticas. En estos casos, si d es un desplazamiento que caracteriza la deformación de la estructura, por ejem-

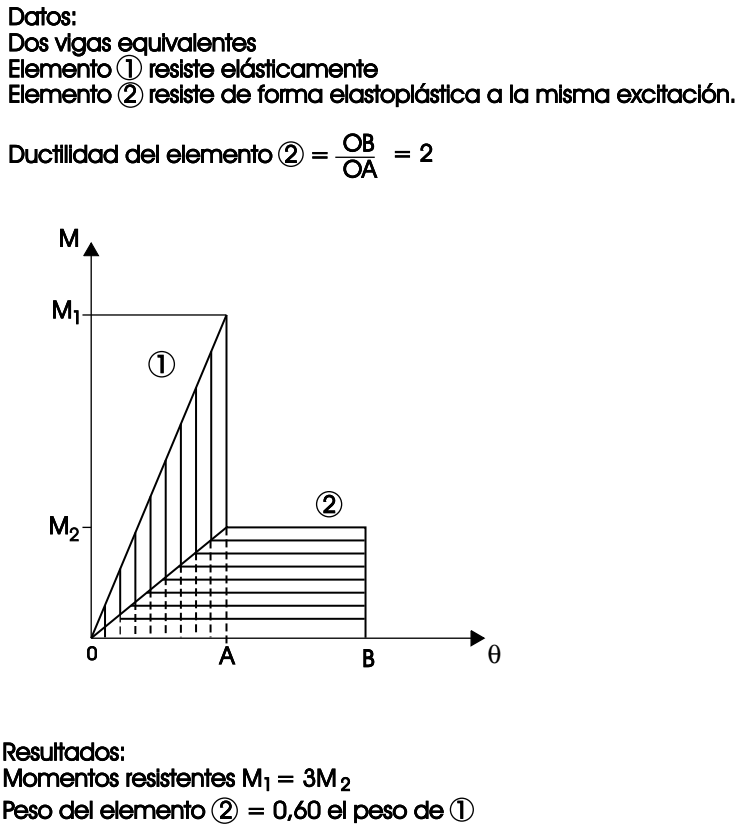


Figura 6 Reducción del peso teniendo en cuenta la disipación de la energía elastoplástica

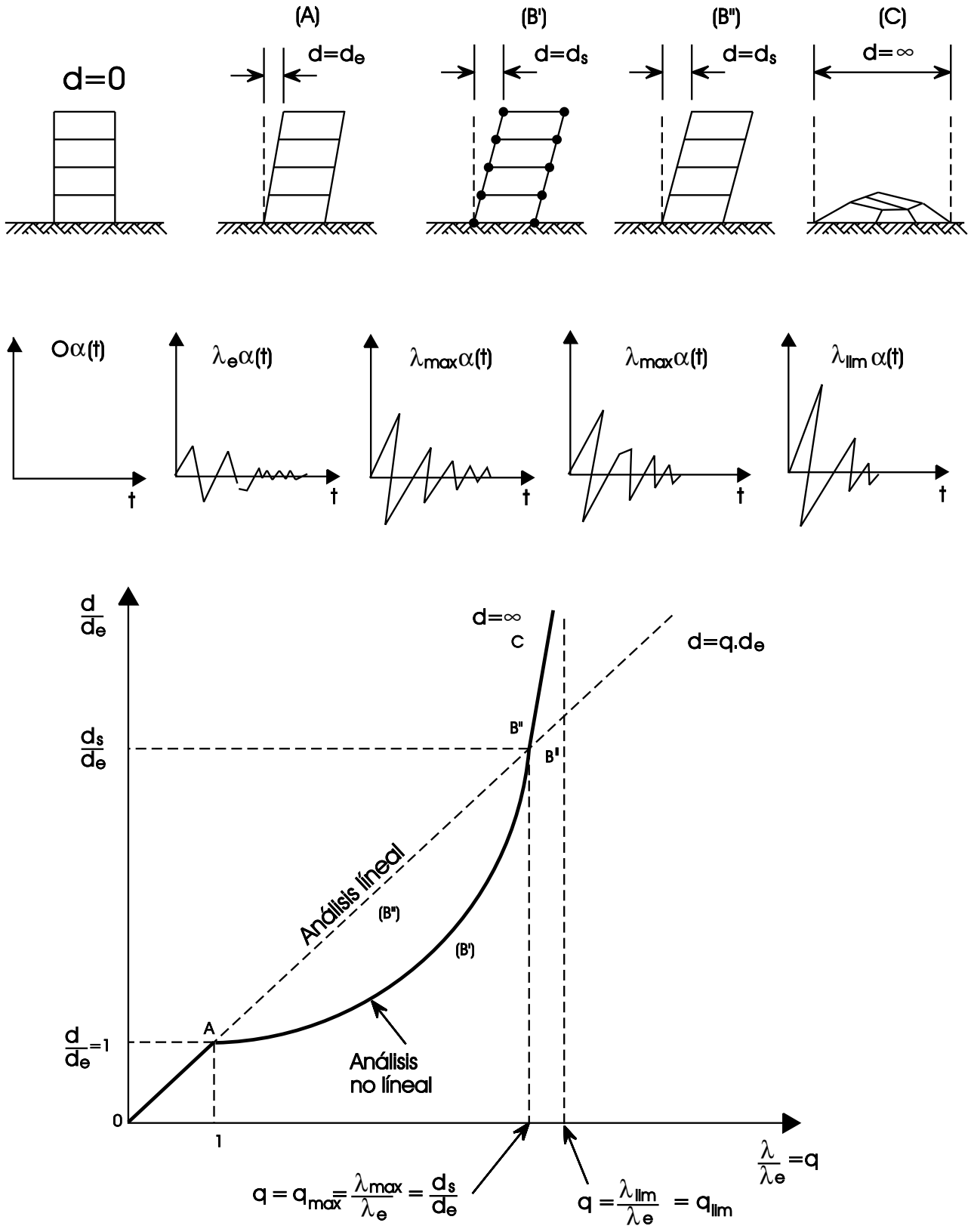


Figura 7 Correlación entre los análisis elástico y no elástico

plo el vaivén de un piso, entonces d será proporcional a λ.

- El valor específico de λ que corresponde a la fase en la que se alcanza la tensión de fluencia en una sección de la estructura se denomina λ_e.

- En la fase siguiente, los valores de λ son tales que los d reales son menores que los d calculados mediante el análisis elástico, es decir, asumiendo un comportamiento elástico ilimitado, debido a la disipación de energía mediante la fluencia.

- Mediante un mayor aumento de los valores de λ, se calcula un valor $\lambda_{máx}$ que corresponde al mismo desplazamiento elástico e inelástico. Esta coincidencia se debe a la cada vez mayor intervención de los efectos P-Δ, que provoca un incremento de los desplazamientos.

Entonces, el coeficiente del comportamiento q se define de la siguiente manera:

$$q = \lambda_{max} / \lambda_e$$

Así pues, la existencia de un punto de encuentro entre ambas formas de comportamiento posibilita un lazo de unión directo entre los cálculos lineales y no lineales. La equivalencia indica que, para un acelerograma concreto a(t) y un valor conocido de q, el análisis lineal habitual bajo la acción a(t)/q y las verificaciones habituales de las tensiones proporcionan el mismo nivel de seguridad que los cálculos no lineales dinámicos bajo la acción de a(t). Esta equivalencia se debe a la compensación del efecto de la fluencia que reduce los desplazamientos y del efecto de P-Δ sobre la estructura que aumenta los desplazamientos.

Los desplazamientos reales de la estructura d_s son q veces los desplazamientos elásticos d_e calculados mediante la utilización de las fuerzas reducidas, es decir,

$$d_s = q\ d_e$$

En la lección 21.5 se ofrecen los valores del coeficiente q para diversos tipos de edificios de acero. Todas las normas de la construcción recientes utilizan un enfoque similar con ligeras diferencias en el valor del coeficiente q. Estas discrepancias tienen su justificación en el hecho de que los coeficientes q no son únicamente funciones del perfil de la estructura, sino que también dependen de los acelerogramas a (t) que se consideren. Los acelerogramas varían entre diferentes regiones del mundo. Otros puntos de diferencia pueden deberse al parámetro seleccionado que caracteriza el comportamiento, que puede ser la igual disipación de energía en lugar de los desplazamientos, y también debido a los coeficientes de seguridad utilizados para el análisis elástico, que normalmente son más elevados que los utilizados para los análisis inelásticos. Por lo tanto, los coeficientes q apropiados requieren un enfoque teórico, pero también la utilización de criterios físicos.

También debe tenerse en cuenta que el análisis mediante la utilización de un coeficiente de reducción q para las acciones sísmicas es convencional. La seguridad de los diversos elementos estructurales se garantiza mediante la exigencia de que las tensiones de comparación calculadas sean inferiores o iguales a la tensión de fluencia. Para el proyecto de las uniones, bajo un sismo real, las tensiones de comparación reales son iguales a f_y en las zonas de disipación. Es debido a esta razón que las uniones cercanas a las zonas de disipación deben proyectarse de manera que transmitan la resistencia plástica proyectada de los elementos y no los esfuerzos elásticos calculados en base a un análisis elástico utilizando un coeficiente de reducción q.

5. RESUMEN FINAL

La filosofía para la construcción de estructuras sísmicamente resistentes exige que la estructura no sufra el colapso y que retenga su integridad estructural bajo un sismo “fuerte”. La estructura tampoco debe resultar dañada, ni su utilización verse limitada, bajo un sismo “moderado”. Con el fin de evitar el colapso, se permite que las estructuras desarrollen zonas plásticas en las que se disipa la energía sísmica.

Los métodos que proporcionan las normas modernas para el análisis de las estructuras bajo acciones sísmicas evalúan su comportamiento frente a estos requisitos de actuación.

Se utilizan métodos en el dominio del tiempo, aunque su aplicación resulta costosa.

El método del espectro de respuesta es el procedimiento típico de las normas modernas como, por ejemplo, el Eurocódigo 8. También existe un método del espectro de respuesta simplificado disponible para edificios ordinarios.

El diseño elástico de estructuras sísmicamente resistentes produce estructuras de un coste muy elevado. Por lo tanto, la filosofía actual de la construcción utiliza zonas de disipación controladas en la estructura en las que es posible disipar energía sísmica mediante el comportamiento histerético dúctil.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] `Eurocódigo 8: “Structures in Seismic Regions - Design”, CEN, (en preparación).

ESDEP TOMO 21
DISEÑO SÍSMICO

Lección 21.5: Requisitos y Verificación de Estructuras Sísmicamente Resistentes

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar los principios y requisitos generales de construcción para las estructuras de los edificios situados en zonas sísmicas.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Ninguna.

RESUMEN

En primer lugar se discuten los principios generales para diseño sísmicamente resistentes (simetría, regularidad, redundancia, resistencia a la torsión, diafragmas, etc).

Se presentan detalles completos relativos al proyecto estructural para los edificios de acero, en base a los principios generales e incluyendo las reglas y verificaciones del Eurocódigo 8 [1]. Estos detalles incluyen datos con respecto a la regularidad, elementos y uniones, tipología de las estructuras, coeficientes q y las verificaciones de la resistencia y de la ductilidad necesarias para los elementos y las uniones.

1. EL EUROCÓDIGO 8- VERIFICACIONES DE SEGURIDAD

Visión global de los requisitos

El proyecto de estructuras sismoresistentes constituye un problema multifaceta. La tabla siguiente resume los requisitos y criterios principales.

REQUISITOS	CRITERIOS
Estados límites últimos	
Sin que se produzca el colapso bajo un sismo intenso	– verificaciones de la resistencia, estabilidad y ductilidad de los elementosestructurales – estabilidad global de la estructura – cimientos
Estados límite de servicio	– verificaciones de las condiciones de deformación
Limitación de los daños bajo un sismo moderado	
Otras mediciones específicas no sísmicas	– programación y proyecto altura y otras limitaciones – cimientos – plan de calidad – estudios del suelo

Estado Límites Últimos

- Resistencia

Para todos los elementos estructurales, la resistencia proyectada, $\frac{R_d}{\gamma_{Rd}} \geq$ efectos de la acción proyectada, Sd.

La resistencia R_d se calcula de acuerdo con las reglas específicas del material. En los apartados 3 y 4 se ofrece una explicación al respecto.

- Estabilidad

Para los efectos de segundo orden existen dos posibilidades: tomarlos en cuenta explícitamente o proceder a su verificación como si fueran despreciables mediante la utilización del siguiente criterio (figura 1).

$$M_{2º\ orden} << M_{1er\ orden}$$

$$P_{tot} \cdot d_m << v_{tot} \cdot h$$

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_m}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,1$$

donde

P_{tot} es la carga gravitatoria total en y por encima del piso en cuestión

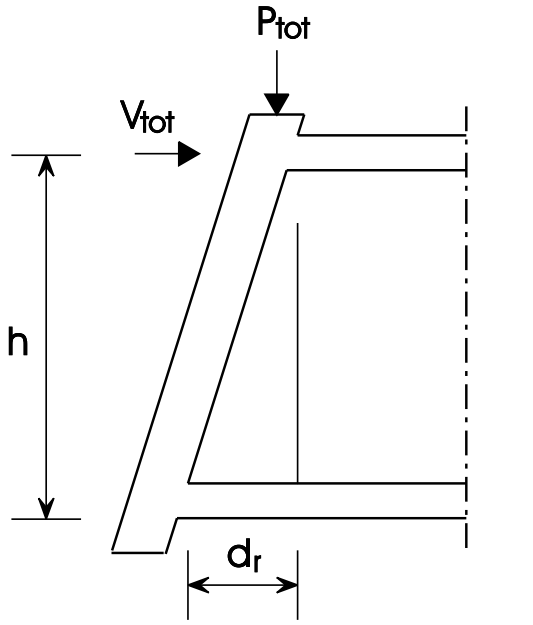
d_r es el desplazamiento lateral entre pisos ($d_r = q \cdot d_e$!)

V_{tot} es el cortante sísmico total en el piso en cuestión

h es la altura del piso.

- Ductilidad

Las verificaciones de la ductilidad pertenecen al ámbito del material y se describen en los apartados 3 y 4.



d_r = Desplazamiento entre plantas

Figura 1

- Cimientos

La resistencia del suelo debe satisfacer unos requisitos del “proyecto con respecto a la capacidad”; esto significa que los cimientos deben resistir las fuerzas máximas que les puedan transmitir los elementos estructurales, independientemente de los valores reales resultado de las acciones sísmicas.

Estado Límite de la Utilizabilidad

Verificaciones de las condiciones de deformación

- Desplazamiento lateral entre pisos

En el caso de las estructuras que incluyan elementos no estructurales sensibles a la deformación, el desplazamiento lateral entre pisos d_r se limita, por ejemplo 0,002 h.

- Choque

Las uniones entre las estructuras deben proyectarse de tal manera que se evite el choque entre dos estructuras adyacentes.

2. CONSIDERACIONES GENERALES RELATIVAS AL PROYECTO DE EDIFICIOS SITUADOS EN ÁREAS DE ACTIVIDAD SÍSMICA

Introducción

En este apartado se ofrecen algunos principios generales para el proyecto de las estructuras que hayan de construirse en áreas de actividad sísmica. Es necesario señalar que es posible efectuar el proyecto de estructuras sísmicamente resistentes sin tener en consideración estos principios.

No obstante, su observación reducirá sustancialmente la posibilidad de que se produzcan efectos dinámicos cuya predicción es imposible mediante el análisis lineal. Debido a esta razón, el Eurocódigo 8[1] establece valores de las acciones sísmicas más reducidos (coeficientes q más elevados) para los sistemas que se ajustan a las reglas generales. El sobrecoste de las estructuras sísmicamente resistentes se reduce mediante la utilización de estos valores inferiores en comparación con las estructuras habituales. También se observa que la combinación “buen proyecto - análisis simple” proporciona unas estructuras más seguras que la combinación “mal proyecto - análisis sofisticado”.

Principio 1 - Simplicidad

El comportamiento dinámico de una estructura simple resulta fácil de entender y de calcular. El riesgo de olvidar algún aspecto especial del rendimiento como, por ejemplo, la interacción entre las partes con rigideces diferentes es reducido. La simplicidad global produce una configuración de los detalles simple.

Principio 2 - Continuidad y distribución uniforme de la resistencia

Cualquier discontinuidad del proyecto introduce una concentración de tensiones y, potencialmente, un mecanismo de colapso local. La disipación de energía de la estructura debe ser lo más elevada posible. Por lo tanto, es necesario que haya un gran número de zonas de disipación en la estructura. Como resultado de ello, el objetivo debe consistir en un mecanismo de colapso global. La falta de homogeneidad en el comportamiento de una estructura que presenta grandes discontinuidades implica tediosos cálculos y un proyecto difícil de las áreas de unión.

La continuidad práctica presenta muchos aspectos.

Configuración de detalles:

- No debe haber un debilitamiento en las secciones.
- Deben evitarse los efectos secundarios generados por descentramientos, así como las modificaciones repentinas en las secciones.
- Las uniones siempre deben estar alejadas de las zonas de disipación.
- El control en la obra debe ser efectivo con el fin de lograr una correspondencia adecuada entre el proyecto y la ejecución. Se debe prestar una atención especial, por ejemplo, a los tornillos, pretensado (límite aparente de fluencia máximo y mínimo, ductilidad del material), ausencia de bloqueos del desplazamiento en la estructuras debidos a muros no programados.
- Siempre debe haber enlaces positivos. No se puede confiar en la fricción para que resista las fuerzas horizontales o los desplazamientos relativos de, por ejemplo, apoyos, diafragmas, viguetas de un puente. Del mismo modo, la fuerza de la gravedad no es suficiente para la contención de los elementos no estructurales. La desunión de los techos o revestimientos suspendidos puede resultar dramática.

Proyecto global:

La redundancia es una condición mínima para el desarrollo de la continuidad real en una estructura. Es necesaria, aunque no suficiente.

Por regla general, la continuidad y la distribución uniforme de la resistencia en la dirección horizontal de un edificio es sinónimo de simetría y, si fuera posible, casi de axisimetría. El plan de conjunto de los elementos resistentes verticales también debe reconocer la necesidad de una elevada rigidez torsional global. Se han observado daños importantes en las zonas de unión de las estructuras con "alas". Las diferencias entre las formas del modo flexural de estas "alas" produce este resultado (figura 2).

La continuidad en la dirección vertical significa una falta de retranqueos y una distribución relativamente uniforme de la resistencia a la flexión y al cizallamiento de la estructura. Es necesario evitar el fenómeno denominado del “piso blando”. Las modificaciones accidentales de la rigidez causadas por elementos “no estructurales”, tales como rellenos, mamparas, etc, también deben evitarse (figura 2). El Eurocódigo 8 permite la utilización de métodos de análisis simplificados para los edificios cuando se cumplen ciertas condiciones, consultar tabla 1.

En aquellos casos en los que las circunstancias (emplazamiento disponible, razones estéticas o relativas a la utilización del edificio) son tales que la continuidad estructural no resulta posible para el volumen total de la estructura, esta última puede dividirse en bloques de menor tamaño. Mediante este procedimiento, la continuidad estructural puede existir en cada bloque, que se unen mediante recorridos flexibles. Es necesario dejar una distancia adecuada entre dos bloques contiguos, calculada como la suma de sus desplazamientos máximos, con el fin de evitar el choque entre los bloques cuando se vean afectados por la acción sísmica.

Principio 3 - Mecanismo de disipación

En la lección 21.4 se introdujeron las estructuras de los edificios capaces de disipar energía. Las zonas de disipación deben ser seguras y numerosas. Esta situación puede conseguirse de diferentes maneras, basadas en la adopción de enfoques de la construcción estructurados sobre los principios que se describen a continuación.

Principio 4 - Esbeltez reducida

Por regla general, cuanto más esbelta es una estructura, peor resulta el efecto de vuelco de un sismo.

No obstante, una esbeltez elevada puede resultar útil en algunos casos (consultar Principio 7).

Principio 5 - Resistencia torsional

La acción de los sismos produce efectos torsionales especiales en las estructuras, debido fundamentalmente al hecho de que la resultante de las fuerzas de inercia generadas por el terremoto se aplica en el centro de masa M de cada piso de la estructura y, generalmente, este centro no coincide con el centro de torsión S de la estructura sísmicamente resistente (figura 3). La fuerza resultante multiplicada por la distancia a ese centro produce un momento de torsión M_t. En los pórticos de varios pisos, el momento de torsión de un piso concreto aumenta como resultado del efecto del momento resultante de los pisos situados por encima. En la mayor parte de las estructuras, el enfoque para la evaluación de este momento de torsión es en parte racional (la distancia entre S y M) y en parte estadístico, debido a que la repartición de la carga en una estructura no se conoce lo suficiente en la etapa del proyecto y se modifica a lo largo de la vida de la estructura. Los reglamentos indican como evaluar este segundo término. Existen unas pocas estructuras que están libres de los efectos de la torsión (aximétricas) como, por ejemplo, las torres de agua.

También puede haber una segunda causa para la acción de la torsión. El sismo en sí tiene fundamentalmente como resultado la propagación vertical de una onda de cizallamiento, de

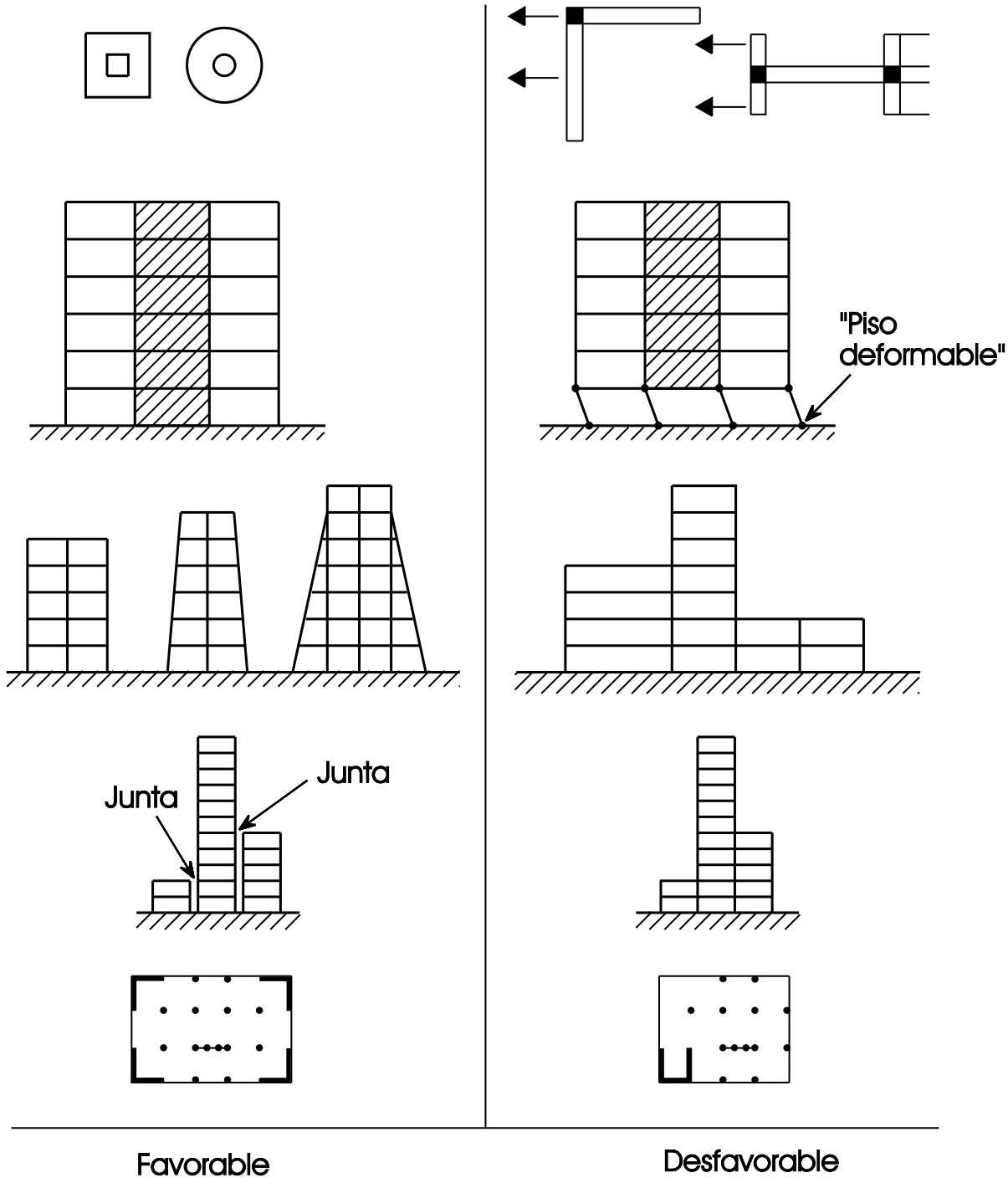


Figura 2 Continuidad y simetría

manera que es posible que dos puntos de la estructura se estén moviendo simultáneamente de manera diferente. Normalmente, el origen de la torsión es importante en el caso de estructuras que tienen un gran tamaño en planta como, por ejemplo, los puentes.

Con el fin de resistir la acción torsional, la estructura debe estar dotada de la rigidez torsional adecuada. La mejor solución se obtiene colocando la parte de la estructura sísmicamente resistente cercana al perímetro de la estructura en su totalidad y en todo su perímetro, cumplien-

Tabla 1: Regularidad estructural en el Eurocódigo 8

Para la aplicación de los métodos de análisis simplificados, un edificio puede recibir la clasificación de regular cuando se cumplen simultáneamente las siguientes condiciones.

Distribución geométrica y estructural en el plano

- La configuración del plano no presenta perfiles divididos ni entrantes de importancia. Cuando existen recesos o esquinas entrantes sus dimensiones no superan el 25% de las dimensiones externas del edificio en la dirección correspondiente.
- La estructura del edificio se distribuye a lo largo de una trama ortogonal que define dos direcciones principales con rigideces similares.
- El edificio presenta una configuración de plano aproximadamente simétrica con respecto a las dos direcciones ortogonales principales mencionadas en el párrafo anterior.
- En cualquier piso, las distancias (medidas en las dos direcciones principales) entre el centro de masas y el centro de rigidez no supera el 15% del "radio de resiliencia", definido como la raíz cuadrada de la razón de las rigideces torsional y translacional del piso.
- La rigidez de los forjados en el plano es lo suficientemente elevada, en comparación con la de los elementos estructurales verticales, de manera que sea posible asumir un comportamiento rígido. Además, los forjados no deben presentar agujeros de gran tamaño que obstaculicen la validez de la hipótesis anterior, especialmente si están colocados en las proximidades de los principales elementos estructurales verticales.

Configuración vertical

- Las propiedades de la masa y la rigidez son aproximadamente uniformes en la totalidad de la altura del edificio.
- Cuando exista un retranqueo gradual en la altura, el retranqueo no será superior en ningún piso al 20% de las dimensiones del plano previas en la dirección del retranqueo y se mantendrá la simetría con respecto al eje vertical.
- Si se produce un retranqueo superior al 20%, pero inferior al 50% y manteniéndose la simetría, dentro de los límites del 15% inferior de la altura total del edificio por encima del nivel del suelo circundante (o por encima del nivel de aplicación de la acción sísmica), se puede mantener su clasificación de regular. En estos casos, la estructura de la zona de la cimentación por debajo de una proyección vertical de los pisos superiores debe ser capaz de soportar por lo menos el 75% de los esfuerzos cortantes que podrían desarrollarse en esa zona, en un edificio similar, sin ese aumento de la cimentación.
- Cuando los retranqueos están presentes únicamente en una fachada, el retranqueo global (la suma de los retranqueos en cada piso) no es superior al 30% de la dimensión del plano en el primer piso y el retranqueo individual no es superior en ningún piso al 10% de la dimensión del plano previa.

do el principio de la simetría. Debe señalarse que la estructura clásica de "un núcleo vertical" propia de las áreas sin actividad sísmica no resulta eficaz, ya que carece de rigidez torsional. Sencillamente debe evitarse en los diseños asimétricos.

Principio 6 - Diafragmas

En un edificio, los diafragmas son las estructuras que transfieren las fuerzas de inercia horizontales, que surgen como consecuencia del movimiento aplicado sobre las masas de los forjados y su carga, a las estructuras capaces de contenerlas.

Los diafragmas deben ser estructuras de deformabilidad reducida y capaces de distribuir eficazmente la acción horizontal entre las diversas estructuras resistentes verticales. Los diafragmas pueden proporcionarse de varias maneras: losas de hormigón, losas mixtas, vigas de

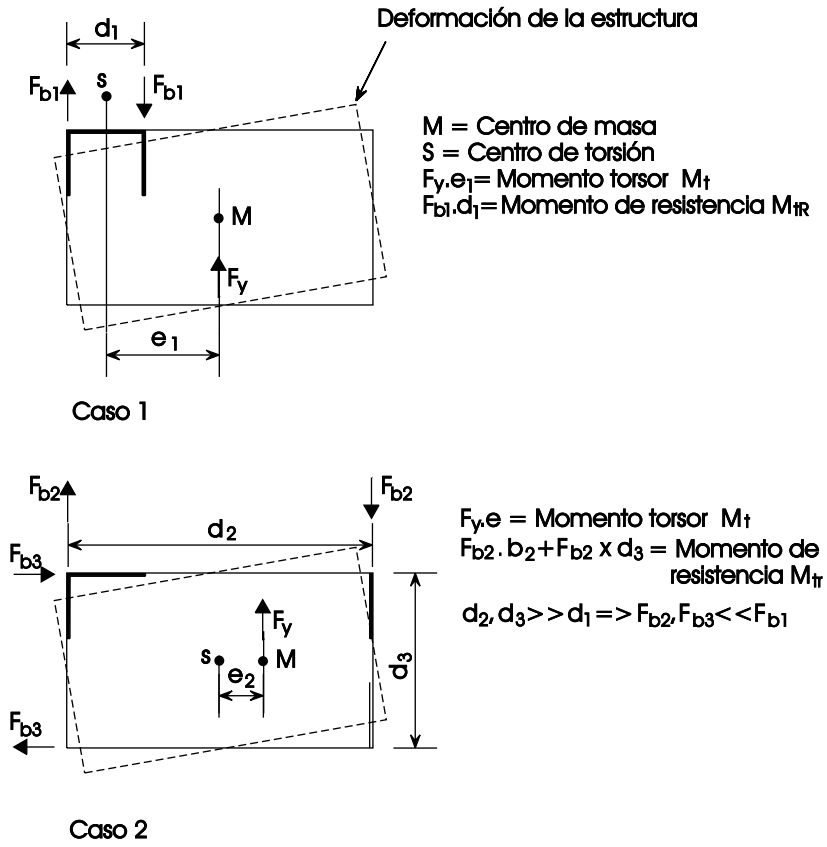


Figura 3 Torsión

celosía, pórticos. Los diafragmas deben estar conectados adecuadamente a los elementos de rigidez verticales. Los enlaces deben tener capacidad para transmitir la fuerza de inercia horizontal.

Principio 7 - Distribución racional de las cargas en la estructura

Las cargas importantes no deben colocarse en los lugares en los que generan fuerzas de inercia bajo la carga sísmica. Por ejemplo, una biblioteca debe situarse preferentemente en el nivel del suelo. Una instalación de rayos X debe estar cercana al centro de rotación. Se deben reducir las masas siempre que sea posible. Por ejemplo, la utilización de sistemas ligeros en los pisos, en lugar de las losas tradicionales, puede suponer reducciones drásticas de las fuerzas de inercia y producir un importante ahorro en la estructura. En el caso de las mamparas, rellenas, revestimientos, etc, se deben hacer elecciones similares.

Principio 8 - Adaptación de la rigidez al emplazamiento

La forma del espectro de respuesta de diseño (lección 21.4) indica que las fuerzas sísmicas son menores en el caso de las estructuras caracterizadas por un período (T) vibratorio elevado. Esta característica puede utilizarse en ocasiones en las etapas iniciales del proyecto, especialmente si se dispone de datos más elaborados para un emplazamiento concreto. Por ejemplo, en un emplazamiento en el que hay gruesas capas de material de aluvión, caracterizado por un espectro de respuesta con amplitudes relativamente elevadas en la zona del período elevado y amplitudes bajas en la zona de períodos bajos, una estructura muy rígida constituiría una mejor opción que otra flexible. En el caso de un área rocosa, la elección se invertiría.

Principio 9 - Una estricta correspondencia entre la estructura real y el modelo utilizado en su análisis

El proyecto de una estructura que resulte segura bajo la carga sísmica es viable. No obstante, para la consecución de una estructura segura, es necesario que el modelo utilizado en el análisis corresponda a la estructura real. De no ser así, la fluencia, por ejemplo, se produciría en lugares distintos de los previstos, o no se produciría, siendo reemplazada por una rotura frágil. En la ingeniería sísmica, una mayor cantidad de material o un material más resistente no se traduce en un mayor grado de seguridad, ya que ésta no se deriva únicamente de la resistencia, sino también de la ductilidad.

Existen varias causas para las discrepancias entre la realidad y el modelo, como, por ejemplo:

- los elementos no estructurales, como los rellenos, no deben proporcionar una rigidez no prevista a la estructura. Esta rigidez puede modificar por completo el comportamiento de la estructura, introducir un elevado cizallamiento local y causar el colapso. Los elementos no estructurales deben conectarse de tal manera que realmente no desempeñen ningún papel estructural.

- la distribución del límite aparente de fluencia en la estructura no debe ser muy diferente del asumido, pues en caso contrario la fluencia se producirá en lugares distintos de los previstos o no se producirá.

- el control en el replanteo debe asegurar que la estructura real se corresponde con la diseñada.

3. EL PROYECTO DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS EN ÁREAS DE ACTIVIDAD SÍSMICA

Materiales

Los materiales tales como las secciones estructurales, tornillos y soldaduras que se utilizan para las estructuras metálicas en las regiones proclives a experimentar episodios sísmicos no difieren de los utilizados para las estructuras metálicas en otros lugares. Normalmente se los somete a las mismas verificaciones de calidad.

No obstante, el cumplimiento del Principio 9 del apartado 2 requiere la definición por parte del proyectista de un valor máximo del límite aparente de fluencia del acero que se ha de utilizar en la estructura. Este requisito es específico para los proyectos sísmicamente resistentes. La razón de este requisito consiste en que, normalmente, la entrega del material de acero se efectúa en base a un límite aparente de fluencia mínimo garantizado, aunque en la práctica es posible que el valor del límite aparente de fluencia sea mucho más elevado que el que se especificó en el pedido. Este hecho hace que, generalmente, se aplique un cierto grado de cautela en la realización del proyecto, lo cual no es perjudicial para las estructuras metálicas normales, pero sí que puede serlo en el caso de las estructuras metálicas sísmicamente resistentes. Los efectos de la sobre-resistencia en las partes de la estructura destinadas a la disipación puede producir una concentración de la disipación de energía sísmica en puntos en los que ni estaba prevista ni se deseaba, como, por ejemplo, en las uniones.

Por lo tanto, en el caso de las partes de la estructura destinadas a la disipación, se especifica el valor superior y el inferior del límite aparente de fluencia, tanto durante la realización del proyecto como a la hora de efectuar el pedido del material. Además, es necesario ejercer el control suficiente mediante reglas de aplicación específicas con el fin de evitar la sobre-resistencia.

De acuerdo con el EN 10025, los aceros generales se utilizan en las estructuras metálicas sísmicamente resistentes. Preferiblemente, los tornillos deben ser de alta resistencia, clases 8.8 y 10.9.

Secciones

Las secciones de acero situadas en las zonas de disipación de la estructura deben ser capaces de resistir la fluencia sin que se produzca una pérdida significativa de resistencia. Este requisito puede constituir un problema en aquellas partes comprimidas de las secciones en las que puede producirse la abolladura en una etapa temprana. Con el fin de evitar la abolladura, se aplican restricciones a la razón anchura/espesor de las partes comprimidas planas de las secciones. Estas restricciones dependen de la ductilidad máxima global de la que se quiera dotar a la estructura. Debido a esta razón, las secciones de acero se clasifican en tres clases de acuerdo con tres niveles del coeficiente del comportamiento q, tal y como se indica en la tabla que se muestra a continuación.

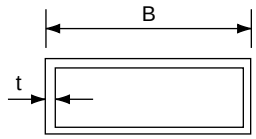
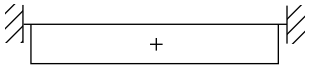
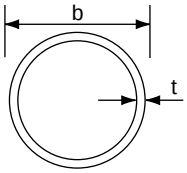
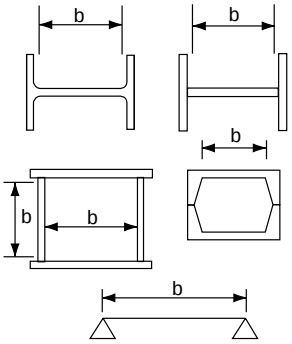
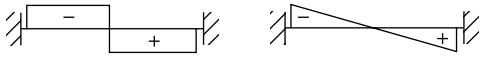
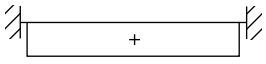
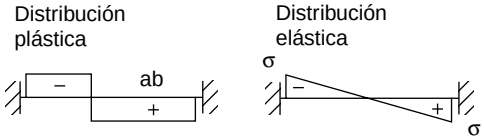
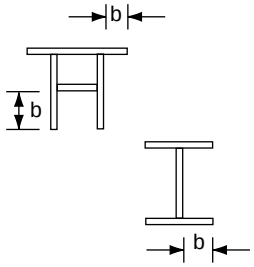
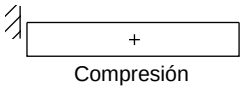
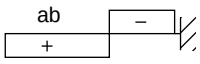
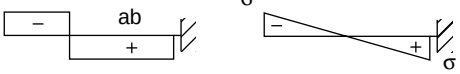
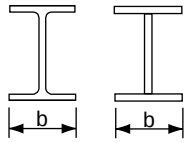
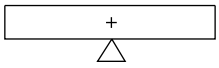
Coeficiente del comportamiento q	Clase de sección
q < 6	A
q < 4	C
q < 2	C

En la tabla 2 se ofrecen los valores límite b/t para las tres clases de secciones anteriores de acuerdo con el Eurocódigo 3[2].

Un aumento de la relación b/t produce una ductilidad local inferior como resultado de la aparición de la abolladura. A su vez, esta reducción produce una disminución de la capacidad de la estructura para disipar energía, lo cual se expresa finalmente mediante un valor más reducido del coeficiente de comportamiento q.

Uniones

Las uniones no deben constituir el emplazamiento del colapso, debido a las siguientes razones:

Sección transversal y condición de contorno	Distribución de las tensiones (compresión positiva)	Clase A	Clase B	Clase C
Sección hueca rectangular 		33 ε	37 ε	41 ε
Sección tubular 	Compresión	$50\,\varepsilon^2$	$70\,\varepsilon^2$	$85\,\varepsilon^2$
Almas de perfiles en I. Almas de las alas de secciones soldadas 	 Distribución plástica Distribución elástica	66 ε	78 ε	90 ε
	 Compresión	33 ε	39 ε	41 ε
	Flexión compuesta 	$\frac{33}{a}\varepsilon$	$\frac{39}{a}\varepsilon$	$\frac{41}{a}\varepsilon$
alas libres de secciones tubulares soldadas o alas de perfiles en I 	 Compresión	9 ε	10 ε	12 ε
	Flexión compuesta 	$\frac{9}{a}\varepsilon$	$\frac{10}{a}\varepsilon$	$\frac{12}{a}\varepsilon$
	Flexión compuesta 	$\frac{9}{a\sqrt{a}}$	$\frac{10}{a\sqrt{a}}$	$\frac{12}{a\sqrt{a}}\varepsilon$
Alas de perfiles en I 	Compresión 	20 ε	22 ε	26 ε

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

f_y	235	275	355
ε	1	0,92	0,81

Tabla 2 Ratio b/t límite de las partes comprimidas de secciones transversales para diferentes clases de secciones

- generalmente, su mecanismo de colapso no se conoce lo suficiente.

- presentan una ductilidad global reducida, ya que las concentraciones de tensiones agotan localmente la ductilidad disponible del material.

- los tornillos de alta resistencia no son muy dúctiles. También es posible que, en las uniones a tracción, se vean sometidos adicionalmente a fuerzas de palanca, de las que no se dispone de la información suficiente.

- la zona afectada térmicamente cercana a las soldaduras es menos dúctil que el material original.

Por lo tanto, se impone un criterio según el cual la uniones situadas cerca de las zonas de disipación deben disponer de la suficiente sobre-resistencia, de manera que la fluencia se produzca en los elementos dúctiles (criterio de la sobre-resistencia).

Se considera que las uniones soldadas efectuadas mediante soldaduras a tope de penetración total satisfacen el criterio anterior.

Con el fin de satisfacer el criterio de sobre-resistencia anterior, las uniones soldadas efectuadas con soldaduras de ángulo y las uniones atornilladas deben cumplir los siguientes requisitos:

$$R_d \geq 1{,}20\ R_{fy}$$

donde

R_d es la resistencia proyectada de la unión

R_{fy} es la resistencia a la fluencia del elemento conectado.

Frecuentemente es posible satisfacer la condición anterior mediante un aumento de la sección de la barra en la zona de la unión. La figura 4 muestra dos uniones de arriostramientos, en las que el cumplimiento de la condición de la sobre-resistencia exige un refuerzo de la zona de unión, bien mediante una chapa soldada o mediante una escuadra de unión atornillada.

En las uniones atornilladas, es el agotamiento de los tornillos en apoyo la que debe controlar el comportamiento y no el agotamiento a cortante.

Resulta evidente en base a la discusión anterior que la condición de la sobre-resistencia puede producir uniones de un coste muy elevado. Existen dos maneras posibles de solventar esta desventaja de la sobre-resistencia:

- diseñar uniones mediante soldaduras a tope de penetración total en las zonas de disipación.

- reducir la sección de la barra y, por lo tanto, la resistencia a la fluencia de la zona de disipación, de manera que la condición de la sobre-resistencia proporcione un valor menos perjudicial de R_d.

Estructuras sísmicamente resistentes- Consideraciones de carácter general

El término “estructuras sísmicamente resistentes” (ESR) hace referencia a aquellos sistemas estructurales de un edificio que están proyectados para resistir las acciones sísmicas horizontales.

En las estructuras sísmicamente resistentes de acero disipativas, es decir, aquéllas que, mediante el comportamiento histerético inelástico pueden verse sometidas a deformaciones considerables sin sufrir el colapso gracias a la disipación de grandes cantidades de energía sísmica, existen básicamente tres sistemas, utilizados con el objeto de resistir las acciones sísmicas horizontales (figura 5):

a. Pórticos resistentes al momento (PRM) o pórticos simples.

b. Pórticos arriostrados concéntricamente (PAC) o arriostramientos de celosía concéntricos.

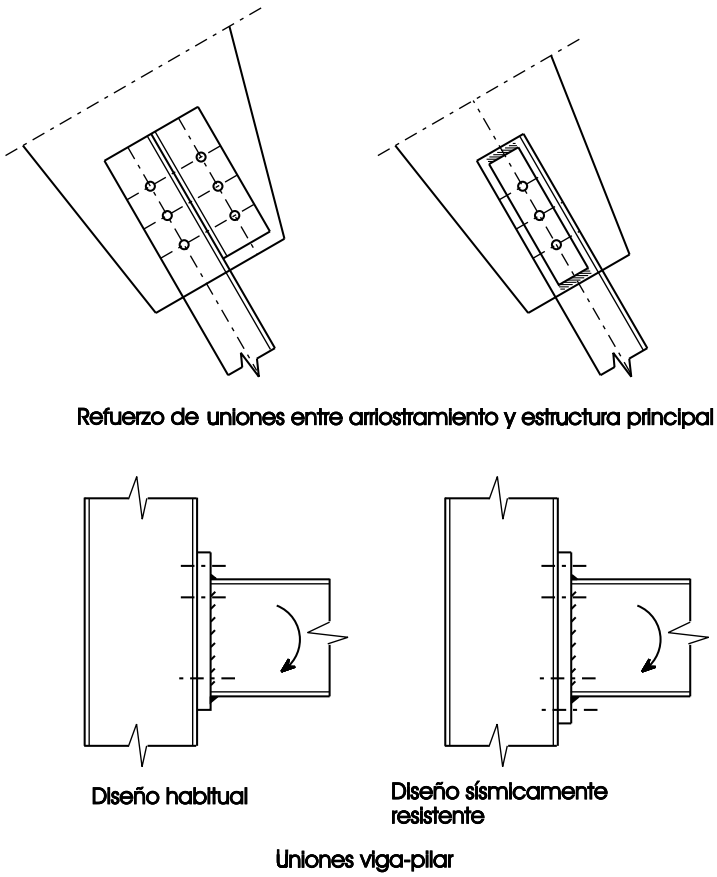


Figura 4 Influencia de la condición de sobre-resistencia

c. Pórticos arriostrados excéntricamente (PAE) o arriostramientos de celosía excéntricos.

Por regla general, los pórticos son más flexibles que las estructuras de celosía arriostradas. Por lo tanto, pueden experimentar desplazamientos horizontales mayores bajo acciones sísmicas de igual magnitud. Este tipo de desplazamientos pueden constituir un problema con respecto al "efecto P-Δ" bajo un sismo de gran intensidad o a los "daños" bajo un sismo moderado. El cumplimiento del criterio de la sobre-resistencia también puede resultar muy costoso en el caso de las barras a flexión.

Las estructuras arriostradas de celosía, a diferencia de los pórticos, siempre son rígidas, en mayor o menor grado, dependiendo, naturalmente, de su configuración. La capacidad de los diversos tipos para disipar la energía sísmica difiere en gran medida. La capacidad tanto de los pórticos como de las estructuras de celosía para disipar la energía al tiempo que resisten la acción sísmica se cuantifica mediante el coeficiente del comportamiento "q", descrito en la lección 21.4.

Las figuras 6a y 6b presentan los valores del coeficiente q para los diversos sistemas. Estos valores deben ser considerados como los máximos admisibles, incluso si en algunos casos el análisis no lineal dinámico directo da valores de q más elevados en el rango de 10 ó 12.

Estructuras sísmicamente resistentes
Consideraciones específicas-criterios según el Eurocódigo 8

Pórticos

Los pórticos son estructuras que resisten las acciones sísmicas horizontales fundamentalmente mediante la flexión de sus barras. Tienen un gran número de zonas de disipación localizadas en las proximidades de las conexiones viga/pilar. La energía se disipa mediante el comportamiento de flexión cíclico.

Durante el proyecto sísmico, se asume que el pórtico en su totalidad satisface el criterio básico consistente en evitar la creación de un piso blando.

De acuerdo con este criterio, el objetivo consiste en la formación de rótulas plásticas en las vigas, en lugar de en los pilares, en un mecanismo de colapso global, excepto en las bases de los pilares. Este mecanismo es el llamado concepto de los "pilares fuertes-vigas débiles" (figura 7). Cuando el proyecto es tal que se forman rótulas plásticas en las vigas en vez de en los pilares, estas rótulas se ocupan de la distribución de la fluencia a través de la estructura.

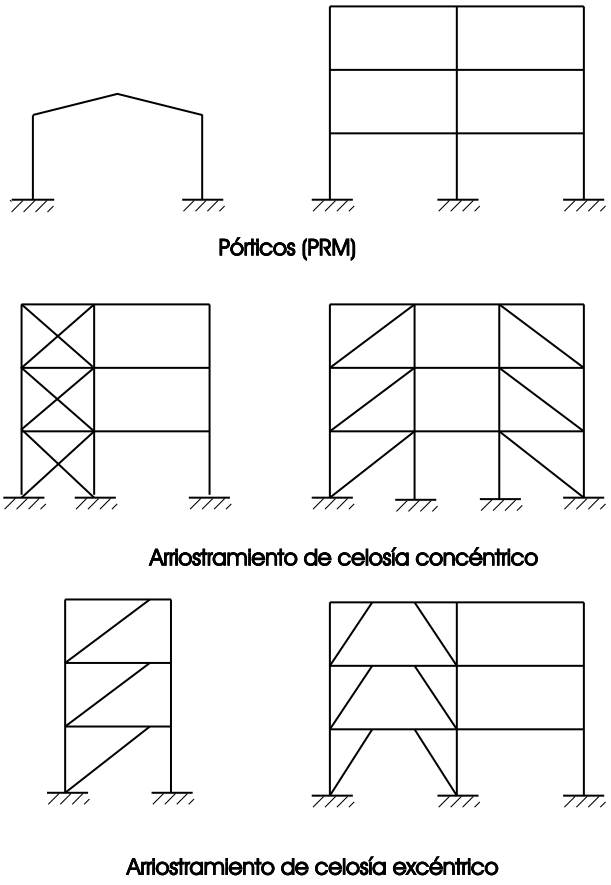


Figura 5 Tipos de estructuras sísmicamente resistentes

Además, se reduce el efecto P-Δ y se evita la interacción entre el esfuerzo axil y los momentos de flexión desviada en los pilares.

El concepto de los "pilares fuertes-vigas débiles" no se aplica ni a los pórticos de un solo piso, ni al piso superior de los pórticos de varios pisos ni a las bases de los pilares cuando éstas están conectadas a las cimentaciones.

Vigas

Las vigas se verifican con el objeto de que sean lo suficientemente seguras frente al colapso por pandeo lateral y por pandeo por torsión y lateral.

Con el fin de obtener rótulas plásticas seguras en las vigas, se efectúa una verificación en el sentido de que ni la resistencia al momento plástico total ni la capacidad de rotación se hayan reducido por la acción de las fuerzas de compresión o de los esfuerzos de cizallamiento. Para este fin se verifican las siguientes desigualdades en el emplazamiento en el que se espera la formación de las rótulas.

$$\frac{M}{M_{pd}} < 1$$

$$\frac{N}{N_{pd}} < 0,10$$

$$\frac{V_0 + V_M}{V_{pd}} \leq 0,333$$

donde

M y N son los esfuerzos producidos por la carga sísmica teniendo en cuenta el coeficiente del comportamiento q

M_{pd}, N_{pd} y V_{pd} son las resistencias máximas de la sección en la rótula plástica

V_o es el esfuerzo a cortante de la viga, considerada como libremente apoyada, debido a las cargas verticales.

$V_M = (M_{RA} + M_{RB})/1$ es el esfuerzo a cortante debido a los momentos flectores M_{RA} y M_{RB} de la viga en sus extremos A y B, calculados con el valor superior del límite aparente de fluencia.

Las uniones viga/pilar deben satisfacer los requisitos para las uniones, considerando la resistencia a la flexión M_{pd} de la sección de la rótula plástica y el esfuerzo a cortante igual a (V_o + V_M), tal y como se ha especificado anteriormente.

Pilares

Los pilares se verifican bajo el esfuerzo axil y bajo la flexión. Los valores proyectados de los momentos flectores $M_{CD,c}$ son los valores proyectados de la resistencia, es decir, los valores derivados a partir de los momentos máximos

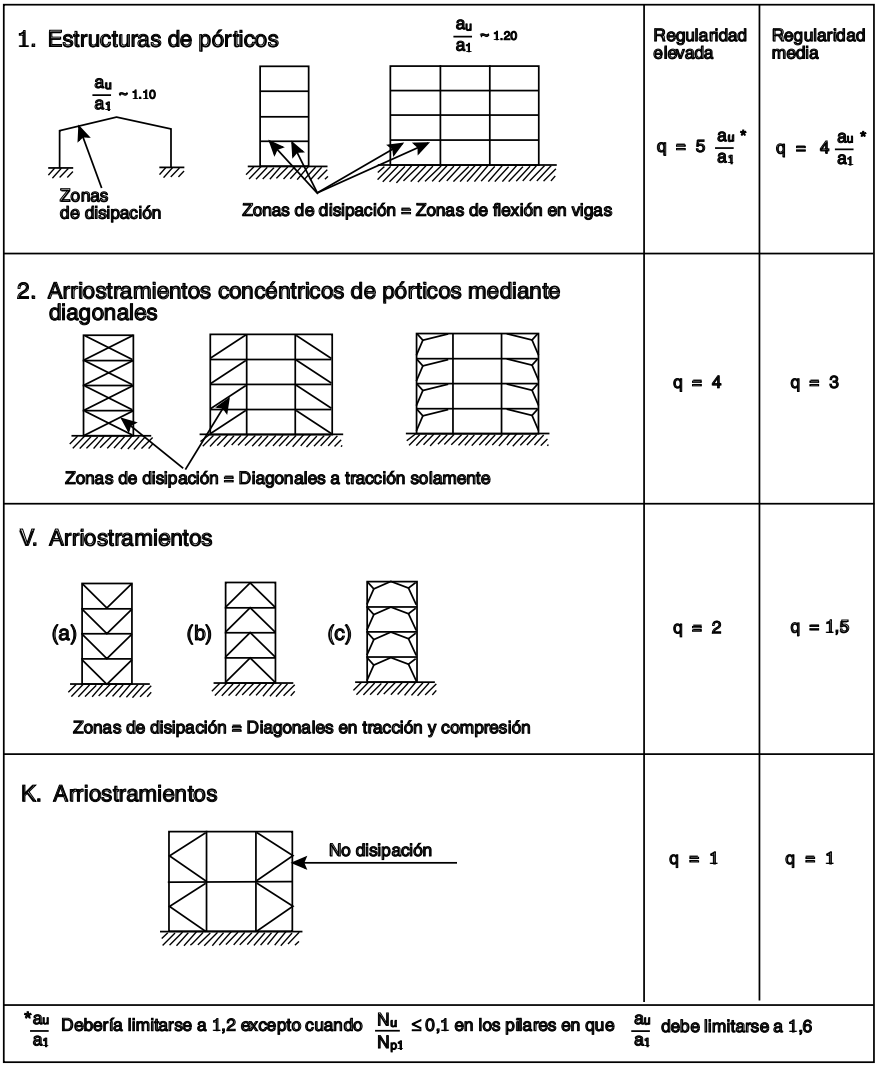


Figura 6a Tabla de coeficiente q, de Eurocódigo 8

proyectados del pilar, debidos a las acciones sísmicas, multiplicados por un coeficiente de amplificación de la capacidad adecuado.

El esfuerzo de cizallamiento más desfavorable del pilar debido a acciones de combinación sísmicas debe respetar la siguiente condición:

$$V/V_{pd} = < 0,33$$

La transmisión de las fuerzas entre las alas de la viga en el nudo viga/pilar se consigue mediante la extensión de las alas de las vigas hasta rigidizadores a través del pilar.

Arriostramientos de celosía concéntricos

Generalidades

En el caso de los arriostramientos de celosía concéntricos, son fundamentalmente las barras cargadas axialmente (a tracción o a compresión) las que resisten las fuerzas sísmicas horizontales. En este tipo de sistemas, los elementos dúctiles los constituyen principalmente los refuerzos a tracción, ya que la disipación de energía en los refuerzos a compresión se deteriora rápidamente debido al pandeo. Los tipos habituales de arriostramientos de celosía concéntricos son los siguientes:

Tipo diagonal

En este tipo de arriostramiento, tan sólo los refuerzos correspondientes a tracción resisten las fuerzas horizontales alternativas, mientras que se ignora la contribución de los refuerzos a compresión. Los refuerzos diagonales de carga alternativa pueden utilizarse de la misma crujía (arriostramiento en X) o en diferentes crujías del mismo piso. En este último caso, la cantidad "Acosθ" (donde A es el área de la sección del refuerzo y θ es la pendiente con respecto a la horizontal) no debe variar más de un 10% entre dos refuerzos opuestos del mismo piso.

Tipo V o Λ

En este tipo, tanto los refuerzos a tracción como a compresión son necesarios para resistir las fuerzas sísmicas horizontales (por razones de equilibrio). Los refuerzos diagonales pueden tener una forma en V o en Λ, en cuyo caso se encuentran en la mitad de la viga superior sin interrumpir su continuidad.

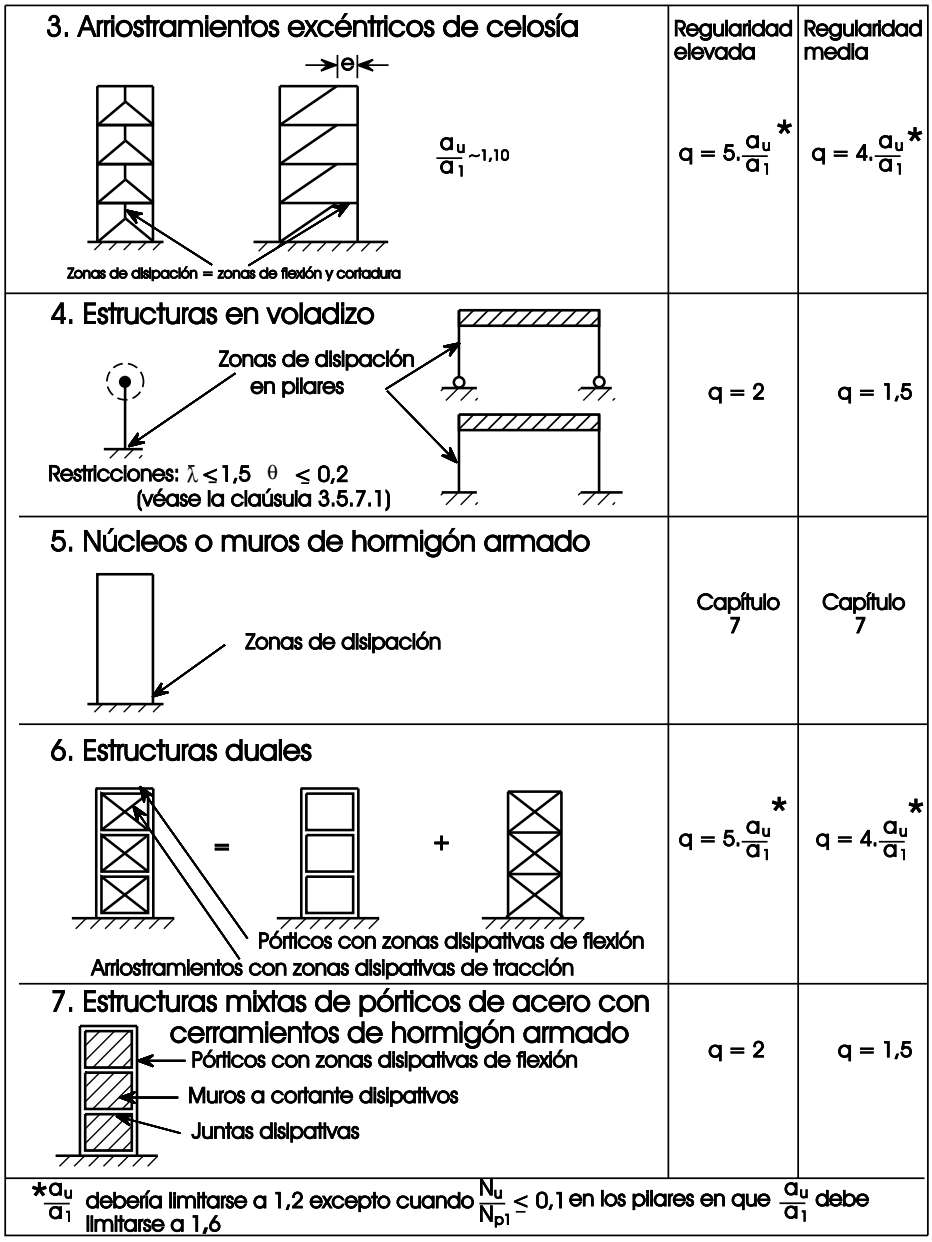


Figura 6b Tabla de coeficiente q, de Eurocódigo 8

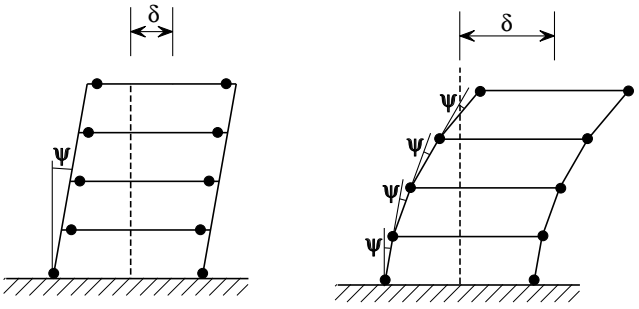


Figura 7 Concepto de "pilares fuertes-vigas débiles"

Tipo K

Los arriostramientos de este tipo, en los que el punto de encuentro de las diagonales intersecciona con el pilar en un punto intermedio, no ofrecen la posibilidad del comportamiento dúctil, debido a que necesitan de la participación del pilar en el mecanismo de la fluencia. Por lo tanto, en este tipo de arriostramiento q = 1 y su utilización no es recomendable.

Diagonales

Es necesario verificar las diagonales con respecto a la siguiente condición:

$$N/N_{pd} \leq 1,0$$

donde

N es la fuerza de tracción máxima debida a las acciones de combinación sísmicas

N_{pd} es la resistencia proyectada a tracción

El comportamiento disipativo satisfactorio de las diagonales depende de su esbeltez. Debido a esta razón, es preciso que se satisfaga la siguiente condición:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{Af_y / N_{cr}} \leq 1,5$$

donde

$\bar{\lambda}$ es la esbeltez eficaz de la diagonal

A es el área de la sección transversal

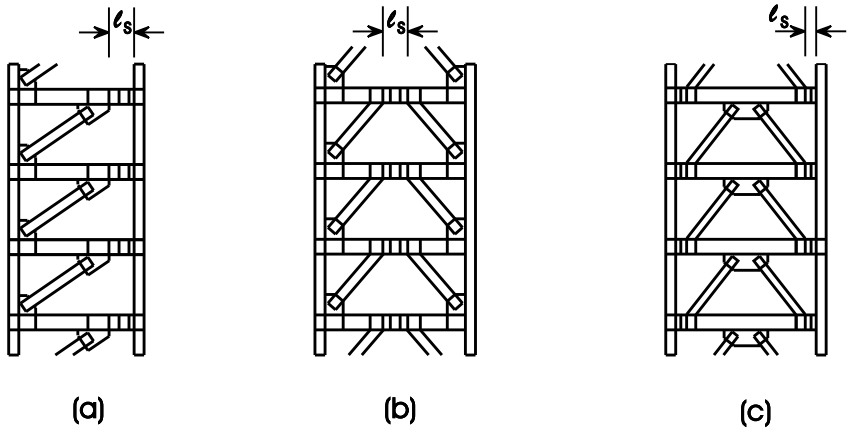


Figura 8 Disposiciones habituales de arriostramientos excéntricos de celosía

f_y es el límite aparente de fluencia

N_{cr} es la carga crítica de Euler ideal de la diagonal (= $\pi^2 EI/1^2$).

Nota: La condición anterior $\overline{\lambda} \leq 1{,}5$ es equivalente a la esbeltez $\lambda \leq 140$ para el acero Fe E 235, y $\lambda \leq 114$ para el acero FE E 355.

Pilares y vigas

Los pilares y las vigas se proyectan para la capacidad, es decir, se verifican con respecto al pandeo bajo una carga axial a_{cd} N, donde N es la carga axial máxima debida a las acciones de combinación sísmicas y a_{cd} es un coeficiente de amplificación apropiado.

En los arriostramientos de tipo V o Λ, las vigas horizontales se proyectan para resistir sus cargas verticales, ignorando el apoyo intermedio que proporcionan las diagonales.

Arriostramientos de celosía excéntricos

Generalidades

Los arriostramientos de celosía excéntricos son un sistema de resistencia a la carga lateral para los edificios de acero que puede considerarse como un híbrido entre los pórticos convencionales y los arriostramientos de celosía concéntricos. Combinan la mayor parte de las ventajas individuales de los pórticos y de los arriostramientos concéntricos, al tiempo que minimizan sus respectivas desventajas. La figura 8 ilustra algunas disposiciones habituales.

La característica principal de los arriostramientos de celosía excéntricos consiste en que al menos uno de los extremos de cada refuerzo está conectado de tal manera que la fuerza del mismo se transmite, o bien a otro refuerzo o a un pilar, mediante el cizallamiento y la flexión en un segmento del pilar denominado "enlace", designado mediante el símbolo 1_s. Puesto que tanto el cizallamiento como la flexión en el enlace debidos a las fuerzas horizontales alcanzan una considerable magnitud, resulta conveniente concentrar los requisitos de ductilidad en ese segmento.

La característica más atractiva de los arriostramientos de celosía excéntricos, para la construcción sísmicamente resistente, consiste en su elevada rigidez combinada con una excelente ductilidad y capacidad de disipación de energía.

El mecanismo de fluencia de los enlaces depende de la razón entre 1_s y la longitud $1_o = 2M_p/V_p$ donde M_p y V_p son las resistencias plásticas del enlace en el cizallamiento y la flexión. En teoría, si $1_s/1_o \leq 1{,}0$, los enlaces se deforman a cizallamiento (rótula plástica a cortante). No obstante, hay experimentos que han demostrado que el efecto del endurecimiento plástico es muy importante y no puede ignorarse. Como resultado de ello, y con el fin de asegurar un comportamiento más deseable de los enlaces que se deforman a cortante, se recomienda que $1_s/1_o \leq 0{,}8$. Cuando $1_s/1_o \geq 1{,}3$, el enlace se deforma a flexión (rótulas plásticas a momento). La fluencia del enlace es una mezcla entre los dos límites que se acaban de indicar. Existe en todos los casos la posibilidad de una ductilidad apropiada.

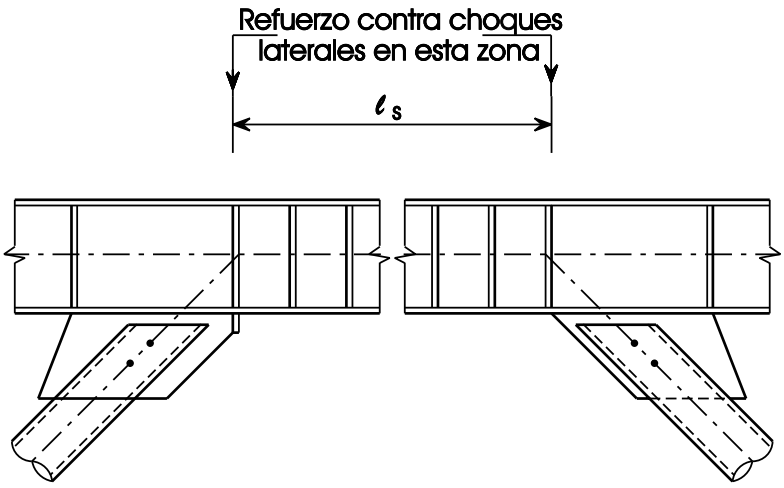


Figura 9 Rigidización y refuerzo contra choques laterales en enlaces

Los enlaces se proyectan de manera que proporcionen la suficiente ductilidad. Los otros elementos (arriostramientos, pilares y la longitud restante de las vigas) se proyectan para la capacidad, de manera que la fluencia queda confinada a los enlaces.

Enlaces

El refuerzo adecuado y el arriostramiento contra choques laterales constituyen elementos clave para el desarrollo de la resistencia completa y de la capacidad de rotación de los enlaces a cizallamiento. Los extremos de los enlaces deben contar con rigidizadores de toda la altura y por las dos caras. Los rigidizadores intermedios pueden ser por una sola cara en el caso de las vigas con una altura inferior a 600 mm, pero cuando las vigas tienen una mayor altura éstos han de ser por las dos caras del alma.

La distancia máxima entre rigidizadores sucesivos se fija igual a 56 t_w - d/5 para $1_s/1_o \geq 1{,}15$ o igual a 38 t_w - d/5 para $1_s/1_o \leq 0{,}80$. En el caso de valores intermedios de $1_s/1_o$ se efectúa una interpolación lineal.

Es necesario proporcionar arriostramiento contra choques laterales en los extremos de los enlaces en los emplazamientos que se muestran en la figura 9. Un arriostramiento contra choques laterales fuerte y rígido, en estos emplazamientos, es crítico para la estabilidad tanto del enlace como del refuerzo. No es posible contar con las losas mixtas por sí solas para proporcionar el apoyo lateral adecuado para los extremos del enlace. Las vigas transversales constituyen el sistema de arriostramiento preferido contra choques laterales.

Tras la selección de la sección del enlace, todas las demás barras del reticulado se proyectan de manera que permanezcan básicamente elásticas bajo las fuerzas generadas por el enlace totalmente deformado y endurecido por deformación plástica. Este proyecto requiere un cálculo del esfuerzo de cizallamiento máximo que puede alcanzar el enlace. Este esfuerzo de cizallamiento máximo se debe fijar, por lo menos, en:

$$V_{ult} = 1{,}5\ V_p$$

Pilares y arriostramientos

El proyecto de los pilares debe ser tal que éstos permanezcan básicamente elásticos bajo las fuerzas máximas del enlace y las contribuciones apropiadas de la carga vertical.

Las riostras no deben pandearse. Por lo tanto, se proyectan para los esfuerzos axiles generados por el cizallamiento máximo del enlace que se ha indicado anteriormente. Los resultados experimentales demuestran que, en ocasiones, los esfuerzos de cizallamiento máximos del enlace pueden superar el valor de 1,5 V_p debido a la sobre-resistencia del alma o a la presencia de una losa de hormigón mixta de gran espesor. Por lo tanto, un proyecto conservador de los arriostramientos resulta apropiado.

Diafragmas

Los diafragmas horizontales y los arriostramientos deben ser capaces de transmitir con la suficiente sobre-resistencia las fuerzas sísmi-

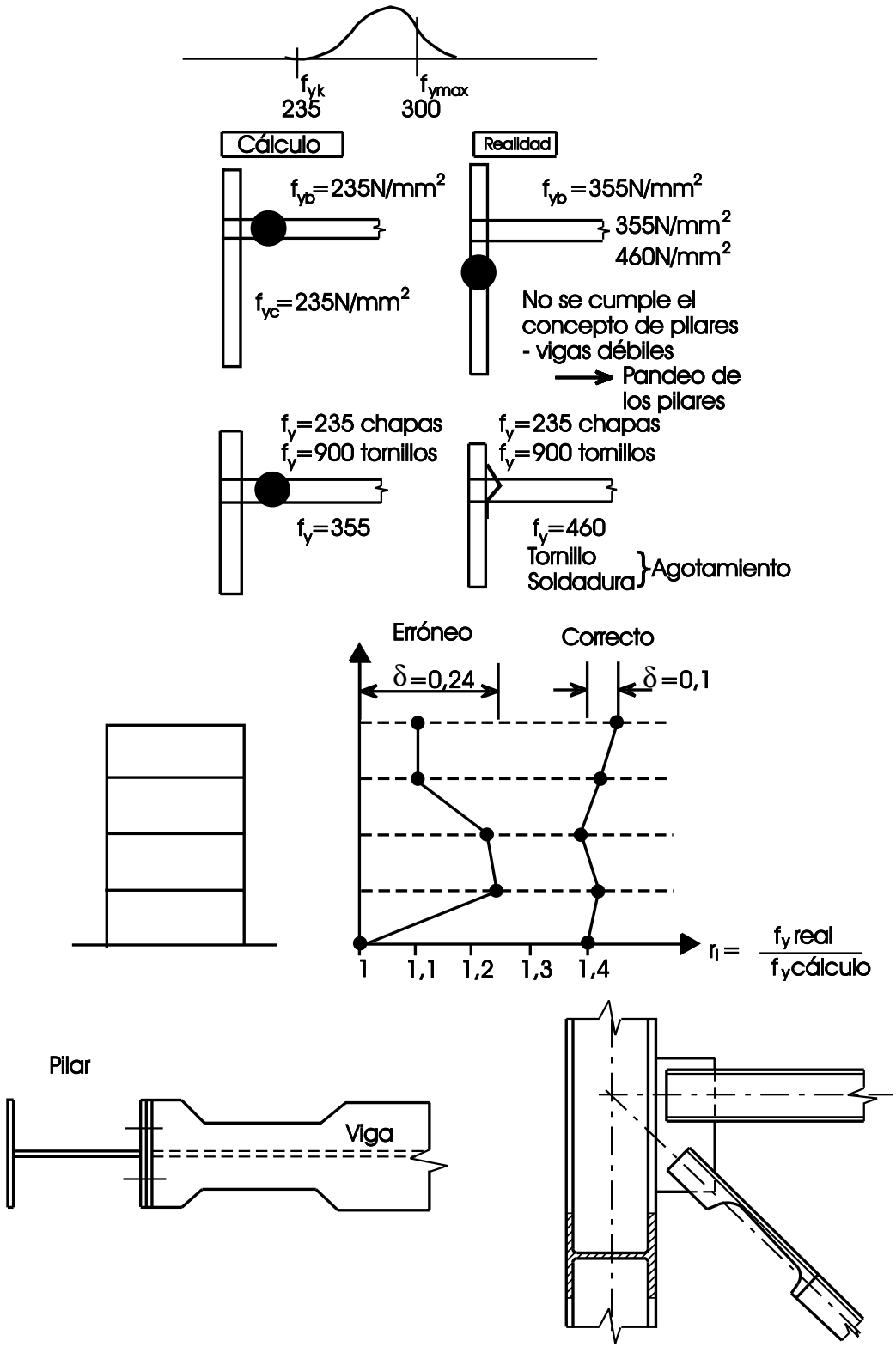

f_{yk}
235
f_{ymax}
300
Cálculo
Realidad
f_{yb}=235N/mm^2
f_{yc}=235N/mm^2
f_{yb}=355N/mm^2
355N/mm^2
460N/mm^2
No se cumple el concepto de pilares - vigas débiles
Pandeo de los pilares
f_y=235 chapas
f_y=900 tornillos
f_y=355
f_y=235 chapas
f_y=900 tornillos
f_y=460
Tornillo
Soldadura
Agotamiento
Erróneo
Correcto
δ=0,24
δ=0,1
1
1,1
1,2
1,3
1,4
r_I = f_y real / f_y cálculo
Pilar
Viga

Figura 10

cas a los diversos elementos sísmicamente resistentes conectados a ellos.

Se asume que esta condición se cumple mediante la utilización de un coeficiente de amplificación de 1,5 para las fuerzas de verificación obtenidas a partir del análisis. El Eurocódigo 8[1] también proporciona unas reglas mínimas de la configuración de los detalles para los diafragmas en hormigón armado.

Medidas de control específicas

Los detalles de las uniones, tamaños y calidades de tornillos y soldaduras, así como la clase de acero de las barras y la resistencia a la fluencia máxima admisible f_y en las zonas de disipación se indican en los planos de fabricación y montaje.

Las verificaciones son necesarias en las diferentes fases de la fabricación y de la construcción con el objeto de:

- garantizar que el límite aparente de fluencia máximo especificado del acero no se supere en más de un 10%.

- garantizar que la distribución del límite aparente de fluencia en la estructura no difiere de manera importante de la distribución asumida en el proyecto. El objetivo de esta verificación consiste en la consecución de la suficiente regularidad en términos de comportamiento de fluencia con el fin de impedir que la disipación de energía se concentre únicamente en un forjado (figura 10).

- garantizar que la rigidez y la resistencia asumidas en el proyecto no se superan en más de un 10%.

Siempre que se produzca el incumplimiento de alguno de estos criterios, es necesario o bien efectuar nuevos cálculos de la estructura y de sus detalles con el fin de demostrar su eficacia, o llevar a cabo modificaciones para conferirle la eficacia equivalente. Una modificación de este tipo consistiría, por ejemplo, en la reducción de la sección de la barra de manera que su resistencia plástica sea igual a la que se pretendía en un principio (figura 10). Este tipo de modificación permite unas dimensiones más razonables de la unión (placas de testa, tornillos), puesto que, en la condición de la sobre-resistencia de las uniones, R_{fy} disminuye debido a que hace referencia a la sección reducida que se convierte en la zona de disipación.

4. RESUMEN FINAL

Los requisitos principales para el proyecto de las estructuras en las regiones de actividad sísmica consisten en que éstas no sufrirán el colapso bajo un sismo de gran intensidad, y que los daños que experimenten bajo un sismo moderado serán limitados.

Con el fin de cumplir estos requisitos, la concepción de la construcción se basa en unos principios generales que, normalmente, incluyen los siguientes aspectos:

- simplicidad
- continuidad y distribución uniforme de la resistencia
- capacidad para la disipación de energía
- evitar la esbeltez reducida
- resistencia a la torsión
- rigidez adaptada al emplazamiento
- correspondencia entre la estructura real y el modelo utilizado en su análisis.

El Eurocódigo 8[1] proporciona reglas y verificaciones basadas en estos principios generales que cubren los materiales, secciones, uniones y los sistemas estructurales que proporcionan resistencia frente a la acción sísmica. Las consideraciones contenidas en el Eurocódigo 8 afectan especialmente a los pórticos, vigas, pilares y arriostramientos de celosía.

5. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocode 8: “Structures in Seismic Regions - Design”, CEN (en preparación).

[2] Eurocode 3: “Design of Steel Structures”: ENV 1993-1-1: ENV 1993-1-1: ENV 1993-1-1: Part 1.1: General rules and rules building, CEN, 1992.

6. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. ECCS-CECM-EKS: “European Recommendations for Steel Structures in Seismic Zones”, Technical Working Group 1.3: Seismic Design, N. 54, 1988.

2. SEAOC: “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary”, 1990.

3. Popov, E. P. and Engelhardt, M. D., Seismic Eccentrically Braced Frames, USA.

ESDEP TOMO 21
DISEÑO SÍSMICO

Lección 21.6: Temas Especiales

OBJETIVOS/CONTENIDO

Ofrecer una visión global de las normas para los análisis sísmicos y para el proyecto de estructuras especiales, tales como puentes y depósitos de almacenamiento.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lecciones 21: Diseño Sísmico

LECCIONES AFINES

Ninguna.

RESUMEN

Esta lección se divide en dos partes. La Parte 1 se ocupa de los puentes; la Parte 2 lo hace de los depósitos de almacenamiento.

El tratamiento de la concepción de la construcción de los puentes se efectúa haciendo una referencia específica al Eurocódigo 8, Parte 2 [1]. Se resumen y discuten los conceptos generales para el análisis y para las verificaciones de seguridad de las estructuras de acero de los puentes. En el caso de los depósitos, se ofrece una revisión completa de la bibliografía y de la normativa, cubriendo tanto el comportamiento dinámico como los problemas en la concepción de su construcción relacionados con su resistencia sísmica.

1. PUENTES

1.1 Introducción

Los puentes han sufrido gravemente la acción de los episodios sísmicos ocurridos en el pasado. En Japón se produjeron grandes daños como resultado de los sismos de Kanto, Nankai, Fukui y Niigata (1964). La mayor parte de estas ruinas se debieron a importantes asientos de las cimentaciones, que produjeron desplazamientos relativos excesivos y, en ocasiones, la rotura del cuerpo rígido de los tableros del puente debido a la falta de apoyo.

Los daños ocasionados por el terremoto de S. Fernando en 1971 guardan más relación con el comportamiento dinámico de las estructuras de los puentes. El terremoto afectó gravemente la red de autopistas de la ciudad de Los Angeles. En este caso, los colapsos se debieron con frecuencia al rendimiento insatisfactorio de las uniones y apoyos de los tableros.

Durante el terremoto de Loma Prieta de 1989, una sección del puente San Francisco-Bahía de Oakland y la totalidad del viaducto de Cypress Street en Oakland sufrieron el colapso. En el área de la Bahía de San Francisco se produjo una importante pérdida de vidas humanas, así como grandes pérdidas económicas directas e indirectas.

El colapso del puente de la Bahía se debió a grandes desplazamientos longitudinales de una sección del tablero, que superaron la longitud de los apoyos de las vigas produciendo la rotura del cuerpo rígido.

En el caso del colapso del paso superior de Cypress Street, éste hay que achacarlo al rendimiento insatisfactorio de los pilares. Probablemente la ruina fue el resultado de la configuración inadecuada e insatisfactoria de los detalles de los tirantes horizontales, que no proporcionó la suficiente acción de constreñimiento del hormigón y resistencia a cortante.

1.2 Directrices Generales y Requisitos Básicos

La filosofía utilizada para la construcción de los puentes es similar a la adoptada para el proyecto de las estructuras de los edificios, con el requisito adicional de que los puentes deben retener su utilidad una vez finalizado el episodio sísmico. Estas estructuras se consideran esenciales durante el período posterior al sismo con el fin de posibilitar la llegada de los equipos de rescate y de emergencia a las áreas afectadas.

Más concretamente, es necesario asegurar que no sufran el colapso y mantengan su utilidad (al menos para el tráfico de emergencia) para un episodio (episodio proyectado) que tenga una probabilidad aceptablemente reducida de ser superado durante la vida del puente. Además, en el caso de episodios sísmicos con una gran probabilidad de ocurrencia durante la vida de la estructura, tan sólo resultan admisibles unos daños limitados y ninguna interrupción del uso.

Es posible cumplir estos requisitos mediante la aplicación de reglas de la concepción de la construcción, las cuales, de acuerdo con el Eurocódigo 8: Parte 2 [1], pueden agruparse en las siguientes categorías:

- Verificaciones de Resistencia
- Verificaciones de Ductilidad
- Verificaciones de Capacidad Portante
- Control de los Desplazamientos y Comportamiento de las Uniones.

El objetivo de estas verificaciones consiste en el control del comportamiento estructural no lineal en el que, debido a razones económicas, es necesario confiar durante los movimientos sísmicos de gran intensidad. Este objetivo se alcanza mediante la implementación de las siguientes etapas fundamentales del proyecto:

- definición de las zonas de disipación, tales como rótulas plásticas en las pilas, en las que puedan desarrollarse de

manera segura fuertes deformaciones inelásticas.

- verificación de los elementos de disipación frente a las acciones sísmicas de diseño (verificaciones de la resistencia).
- verificación de la ductilidad de las zonas de disipación.
- verificación de los elementos no dúctiles, como los apoyos, frente a las acciones que son resultado del proyecto para la resistencia, es decir, las acciones que aseguran la jerarquía de las resistencias de los elementos estructurales. Esta verificación es necesaria con el fin de evitar los modos de rotura frágil y permitir el desarrollo de deformaciones inelásticas en los elementos dúctiles.
- verificación de los desplazamientos relativos en las uniones, con el fin de evitar la rotura del cuerpo rígido debida a la falta de asiento.

1.3 Acciones Sísmicas

La acción sísmica, de entrada, debe incluir los siguientes aspectos:

- caracterización del movimiento en un "punto", es decir, en una única superficie portante.
- caracterización de la variabilidad espacial del movimiento, es decir, de la correlación entre las entradas sísmicas en las diversas superficies portantes.

1.3.1 Movimiento en un Punto

Un componente simple del movimiento puede describirse en términos de un espectro de la respuesta, un espectro energético o una representación de la evolución en función del tiempo.

En el Eurocódigo 8: Parte 2 [1], se define un espectro de respuesta dependiente del emplazamiento para un componente horizontal, dependiendo de la aceleración pico del suelo, período natural y coeficiente de amortiguamiento. El tipo de suelo afecta tanto a la forma como a la intensidad del espectro. En el caso de los componentes verticales debe adoptarse el mismo espectro, ajustado mediante un coeficiente de 0,7.

También es posible adoptar alternativamente un espectro energético o un conjunto de acelerogramas, siempre y cuando sean compatibles con el espectro de la respuesta dependiente del emplazamiento.

También se especifica un movimiento de entrada de seis componentes simplificado, incluyendo las excitaciones rotacionales, dependiente del espectro de respuesta horizontal (o espectro energético) y de la velocidad de la onda S del suelo.

1.3.2 Variabilidad espacial

La variabilidad espacial del movimiento de entrada es importante en el caso de los puentes de gran longitud. Si la longitud de la estructura es del mismo orden de magnitud que la longitud de las ondas sísmicas relevantes, es necesario eliminar la hipótesis habitual de que el movimiento sísmico es igual y simultáneo en todos los puntos de apoyo.

Actualmente se dispone de modelos aleatorios de la estructura de la correlación espacial del movimiento del suelo. Se basan en consideraciones teóricas con respecto al mecanismo de propagación de ondas, así como en datos de movimientos fuertes registrados mediante instrumental dispuesto en forma de redes. Estos modelos, generalmente disponibles en forma de funciones de densidad interespectrales, pueden utilizarse directamente, junto con el espectro energético de un único punto, con el fin de efectuar análisis aleatorios de la vibración. Alternativamente, es posible simular una serie de evoluciones en función del tiempo compatibles con la estructura de la correlación espacio temporal del movimiento de entrada de diseño. Entonces se utilizan en los análisis dinámicos no lineales o lineales paso a paso.

El Eurocódigo 8: Parte 2 permite un modelo y un análisis del espectro de respuesta simplificados teniendo en cuenta la variabilidad espacial del movimiento del suelo [1].

1.4 Método de Cálculo

De acuerdo con el Eurocódigo 8 : Parte 2, es posible utilizar diferentes métodos de análisis estructural dependiendo de la rigidez del tablero y de la regularidad global del puente.

Si la rigidez del tablero horizontal en el plano es muy elevada en comparación con la rigidez a la flexión de las pilas, es posible adoptar un análisis estático simplificado basado en la hipótesis de un tablero rígido.

Si el tablero no tiene una gran rigidez, pero es posible modelar su flexibilidad adecuadamente mediante un perfil de deformación único, es posible adoptar un modelo “del modo fundamental”, basado básicamente en el método clásico de Rayleigh.

En otros casos más generales es preciso efectuar un análisis y una modelación dinámicos completos.

También se debe utilizar un modelo dinámico puro para los puentes esviados o cuando el puente no puede considerarse regular con respecto a la longitud de los tramos o a la rigidez de las pilas.

Es posible utilizar un espectro de respuesta promedio de varios emplazamientos con el fin de tener en cuenta, de manera simplificada, las diferentes condiciones del suelo en los diversos puntos de apoyo.

Cuando se utiliza el modelo dinámico puro, es posible efectuar un análisis lineal o no lineal. El análisis no lineal puede utilizarse, basándose en acelerogramas compatibles con el espectro de diseño, con el fin de evaluar las exigencias de ductilidad en los elementos de disipación y verificar que los esfuerzos en los elementos no dúctiles no superen los límites elásticos aparentes.

El análisis dinámico lineal puede efectuarse mediante la reducción de las ordenadas del espectro de respuesta por un coeficiente (coeficiente del comportamiento o coeficiente q) que tiene en cuenta el comportamiento no lineal. El mismo espectro reducido (espectro de diseño) se utiliza para la determinación de las fuerzas estáticas equivalentes que han de introducirse en el modo fundamental y para los análisis simplificados del tablero rígido.

1.5 Comportamiento No Lineal y Coeficientes q

El Eurocódigo 8: Parte 2 especifica diversos coeficientes del comportamiento q, dependiendo del comportamiento dinámico previsto en el dominio no lineal: cuanto mayor sea la ductilidad prevista, mayores serán los valores del coeficiente q [1]. Los valores oscilan desde 1 (sin ductilidad) para los puentes en arco hasta 3,5 para los puentes con gran ductilidad en los que la mayor parte de la energía de entrada se disipa mediante las deformaciones de flexión de las pilas.

El coeficiente q depende tanto del tipo de la estructura como de la configuración de los detalles adoptada.

A continuación se ofrecen valores provisionales del coeficiente q para los puentes con pilas de acero:

(1) Puentes con pilas de acero en los que fundamentalmente son éstas las que resisten las fuerzas sísmicas:

Pilas sin arriostramiento:

q = 3

Pilas con arriostramiento tradicional:

Colapso por flexión q = 2

Colapso por esfuerzo axil q = 1

Pilas con arriostramiento excéntrico:

q = 4

(2) Puentes con pilas de acero en los que la entrada de energía sísmica se disipa principalmente en los estribos:

q = 1,2

Para un análisis de la excitación vertical, siempre se debe adoptar un coeficiente q de 1.

1.6 Apoyos del Tablero y Embridados Longitudinales

El comportamiento de los aparatos de apoyo del tablero no se considera dúctil. Debido a esta razón, normalmente es necesario proceder a su verificación con respecto a las acciones de capacidad de diseño. Por ejemplo, los dispositivos de apoyo que conectan una pila en ménsula al tablero del puente deben proyectarse contra el cizallamiento transversal que produce el momento flector máximo en la cimentación de la pila, ignorando las fuerzas de inercia en la pila.

Es necesario prestar una atención especial a las vibraciones longitudinales del tablero, debido a las siguientes razones:

- Las oscilaciones longitudinales pueden causar la rotura del cuerpo rígido debido a la falta de asiento en los dispositivos que se deslizan (o balancean). Este colapso puede evitarse proporcionando las superficies portantes adecuadas y/o introduciendo enlaces con el fin de limitar los desplazamientos excesivos. Los desplazamientos relativos, si su evaluación se efectúa mediante el análisis dinámico lineal, deben multiplicarse por el valor del coeficiente q.

- Pueden producirse problemas, especialmente en el caso de los puentes de tablero superior continuo, a la hora de asegurar unas limitaciones adecuadas para las oscilaciones longitudinales. En este caso, uno de los estribos debe soportar todas las fuerzas de inercia longitudinales del tablero. Es necesario proporcionar dispositivos disipadores con el fin de evitar esfuerzos axiles excesivos en el tablero e impedir grandes desplazamientos longitudinales.

1.7 Disposiciones para los Puentes de Acero y Mixtos

De acuerdo con el Eurocódigo 8 : Parte 2, el proyecto de los puentes de acero y mixtos se efectuará según el Eurocódigo 3 [2] y el Eurocódigo 4 [3]. A continuación es necesario verificar la estructura bajo condiciones sísmicas.

Los estados límite últimos que deben considerarse en el proyecto son los siguientes:

- Colapso de los aparatos de apoyo debido a la combinación del cortante y de las fuerzas verticales.

- Movimiento excesivo de los aparatos de apoyo que puede llevar a la rotura de los elementos transversales de la superestructura o al colapso de la cabeza de las pilas.

- Daños graves o colapso de las pilas, también como resultado de los efectos P-Δ.

- Daños graves o colapso de la superestructura.

De acuerdo con el Eurocódigo 8 : Parte 2, es posible alcanzar cierta protección sísmica mediante el comportamiento dúctil de las pilas, o mediante la introducción de dispositivos aislantes entre la superestructura y las pilas.

Este tipo de dispositivos deben limitar la transferencia de fuerzas horizontales excesivas entre la superestructura y las pilas, y también deben introducir un amortiguamiento adicional.

Los conceptos generales de los elementos de disipación y las normas de diseño para la capacidad portante aplicados con el fin de evitar la rotura frágil deben aplicarse a los puentes de acero.

1.8 Referencias

[1] Eurocode 8: “Structures in Seismic regions - Design” Part 2: Bridges, CEN (en preparación).

[2] Eurocode 3: “Design of Steel Structures”: Part 2: Bridges, CEN (en preparación). Part 1.1: General rules and rules for buildings, ENV 1993-1-1, CEN, 1992.

[3] Eurocode 4: “Design of Composite Steel and Concrete Structures”: Part 1.1: General rules and rules for buildings, ENV 1994-1-1, (in press), Part 2: Bridges (en preparación).

1.9 Bibliografía Adicional

1. US Nuclear Regulatory Commission, “Seismic Input”, Standard Review Plan 3.7, June 1975.

2. “Earthquake Resistance of Highway Bridges”, Applied Technology Council, Palo Alto, California, January 1979.

3. “Standard for Aseismic Resistant Design Specifications of Highway Bridges” by Japan Road association for earthquake engineering, 1984.

4. “Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges”, American Association of State Highway and Transportation Officials, 1983.

2. TANQUES PARA EL ALMACENAMIENTO DE LÍQUIDOS

2.1 Introducción

Los depósitos utilizados como instalaciones de almacenamiento de fluidos que varían desde líquidos no inflamables y no tóxicos a productos químicos altamente tóxicos e inflamables tienen una importancia especial. El corte del suministro de agua (San Francisco, 1906), los incendios incontrolados que se propagan a depósitos y edificios adyacentes y los derrames (Niigata, 1964 y Miyagi-Ken-Oki, 1978), o las nubes de productos químicos tóxicos, pueden causar daños mucho más graves que el sismo en sí. Jennings [1] ofrece un informe relativo a los daños sufridos por un depósito tras el terremoto de San Fernando. Un informe realizado por Wyllie y otros [2] describe los daños que sufrieron los depósitos como resultado del terremoto de Chile de 1985. Berz [3] resume todos los desastres naturales de importancia, incluyendo los terremotos, ocurridos entre los años 1960 y 1987. Es evidente que los daños causados por los sismos adquieren un papel predominante en la lista de los desastres naturales. Nielsen y Kiremdjian [4] proporcionan más detalles con respecto a los daños observados en las refinerías de petróleo resultado de los terremotos más importantes del período comprendido entre los años 1933-1983. Llegan a la conclusión de que los perjuicios sufridos por las instalaciones para el almacenamiento de las refinerías fueron graves e indicarán la necesidad de mejorar su prestación.

Tras los episodios sísmicos, se han observado diferentes modos de colapso de los depósitos:

- pandeo elastoplástico de la pared del depósito en las proximidades del borde inferior (“pie de elefante”), producido por las fuerzas de compresión axiales debidas al momento de vuelco, (véase figura 1).
- pandeo elástico de la pared del depósito, véase la figura 2.

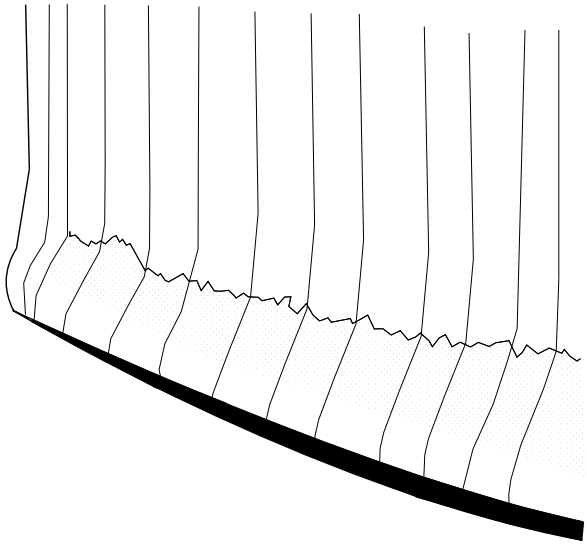


Figura 1 "Pie de elefante" de un depósito destruido durante un seísmo (tomado de Wyllie y otros)

- pandeo elástico debido a la reducida presión cerca de la parte superior.
- ruina de la cubierta (cubierta fija o flotante).

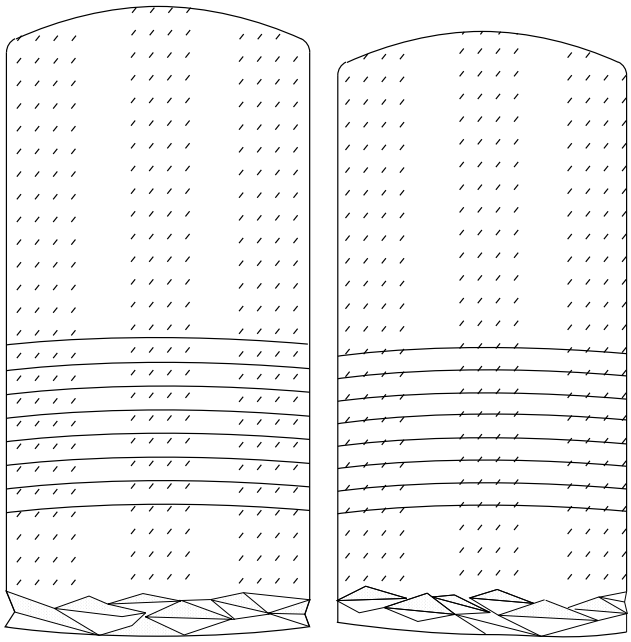


Figura 2 Abolladuras "en forma de diamante" de un depósito destruido durante un seísmo (tomado de Niwa y Clough)

- ruina de la chapa del fondo.
- colapso de la cimentación.
- rotura de la tubería en su unión con el depósito.
- deslizamiento del depósito.

Los tipos de daños de los depósitos que tienen una mayor relevancia son el pandeo elastoplástico (“pie de elefante”) y el pandeo elástico de la pared del depósito.

Con el fin de comprender el comportamiento de los depósitos de almacenamiento de líquidos sometidos a la acción sísmica, muchos grupos de investigación han dedicado sus esfuerzos al estudio del comportamiento dinámico de las láminas llenas de líquido. El objetivo consistía en el desarrollo de métodos para el diseño sísmicamente resistente de los depósitos de almacenamiento de líquidos, así como la redacción de normas para los ingenieros involucrados en ella. Estos enfoques de ingeniería tienen que estar basados en la consideración del sistema dinámico acoplado formado por la lámina elástica o elastoplástica, el contenido líquido del depósito y la cimentación deformable. Se trata de un problema de interacción líquido-estructura-suelo. Housner [5] publicó algunos hallazgos científicos fundamentales que permiten el cálculo de las cargas dinámicas de los depósitos rígidos que descansan sobre cimentaciones rígidas. Rammerstorfer y otros [6] han presentado un estudio reciente acerca del tratamiento por parte de la ingeniería de los depósitos de almacenamiento bajo la carga sísmica.

Se han publicado procedimientos de ingeniería recientes, por ejemplo los de Fischer y otros [7] y Veletsos y Tang [8], basados en estudios paramétricos. Estos métodos permiten el proyecto sísmicamente resistente de los depósitos de almacenamiento típicos de la industria petroquímica mediante la simple utilización de fórmulas y gráficos de diseño.

Existen muchas diferencias entre las normas y recomendaciones actuales para la construcción sísmicamente resistente de los depósitos de almacenamiento de líquidos. No obstante, los procedimientos globales son similares, especialmente en el caso de los depósitos anclados. Los procedimientos para el proyecto pueden dividirse en el cálculo de las cargas dinámicas, y el análisis de resistencia y estabilidad. El resumen que se ofrece a continuación perfila los aspectos esenciales de estos procedimientos:

- Cálculo de las cargas dinámicas mediante la aplicación del método del espectro de respuesta:
- Cálculo de las frecuencias naturales, valores de amortiguamiento y factores de la participación de los modos de vibración individuales.
- Cálculo de la aceleración máxima de respuesta de los modos de vibración individuales (movimiento rígido del “pilar de líquido”, vibración interactiva de la pared flexible del depósito y vibración de la agitación del líquido en la superficie libre), (véase figura 3).
- Cálculo de las contribuciones máximas al momento de vuelco (correspondiente a los modos de vibración individuales) debido a la presión dinámica causada

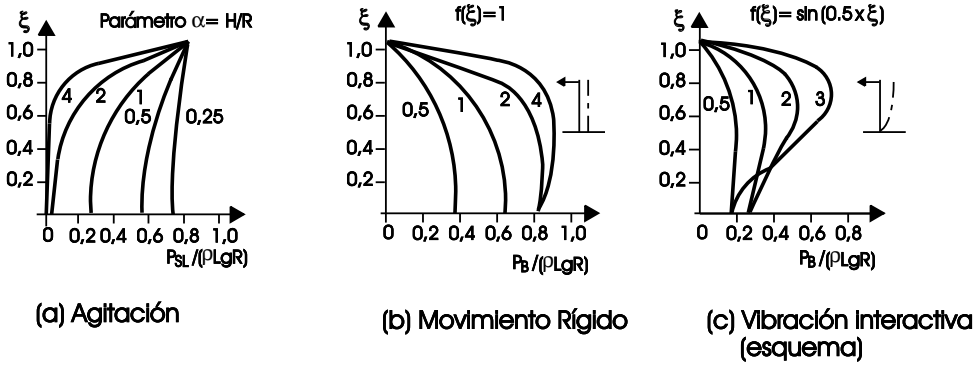


Figura 3 Distribución de las amplitudes de las distribuciones individuales a la presión activada dinámicamente

por la acción sísmica horizontal.

- Superposición de las contribuciones al momento de vuelco y de las contribuciones a la presión dinámica causada por la acción horizontal.
- Cálculo y superposición de las contribuciones a la presión dinámica causada por la acción sísmica vertical.

Análisis de la estabilidad y de la resistencia:

- Superposición de las presiones causadas por la acción sísmica horizontal y la vertical, con respecto a los diferentes tipos de inestabilidad de la pared del depósito. La presión interna es estabilizadora con respecto al pandeo elástico y desestabilizadora en el caso del pandeo plástico.

En el caso de los depósitos simplemente apoyados, se producen no linealidades como resultado del contacto unilateral entre la base del depósito y su cimentación, además de las no linealidades debidas al comportamiento elastoplástico del material. La construcción de un depósito simplemente apoyado resulta mucho más barata, ya que no son necesarios ni una cimentación de hormigón especial ni anclajes especiales. El comportamiento dinámico de un depósito simplemente apoyado difiere en gran medida del de uno que sí que lo esté. La elevación parcial de la base del depósito causada por el momento de vuelco produce un aumento de las fuerzas de compresión axil máximas en la pared del depósito. Como resultado de ello, es posible que se produzcan situaciones de inestabilidad a momentos de vuelco más reducidos.

2.2 Depósitos Anclados

2.2.1 Acción Sísmica Horizontal

Housner [9] propuso un procedimiento simple para los depósitos rígidos basado en el método del espectro de respuesta. Scharf [10] publicó unos comentarios esenciales acerca de la utilización del método del espectro de respuesta para el cálculo de las cargas dinámicas de los depósitos de almacenamiento de líquidos.

Durante la década de los años 70, se observó que la influencia de las deformaciones de la pared del depósito, que es una lámina fina, no puede ser ignorada y que las cargas dinámicas pueden ser mucho más elevadas que las de los depósitos rígidos. La aplicación de consideraciones teóricas se tradujo en un modelo simple (figura 4) utilizado en las normas actuales para el cálculo de las cargas dinámicas de los depósitos excitados por la acción sísmica en términos del momento de vuelco máximo necesario, para los análisis de resistencia y de estabilidad. En resumen, la presión dinámica, que actúa sobre la pared del depósito como resultado de la excitación horizontal de un depósito cilíndrico deformable apoyado sobre un suelo rígido, se obtiene mediante la superposición de cuatro componentes de la presión.

P_{SL} es la componente “prudente” de la presión debido a la vibración fundamental de la agitación del líquido (número de onda circunferencial m = 1).

P_B es la componente de la presión “impulsivo” debido al movimiento de cuerpo rígido del líquido que varía sincrónicamente con la aceleración horizontal del suelo.

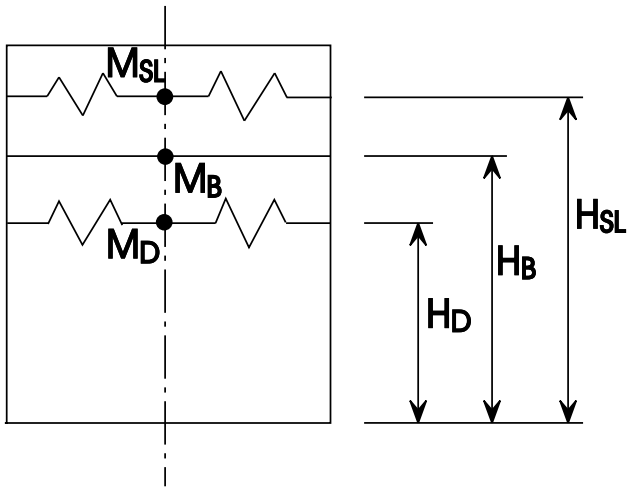


Figura 4 Modelo simple

P_D es la componente de la presión debido a la vibración de interacción fundamental, es decir, m = 1, de la lámina y del líquido,

$P_{D,m}$ es la componente de la presión debido a las vibraciones de interacción con $m \geq 2$. Es posible ignorar estos componentes, que son resultado de imperfecciones, con respecto al cálculo del momento de vuelco.

El momento de vuelco máximo se calcula mediante la superposición de las contribuciones individuales debidas a la agitación del líquido, al movimiento del cuerpo rígido y a la vibración de interacción fluido-lámina. Se han propuesto diversas reglas de superposición basadas en la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. En los enfoques de ingeniería anteriores, se presentan fórmulas y diagramas para el cálculo de las frecuencias naturales, de las masas individuales y altura (en la figura 4), que dependen fundamentalmente de α = H/R, un parámetro de las dimensiones R o H y la densidad de masa del líquido. Estas fórmulas y diagramas se obtienen mediante la integración de las contribuciones individuales de la presión.

Partiendo de esta base, es posible calcular, de acuerdo con Fischer y otros [7], el momento de vuelco máximo resultante de las presiones activadas dinámicamente que actúan sobre la pared del depósito (sin incluir la presión del fondo) mediante:

$$MM = [(M_{SL}\, A_{SL}\, H_{SL})^2 + (M_B\, A_B\, H_B)^2 + (M_D\, A_D\, H_D)^2]^{1/2} \quad (1)$$

o alternativamente, de acuerdo con Haroun y Housner [11] mediante:

$$MM = [(M_{SL}\, A_{SL}\, H_{SL})^2 + (M_B\, A_B\, H_B + M_D\, A_D\, H_D)^2]^{1/2} \quad (2)$$

donde, para los depósitos proyectados de acuerdo con DIN 4119, la razón entre las masas efectivas (M_{SL}, M_B, M_D, compare con la figura 4) y la masa del contenido de líquido (M_T) puede tomarse de la figura 5, y las alturas correspondientes de la figura 6.

A_{SL}, A_B y A_D son las aceleraciones efectivas. Son resultado de las aceleraciones espectrales correspondientes (tomadas del espectro de respuesta) y de los factores de participación modal. La aproximación de las frecuencias fundamentales puede efectuarse, de acuerdo con Fischer y otros [7], mediante:

$$f_{SL} = 1/(2\pi)[1{,}84\ g\ \tanh(1{,}84\ \alpha)/R]^{1/2}\ \text{cps} \quad (3)$$

$$f_D = [E\, s_{1/3}/(\rho_L H)]^{1/2} / (2F_s\,(\alpha)R)\ \text{cps} \quad (4)$$

$$\text{con} \quad F_s = 0{,}157\ \alpha^2 + \alpha + 1{,}49\ ;\ \alpha = H/R \quad (5)$$

y

$s_{1/3}$ es el espesor de la pared a H/3.

Las amplitudes de la presión en el borde inferior -valores necesarios para la verificación de la estabilidad y para la evaluación de la resistencia- pueden calcularse a partir de la figura 7.

Scharf [10] se ocupa del tema de la naturaleza bidimensional de la acción sísmica horizontal. Se ha demostrado que la consideración de la aceleración unidimensional resulta, en general, insuficiente. Scharf [10] introduce algunos procedimientos relevantes.

2.2.2 Acción Sísmica Vertical

La componente vertical de la acción sísmica produce fundamentalmente la excitación de modos vibratorios axisimétricos. Una vez más, es posible distinguir el movimiento del cuerpo rígido, la vibración de interacción de la lámina flexible y el líquido, así como la agitación de la superficie libre (consultar Fischer y otros [7]). Su cálculo puede efectuarse mediante fórmulas simples similares al procedimiento descrito anteriormente, teniendo en cuenta el amortiguamiento de radiación, es decir, geométrico, debido a la radiación de energía de las ondas salientes (consultar Seeber [12]).

2.2.3 Análisis de la Estabilidad y de la Resistencia

Partiendo de estos cálculos, es posible efectuar el análisis de la resistencia y la verifica-

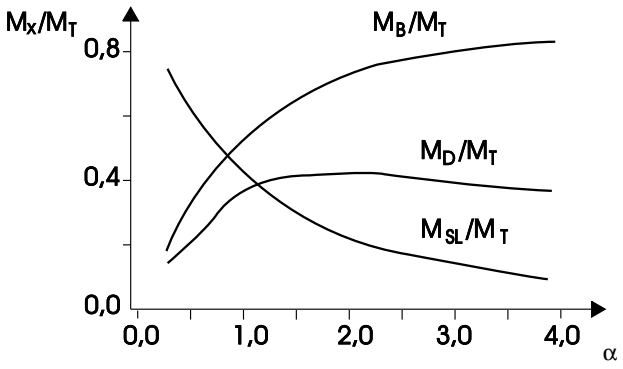


Figura 5 Masas efectivas

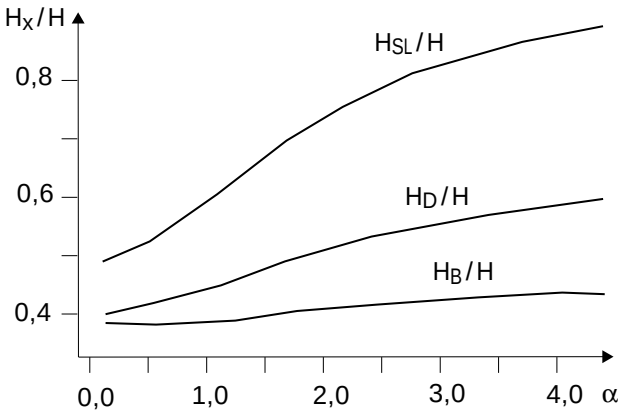


Figura 6 Alturas efectivas

$$\overline{P_K} = \frac{P_K(\xi = 0)}{\rho_L \varepsilon R} \qquad K = SL\ D.S$$

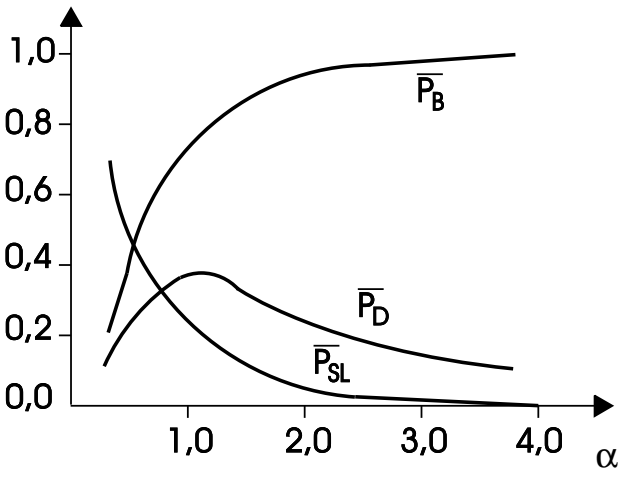


Figura 7 Amplitudes de la presión en el borde inferior si $A_k/g = 1$

ción del pandeo. La fórmula empírica desarrollada por Rotter y Seide [13] para láminas cilíndricas bajo compresión axil y presión interna:

$$n_x^{crit} = 0{,}605\ Es^2/R\ [1 - (pR/(s\sigma_y))^2] *$$

$$* (1 - 1/(1{,}12 + k^{1{,}15})\ (\sigma_y/250 + k)/(1-k),$$

donde n_x^{crit} es la fuerza de membrana axial crítica

σ_y es el límite de fluencia (N/mm^2)

p es la presión interna

E es el módulo de elasticidad

k es el R/(400s)

R es el radio del depósito

s es el espesor de la pared del depósito (en el fondo)

proporciona cálculos adecuados. Este resultado puede observarse, por ejemplo, en la figura 8 para el terremoto de Friuli de 1976, con respecto a depósitos de acero de la industria petroquímica.

2.3 Depósitos Simplemente Apoyados

En el análisis de los depósitos simplemente apoyados, la investigación de la acción de retención por parte de la chapa de fondo resulta esencial con el fin de obtener el aumento de la fuerza de compresión de membrana axial en la pared del depósito.

Puesto que es necesario resolver una interacción fluido-estructura-suelo de una gran no linealidad (tanto de la geometría como del material), el cálculo de la respuesta dinámica de los depósitos simplemente apoyados es muy complejo. Por lo tanto, no se dispone de modelos totalmente satisfactorios.

R. P. Clough [14] asumió que el depósito levantado descansa, por una parte, sobre una

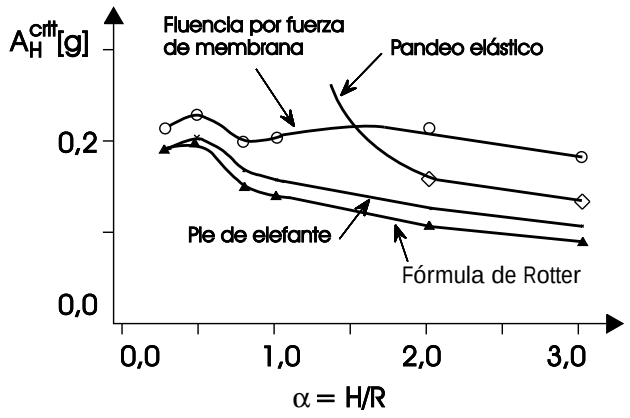


Figura 8 Aceleración crítica horizontal de campo libre A_H^{crit} de depósitos anclados, para diferentes modos de inestabilidad de la pared

sección de la circunferencia y, por otra parte, sobre el área de un círculo de colocación excéntrica (véase la figura 9a).

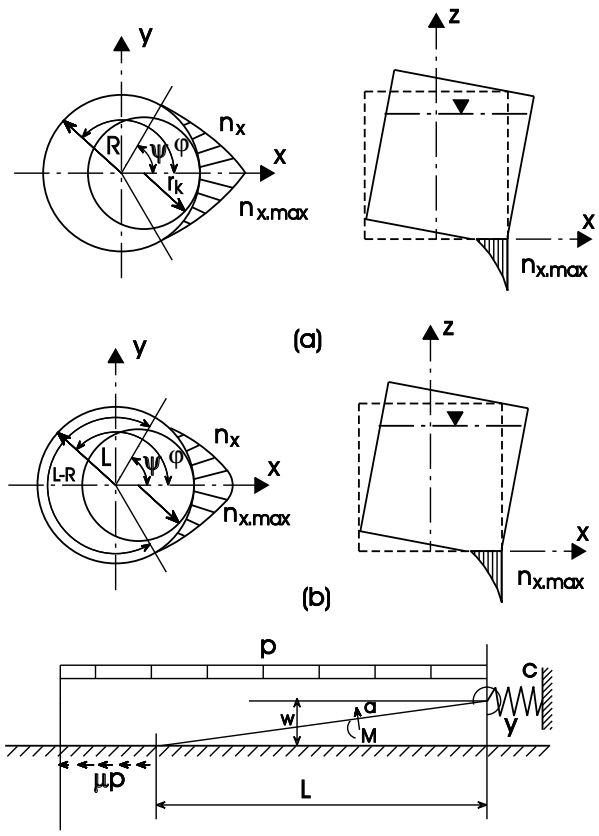


Figura 9 Modelo de levantamiento:
(a) DP Clough [14]
(b) Wozniak y Mitchell [15]

Wozniak y Mitchell [15] presentaron un modelo del levantamiento mejorado que tiene en cuenta la formación de rótulas plásticas, (véase la figura 9b).

Un modelo más sofisticado, desarrollado por Auli y otros [16], se basa en el "modelo lámina-resorte" para las tiras en elevación. Este modelo tiene en cuenta la fricción entre la chapa de fondo y el suelo, así como las fuerzas de membrana en dicha chapa. La validez de este modelo se verificó experimentalmente utilizando depósitos del modelo de Mylar (consultar Rammerstorfer y otros [17]).

Los resultados de los análisis numéricos completos, Scharf [10], muestran una fuerte influencia de la rigidez de la cubierta o de la parte superior sobre la distribución de las fuerzas de compresión de membrana axiales. Natsiavas [18] y Sakai y otros [19] también han informado de este hecho. La figura 10 muestra la fuerza de membrana axial n_x en el fondo del depósito para un depósito con rigideces de la parte superior reducida y elevada (cubierta o anillo del borde) a diferentes intensidades sísmicas. En el caso del depósito con una elevada rigidez de la parte superior, el valor máximo de la fuerza de compresión axil se encuentra en el eje de simetría. En el del depósito con una rigidez reducida de la parte superior existen dos valores máximos, que se sitúan junto al eje de simetría. La mayor parte de los modelos analíticos descritos anteriormente no tienen en cuenta este fenómeno.

A partir de los resultados de los estudios paramétricos, se ha desarrollado un gráfico de proyecto que permite el cálculo de la fuerza de compresión de membrana axial máxima en el fondo de los depósitos simplemente apoyados N_{unanch} (Scharf [10]). Este gráfico se basa en la fuerza de compresión máxima de membrana axial para los depósitos anclados N_{anch} (véase figura 11). Puede afirmarse que el aumento de la fuerza de compresión máxima de membrana axial no debe ignorarse, especialmente en el caso de los depósitos "altos". La influencia ejercida por el aumento de la fuerza de compresión de mem-

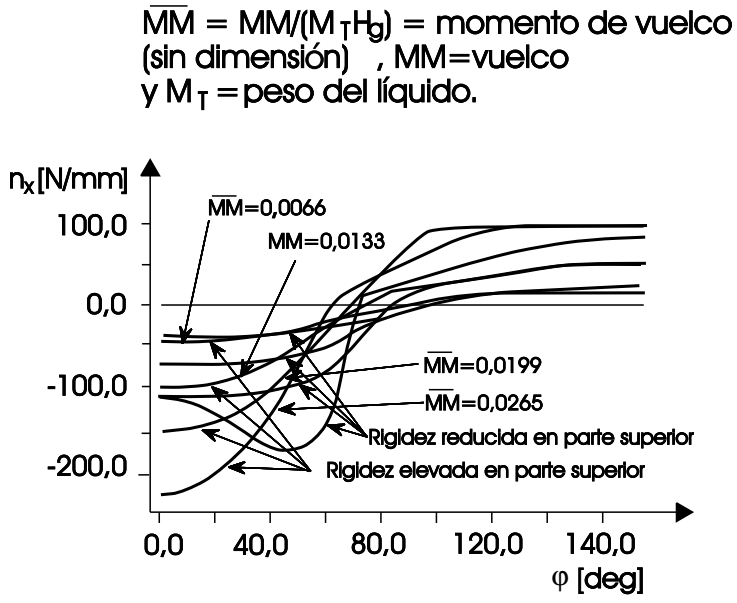


Figura 10 Fuerza de membrana axial de compresión en el fondo del depósito. Depósito de acero (H=24m, R=12m) con rigideces de la parte superior elevada y reducida

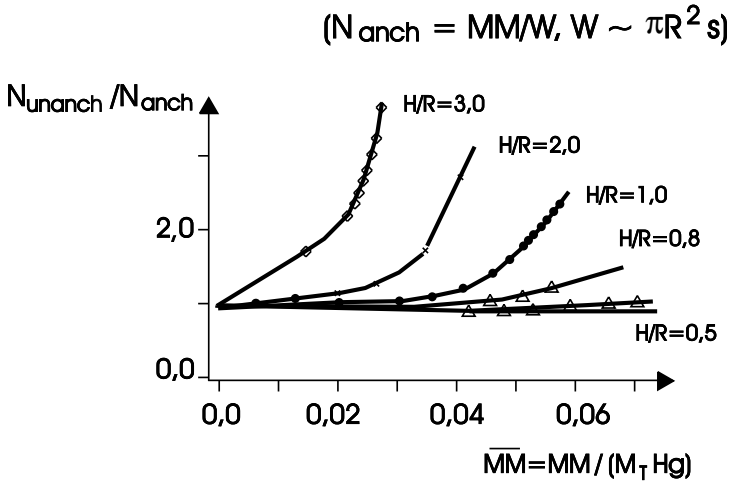


Figura 11 Máxima fuerza de membrana axial de compresión para depósitos no anclados contra el momento de vuelco (N anch= MM/W, W ~ πR_S^2)

brana axial sobre diferentes tipos de inestabilidades de los depósitos es notable.

Scharf [10] y Fischer y otros [7] describen un procedimiento de naturaleza no lineal de la vibración de los depósitos elevados por iteración.

2.4 Normas de Proyecto y Recomendaciones Actuales

A continuación se indican algunos de las normas y recomendaciones existentes:

2.4.1 Reglamentos Estadounidenses

- US Atomic Energy Commission, ERDA TID 7024, Nuclear Reactors and Earthquakes, 1963. Derivado a partir de las propuestas de Housner [5]. No incluye los hallazgos recientes.
- API Standard 650, Welded Steel Tanks for Oil Storage, 1988. Este reglamento de bastante antigüedad está basado en el trabajo de Wozniak y Mitchel [15] relativo al levantamiento.
- American Water Works Association, Standard D 100-84, AWWA Standards for Welded Steel Tanks for Water Storage, 1984. Este reglamento se aplica a los depósitos de almacenamiento de agua. No tiene en cuenta muchos de los efectos relativos a la carga sísmica.
- American Society of Civil Engineering, Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems, 1984. Esta recomendación fue preparada por A.S. Veletsos y proporciona un informe integral acerca de los últimos avances. Se tiene en cuenta la flexibilidad de la pared del depósito, aunque es posible mejorar los procedimientos para los depósitos simplemente apoyados.

Bureau [20] compara los procedimientos de TID 7024, API 650 y AWWA-D100-84. Se observó que estos reglamentos infravaloran o

sobrevaloran la respuesta dinámica, dependiendo de la distancia y de la magnitud del sismo.

2.4.2 Recomendaciones Austríacas

- Fischer, F.D., Rammersorfer, F.G., Scharf, K., Earthquake Resistant Design of Anchored and Unanchored Liquid Storage Tanks Under Three-Dimensional Earthquake Excitation, 1990.

Este informe ofrece un resumen del proyecto de investigación austríaco centrado en la construcción sismo-resistente de los depósitos. Los autores [7] presentan los antecedentes, así como un procedimiento de proyecto. Este informe considera:

- flexibilidad de la pared del depósito
- acción sísmica tridimensional
- el aumento de la fuerza de membrana axial de los depósitos levantados.
- la reducción de las frecuencias naturales como resultado del levantamiento.
- diferentes modos de inestabilidad para la pared del depósito.

2.4.3 Normas Canadienses

- CSA Z276-M1981, Liquid Natural Gas (LNG)-Production, Storage and Handling, 1981. No tiene en cuenta muchos de los efectos de la acción sísmica. Tan sólo proporciona recomendaciones cualitativas.

2.4.4 Normas Japonesas

- Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Draft of Anti-Earthquake Design Code for High-Pressure Gas Manufacturing Facilities, 1981.
- Ministry of International Trade and Industry, Standard of Seismic Design for High Pressure Gas Facilities, 1981.
- Fire Defense Agency of the Ministry of Home Affairs, Notification Specifying the Details of Technical Standard on the Regulations of Dangerous Objects, 1983.

Las normas japonesas consideran las deformaciones de la pared. Se proporcionan algunas recomendaciones para hacer frente al pandeo. En el caso de los depósitos simplemente apoyados no se tiene en cuenta adecuadamente el levantamiento del borde del fondo del depósito.

2.4.5 Normas Neozelandesas

- Priestley et al, Seismic Design of Storage Tanks, 1986. Se hace una mención especial de estas recomendaciones debido a que constituyen un reglamento muy completo y bien formulado que refleja todos los resultados de las investigaciones realizadas hasta 1985. Además, se ocupa de los depósitos rectangulares y cilíndricos con eje horizontal.

2.5 Bibliografía

[1] Jennings, P.E. (Ed), “Engineering Features of the San Fernando Earthquake”, EERI-71-02, pp. 434-470, California Institute of Technology, Pasadena, 1971.

[2] Wyllie, L.A., Bolt, B., Durkin, M.E., Gates, J.H., McCormick, D., Smith, P.D., Abrahamson, N., Castro, G., Escalante, L., Luft, R., Olson, R.S. and Vallenas, J., “The Chile Earthquake of March 3, 1985”, Earthquake Spectra, Vol. 2, No. 2, Chapter 5, pp. 373-409, 1986.

[3] Berz, G. “List of Major Disasters, 1960-1987”, Natural Hazards, Vol. 1, pp. 97-99, 1988.

[4] Nielsen, R., and Kiremidjian, A.S., “Damage to Oil Refineries from Major Earthquakes”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, pp. 1481-1491, 1986.

[5] Housner, G.W., “The Dynamic Behaviour of Water Tanks”, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, pp. 381-387, 1963.

[6] Rammerstorfer, F.G., Scharf, K. and Fischer, F.D., “Storage Tanks Under Earthquake Loading”, Appl. Mech. Mech. Rev., Vol. 43, pp. 261-282, 1990.

[7] Fischer, F.D., Rammerstorfer, F.G. and Scharf, K., “Earthquake Resistant Design of Anchored and Unanchored Liquid Storage Tanks Under Three-Dimensional Earthquake Excitation”, Structural Dynamics - Recent Advances, Schueller, G.I. (Ed), Chapter 5.1, pp. 317-371, Springer-Verlag, 1991.

[8] Veletsos, A.S., and Tang, Y., “Soil-Structure Interaction Effects for Vertically Excited Tanks”, Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering 9WCEE, Tokyo/Kyoto, Japan, Vol. VI, pp. 631-636, 1988.

[9] Housner, G.W., “Dynamic Pressure on Accelerated Fluid Containers”, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 47, No. 1, pp. 15-35, 1957.

[10] Scharf, K., “Beiträge zur Erfassung des Verhaltens von erdebenerregten, oberirdischen Tankbauwerken”, Doctoral Thesis, Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 4, Nr 97, VDI Verlag, Düsseldorf, FRG, 1990.

[11] Haroun, M.A. and Housner, G.W., “Earthquake Response of Deformable Liquid Storage Tanks”, Journal of Applied Mechanics, ASME, Vol. 48, pp. 411-417, 1981.

[12] Seeber, R., “Das dynamische Verhalten fer-nerregter flüssigkeitsgefüllter Tankbauwerke auf elastischem Untergrund, Doctoral Thesis, Institute of Mechanics, University of Mining and Metallurgy, Leoben, Austria, 1988.

[13] Rotter, J.M. and Seide, P., “On the Design of Unstiffened Shells Subjected to an Axial Load and Internal Pressure, Proceedings of the ECCS Colloquium on Stability of Plate and Shell Structures, Ghent University, Belgium, pp. 539-548, 1987.

[14] Clough, R.P., “ExperimentaL Evaluation of Seismic Design Methods for Broad Cylindrical Tanks”, UCB/EERC-77/10, University of California, Berkely, 1977.

[15] Wozniak, R.S. and Mitchell, W.W., “Basis of Seismic Design Provisions for Welded Steel Oil Storage Tanks”, Proceedings of the Session of Advances in Storage Tank Design, API Refining Dept., pp. 485-493, 1978.

[16] Auli, W., Fisher, F.D. and Rammerstorfer, F.G., “Uplifting of Earthquake-Loaded Liquid-Filled Tanks”, Proceedings of the Pressure Vessels and Piping Conference, ASME, PVP Vol. 98-7, pp. 71-85, 1985.

[17] Rammerstorfer, F.G., Billinger, W. and Fischer, F.D., “Stabilität flüssigkeitsgefüllter unverankerter Zylinderschalen auf schräger Unterlage, Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik ZAMM”, Bd 68, T240-T243, 1988.

[18] Natsiavas, S., “Simplified Models for the Dynamic Response of Tall Unanchored Liquid Containers”, Proceedings of the Pressure Vessels and Piping Conference, ASME, PVP Vol. 157, pp. 15-21, 1989.

[19] Sakai, F., Isoe, A., Hirakawa, H. and Mentani, Y., “Experimental Study on Uplifting Behaviour of Flat-based Liquid Storage Tanks Without Anchors”, Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering 9WCEE, Tokyo/Kyoto, Japan, Vol. VI, pp. 649-654, 1988.

[20] Bureau, G., “Seismic Design Guidelines for Liquid Storage Tanks: Applicability and Limitations”, Proceedings of the 4th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Mexico, City, Mexico, pp. 343-354, 1989.

[21] Niwa, A. and Clough, R.W., “Buckling of Cylindrical Liquid-Storage Tanks Under Earthquake Loading”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, pp. 107-122, 1982.

3. RESUMEN FINAL

La filosofía utilizada para la concepción de la construcción de los puentes es similar a la adoptada para el proyecto de las estructuras de los edificios, con el requisito adicional de que los puentes deben retener su utilizabilidad una vez finalizado el episodio sísmico.

Los requisitos para los puentes pueden cumplirse mediante reglamentos de la concepción de la construcción redactados de acuerdo con el Eurocódigo 8: Parte 2. Las etapas del proyecto necesarias incluyen la definición de la aportación sísmica de las zonas de disipación, las verificaciones de los elementos de disipación en cuanto a la resistencia y ductilidad, de los elementos no dúctiles con respecto a la resistencia y de las uniones con respecto a los desplazamientos relativos.

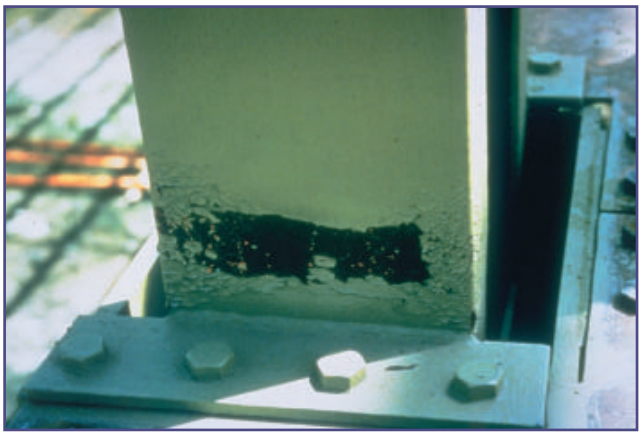
En el caso de los depósitos, se pueden producir varios modos de colapso diferentes durante la acción sísmica. Los modos más relevantes son el pandeo elastoplástico y el pandeo elástico de la pared del depósito.

El proyecto de los depósitos anclados considera la acción sísmica horizontal y vertical e incluye el análisis de la estabilidad y de la resistencia.

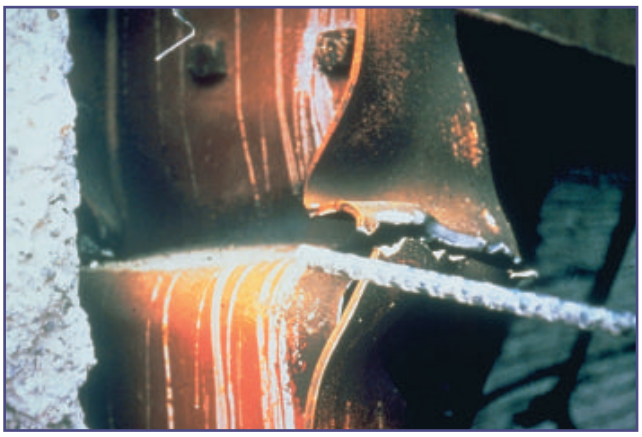
En el caso de los depósitos simplemente apoyados, el cálculo de la respuesta dinámica es muy complejo y no se dispone de un modelo totalmente satisfactorio, aunque se han desarrollado varios procedimientos.

Varias normas y recomendaciones de la concepción de la construcción ofrecen asesoramiento para los depósitos de almacenamiento.

DIAPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS DEL TOMO 21: DISEÑO SÍSMICO



T17c1 Base de pilar que ha sufrido gran deformación debido al sismo



T17c2 Rotura de sección de acero por efectos sísmicos



T17c3 Pórticos de fachada que han resistido el sismo, Japón



T17c4 Universidad de Hadokate, Japón