

Universidad Nacional de Cuyo - Facultad de Ingeniería

Ingeniería Sismorresistente

Edificios sismorresistentes

Dr. Francisco J. Crisafulli

Profesor Titular

Mayo 2020 - V2

ÍNDICE

ÍNDICE.....	2
1. OBJETIVO Y CONTENIDOS.....	3
2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS.....	3
2.1 Introducción.....	3
2.2 Materiales estructurales.....	6
2.3 Tipos estructurales.....	6
2.4 Organización estructural.....	13
3 EDIFICIOS CON DIAFRAGMAS RÍGIDOS.....	15
3.1 Definición y grados de libertad.....	15
3.2 Matriz de rigidez.....	17
3.3 Matriz de masas y vector de influencia.....	17
4 REGULARIDAD EN PLANTA.....	19
4.1 Efectos torsionales.....	19
4.2 Criterio de verificación.....	20
4.3 Centro de rigidez.....	22
5 REGULARIDAD EN ALTURA.....	24
5.1 Criterio de verificación.....	24
5.2 Rigidez lateral de piso.....	24
6 MODELACIÓN ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS.....	25
6.1 Implementación del modelo estructural.....	25
6.2 Métodos de análisis.....	25
6.3 Cargas gravitatorias a considerar para la evaluación de la acción sísmica.....	28
6.4 Consideración del amortiguamiento en el análisis dinámico.....	28
6.5 Consideraciones sobre el análisis modal.....	29
7 BIBLIOGRAFÍA.....	31

Edificios sismorresistentes

1. OBJETIVO Y CONTENIDOS

El objetivo principal de esta guía de estudio es presentar los aspectos particulares del análisis estructural de edificios sismorresistentes, para lo cual se requiere integrar conocimientos sobre modelación estructural, dinámica, métodos de análisis y aspectos reglamentarios. Es importante aclarar que esta guía no incluye los temas del diseño conceptual y organización estructural de edificio. Estos temas, más allá de su gran importancia, no se encuadran dentro de los objetivos y contenidos mínimos de la asignatura Ingeniería Sismorresistente. Se recomienda avanzar con el estudio de esta guía luego de haber leído las guías: Diseño Sismorresistente y Sistemas de NGDL-Análisis Modal.

Aclaración sobre la notación: la notación para indicar las distintas variables y parámetros difiere según los distintos textos y reglamentos. Así por ejemplo, los desplazamientos laterales suelen indicarse con d , D , Δ o δ . Además, la misma notación a veces se usa para distintos parámetros, como ocurre con el uso de Δ para identificar desplazamientos (en valor absoluto) o desplazamientos relativos de entrepiso. Esta falta de uniformidad en la notación, lamentablemente, puede ser fuente de confusión para los alumnos. En las guías de estudio de la asignatura Ingeniería Sismorresistente tratamos de usar siempre la misma notación, la cual hemos adoptado siguiendo la bibliografía más relevante y aceptada sobre el tema. No obstante, persisten diferencias de notación, por ejemplo, con respecto a la usada en la reglamentación argentina.

2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS

2.1 Introducción

Los edificios de múltiples pisos son un tipo de construcción muy importante en los centros urbanos, no solo por la alta ocupación, sino también por su valor económico. De modo que el análisis estructural bajo acción sísmica es un tema relevante para lograr un adecuado diseño y, de esa forma, reducir su vulnerabilidad y por ende el riesgo sísmico.

La estructura de un edificio es un sistema tridimensional complejo, formado por distintos miembros y elementos (vigas, columnas, tabiques, losas, uniones, fundaciones, etc.), ver Figura 1. Su objetivo principal es resistir las cargas y efectos externos que pueden actuar sobre el edificio a lo largo de su vida útil (cargas permanentes, sobrecargas de servicio, acciones de debidas a nieve, viento y sismo, variaciones térmicas, empujes de suelo, etc.), cumpliendo también con los requerimientos de servicio que permitan su adecuado funcionamiento.

La Figura 2 muestra la estructura resistente del edificio considerado como ejemplo, la que en este caso está formada por columnas, vigas, riostras (barras diagonales) y tabiques de hormigón armado en el subsuelo. Además, se muestra el detalle de un plano o línea estructural (un pórtico arriostrado). Una característica distintiva de la estructura de un edificio es la presencia de diafragmas horizontales, que surgen por la necesidad funcional de dividir los espacios en altura. Sin embargo, los diafragmas cumplen además una importante función desde el punto de vista estructural (en la Figura 3 se muestran los diafragmas del edificio adoptado como ejemplo).

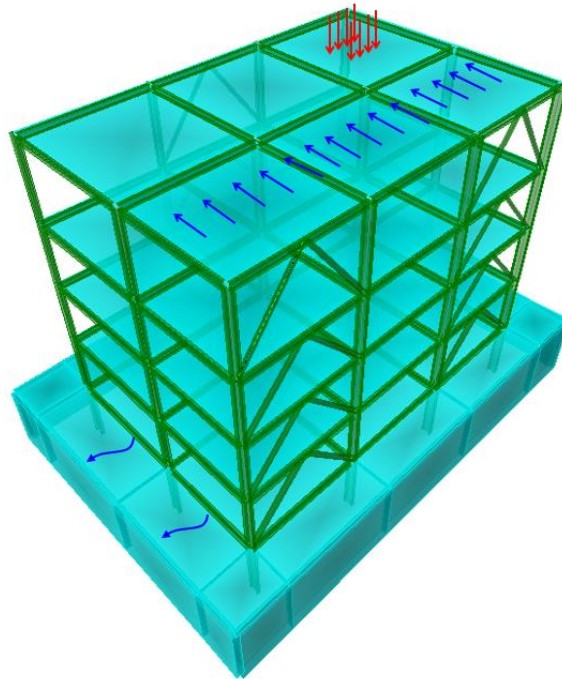


Figura 1. Esquema del sistema estructural de un edificio en altura, de cuatro niveles con un subsuelo.

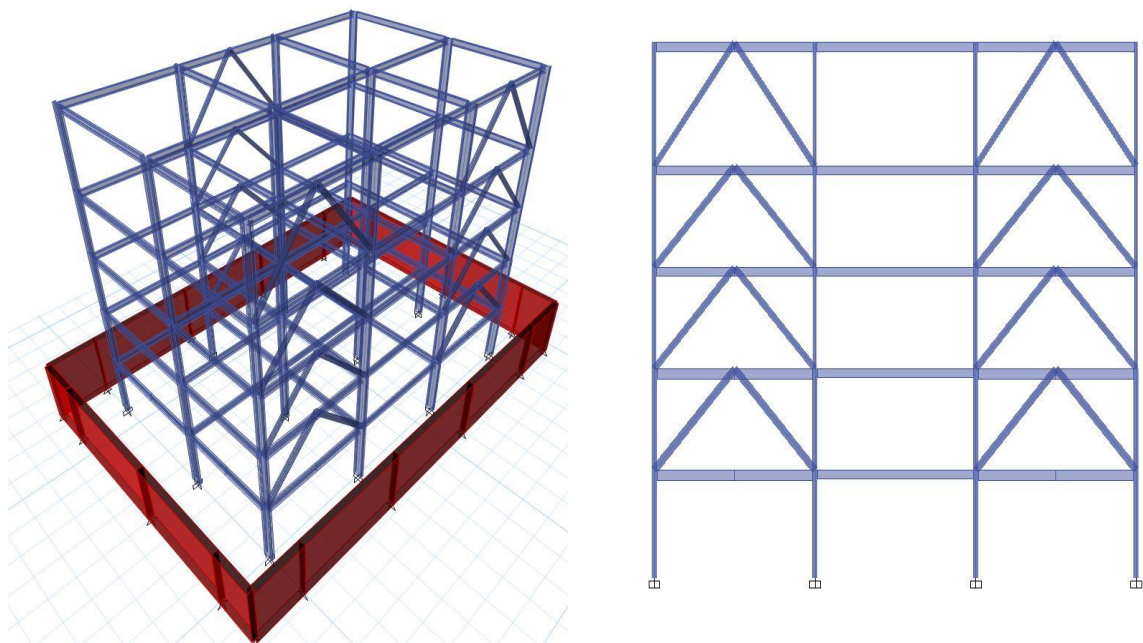


Figura 2. Estructural principal del edificio y detalle de un plano estructural o elemento.

Los diafragmas se pueden materializar, constructivamente, según dos alternativas usuales: (i) losas de distintos tipos, que constituyen un diafragma tipo membrana, y (ii) sistemas de arriostramientos o diafragmas reticulados (solución que normalmente se aplica en el caso de cubiertas livianas, por ejemplo, en una nave industrial). En edificios, usualmente se emplean losas de hormigón armado, las que presentan no sólo ventajas estructurales (elevada rigidez y resistencia), sino también adecuada aislación térmica y acústica, resistencia al fuego, etc.

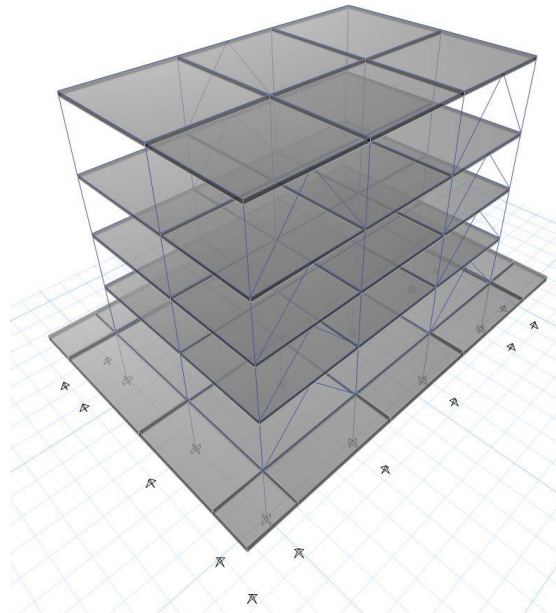


Figura 3. Diafragmas del edificio.

Las losas de hormigón armado pueden materializarse según diversos procedimientos y sistemas constructivos: losas macizas o alivianadas, con hormigón in situ o premoldeado, con armaduras convencionales, pretensadas o postensadas, losas compuestas acero-hormigón (tipo *Steel Deck*), etc. Alternativamente, también puede utilizarse entrepisos de madera o con chapas de acero, los cuales usualmente requieren de algún tipo de arriostramiento horizontal para mejorar su capacidad de transferir fuerzas horizontales.

Los diafragmas, como elementos componentes del sistema estructural, cumplen varias funciones:

- Transferir las fuerzas de inercia originadas por la acción sísmica desde el punto donde se generan a los planos verticales del sistema sismorresistente. Es importante recordar que, en construcciones de edificios, gran parte de la masa del sistema está vinculada a los entrepisos.
- Interconectar los planos estructurales formando así un sistema tridimensional. De esta forma es posible redistribuir las fuerzas adicionales debidas a la vibración torsional.
- Resistir las cargas gravitatorias actuantes en los entrepisos y cubierta de la construcción.
- Proveer estabilidad lateral a los planos verticales, disminuyendo así las longitudes de pandeo de las columnas y la longitud no arriostrada de las vigas.

Los diafragmas forman parte del sistema sismorresistente y, por lo tanto, deben ser adecuadamente representados en el modelo estructural. La modelación de los diafragmas depende principalmente de la rigidez de estos componentes en su plano, pudiendo distinguirse tres casos:

- a) **Diafragmas rígidos:** es el caso de losas de hormigón armado, de distintos tipos, o losas compuestas, que por su gran rigidez pueden considerarse como indeformables a los efectos de la modelación. La consideración de estos diafragmas presenta características especiales, razón por la cual en la sección siguiente presentamos el criterio empleado para la formulación del modelo estructural.
- b) **Diafragmas totalmente flexibles:** son diafragmas que presentan una rigidez reducida y por lo tanto su efecto puede despreciarse en el modelo estructural. Este es el caso de diafragmas formados por entrepisos de madera o chapas de acero sin capa de hormigón, ni arriostramientos en el plano del diafragma. En la modelación estructural se considera que estos diafragmas no poseen rigidez, de modo que cada nodo puede desplazarse con respecto a los otros. Es importante resaltar que estos diafragmas no pueden transferir momento flector.

- c) **Diafragmas flexibles (o semirrígidos):** representan una condición intermedia entre los dos casos anteriores. Estos diafragmas pueden modelarse mediante elementos planos tipo membrana o placa a los efectos de considerar su deformabilidad. En el caso de un diafragma reticulado, formado por vigas, correas y riostras (por ejemplo, en el techo de un edificio o cubiertas de naves industriales) se deben modelar los miembros componentes con sus propiedades mecánicas.

La selección del tipo de diafragma a considerar en el modelo debe hacerse a partir de las consideraciones reglamentarias sobre la flexibilidad de los diafragmas (ver INPRES-CIRSCO 103, Parte I). Los reglamentos de diseño sismorresistente usualmente incluyen requerimientos para definir la condición de diafragma rígido, los cuales consisten en límites para la relación de dimensiones en planta (por ejemplo, relación de lados menor que 3), para las aberturas presentes en el diafragma, para entrantes o salientes que pudieran existir (formas **L**, **T**, **H**, **E**, etc.), etc. Las condiciones para definir un diafragma como totalmente flexible usualmente se basan en consideraciones que dependen de las deformaciones relativas que experimenta el diafragma bajo la acción de las fuerzas sísmicas.

2.2 Materiales estructurales

Los materiales estructurales más usuales son el hormigón armado, en sus distintas formas, el acero estructural y la mampostería (en edificios bajos). Es importante mencionar, que el uso de la madera se ha incrementado significativamente en los últimos años debido a razones ambientales y al desarrollo de nuevos productos como la madera laminada cruzada (*cross lamianted timber*).

Como se indicó al presentar el tema de diseño estructural (ver Guía de estudio 4: Diseño Sismorresistente), la selección de los materiales estructurales es un aspecto muy importante en la etapa de diseño conceptual, a los efectos de optimizar la solución. Actualmente, es usual combinar dos o más materiales estructurales, por ejemplo, hormigón armado y acero estructural, o madera y acero, para aprovechar así las ventajas de cada uno de ellos y contrarrestar sus limitaciones. El estudio y análisis comparativo de los distintos materiales escapa de los alcances de esta guía de estudio.

2.3 Tipos estructurales

En la Guía de estudio 4: Diseño Sismorresistente presentamos una clasificación general de las estructuras según distintos criterios. En esta sección analizamos, en forma resumida, las principales características de los tipos estructurales más usuales para edificios, indicando cual es el mecanismo de disipación de energía, MDE, (también llamado mecanismo de deformación plástica) que normalmente se considera en cada caso.

- **Pórticos de Ho Ao o acero:** Son estructuras formadas por vigas y columnas, cuyo comportamiento está controlado principalmente por la flexión (y corte), razón por la cual también se los denomina pórticos resistentes a momento, ver Figura 4 (a). Se caracterizan por una adecuada capacidad de disipar energía mediante la formación de rótulas plásticas. Sin embargo, son estructuras flexibles (baja rigidez lateral). Por esta razón es usual que las estructuras aporticadas presenten problemas para cumplir con los límites de distorsión de piso reglamentarios. MDE: formación de rótulas plásticas por flexión en vigas y base de columnas en el nivel inferior.
- **Pórticos de acero con viga reticulada:** es un caso particular de pórtico en el que la viga es una estructura reticulada, lo cual permite cubrir grandes luces en forma eficiente. La viga reticulada incluye un segmento especial que se diseña para desarrollar deformaciones inelásticas significativas cuando es sometido a la acción del sismo. El segmento especial puede ser de dos tipos: (i) reticulado o (ii) tipo Vierendeel, como se muestra en la Figura 4 (b). El sistema se desarrolló en Estados Unidos y en Argentina prácticamente no se usa (si bien está explícitamente incluido en el reglamento INPRES-CIRSCO 103, Parte IV). MDE: fluencia del acero en el segmento especial.

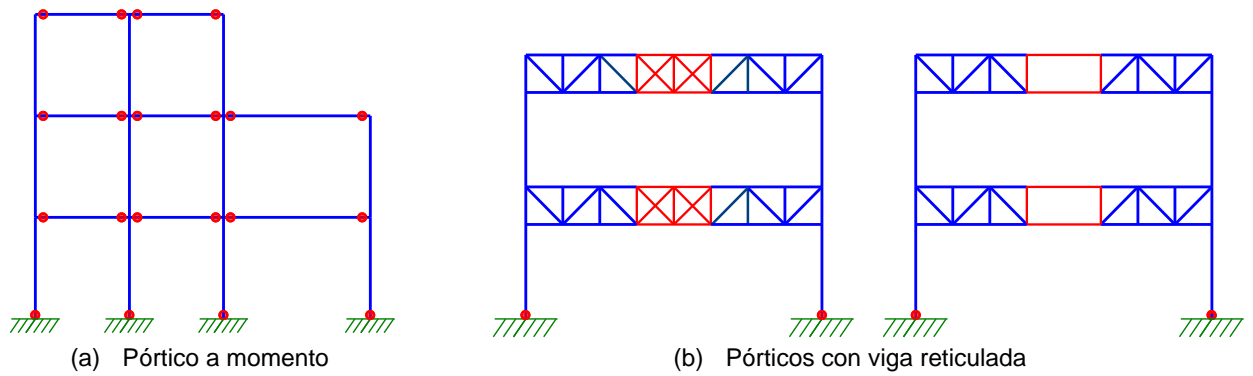


Figura 4. Ejemplos de estructuras de pórticos.

- Pórticos de madera:** el comportamiento estructural es similar al de los pórticos de hormigón armado o acero. Las conexiones se realizan usualmente con elementos auxiliares de acero (tales como chapas, pernos, pasadores, clavos, etc). La flexibilidad del pórtico se incrementa por el bajo módulo de elasticidad de la madera. MDE: La madera no tiene, prácticamente, capacidad de deformarse en rango inelástico, de modo que la disipación de energía se realiza por fluencia de los elementos de acero en las conexiones y por fricción entre las distintas partes de la estructura.
- Pórticos arriostrados concéntricamente:** son pórticos en los que se incorporan riostras diagonales, formando triangulaciones, según distintas configuraciones geométricas, ver Figura 5. Las barras resisten, principalmente, esfuerzos axiales de tracción y compresión. Las riostras se conectan a los nudos en forma concéntrica, de modo que los momentos flectores son nulos o poco significativos. La estructura presenta elevada rigidez lateral. La configuración geométrica debe adoptarse de modo que las riostras tengan un ángulo comprendido entre 30° y 60° (caso contrario se reduce su eficiencia). Para estructuras sismorresistentes, se requiere que las riostras posean rigidez y resistencia a compresión (esto es no se emplean tensores). Las riostras normalmente se construyen con perfiles laminados, tubos de acero, piezas de madera u hormigón premoldeado; el uso de hormigón armado colado in situ también es factible, si bien presenta complicaciones constructivas. MDE: fluencia por tracción en las riostras traccionadas y fluencia localizada por efectos del pandeo global y local en las riostras comprimidas.

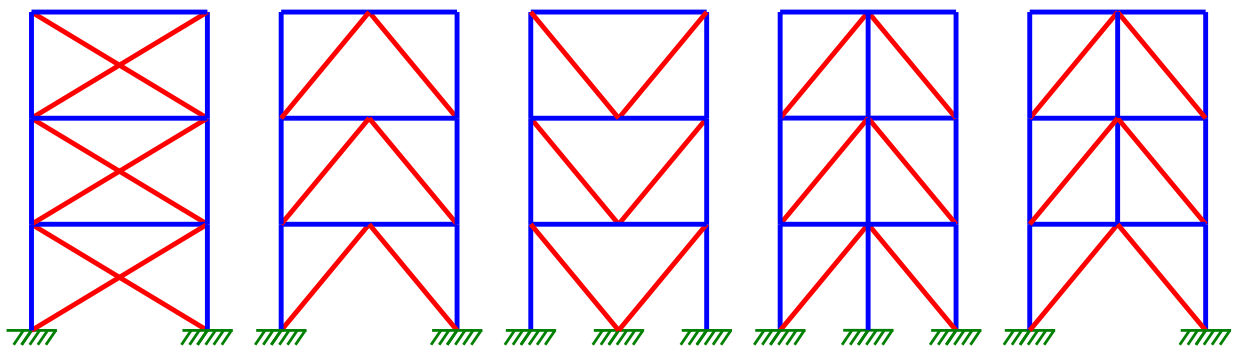


Figura 5. Distintas configuraciones de pórticos arriostrados concéntricamente.

- Pórticos arriostrados excéntricamente:** son pórticos arriostrados donde deliberadamente se generan conexiones con una cierta excentricidad e (usualmente entre 0.3 y 1.0m). La zona de conexión excéntrica, denominada conector o *link*, queda sometida a elevados esfuerzos de flexión y corte. La estructura presenta una rigidez lateral similar a la de los pórticos arriostrados concéntricamente, en la medida que la longitud del conector sea reducida. MDE: fluencia por corte o plastificación por flexión en la zona del conector.

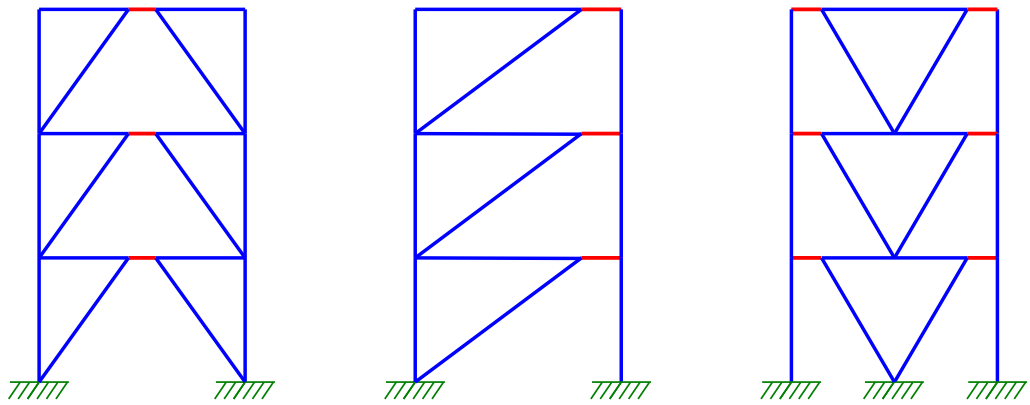


Figura 6. Distintas configuraciones de pórticos arriostrados concéntricamente.

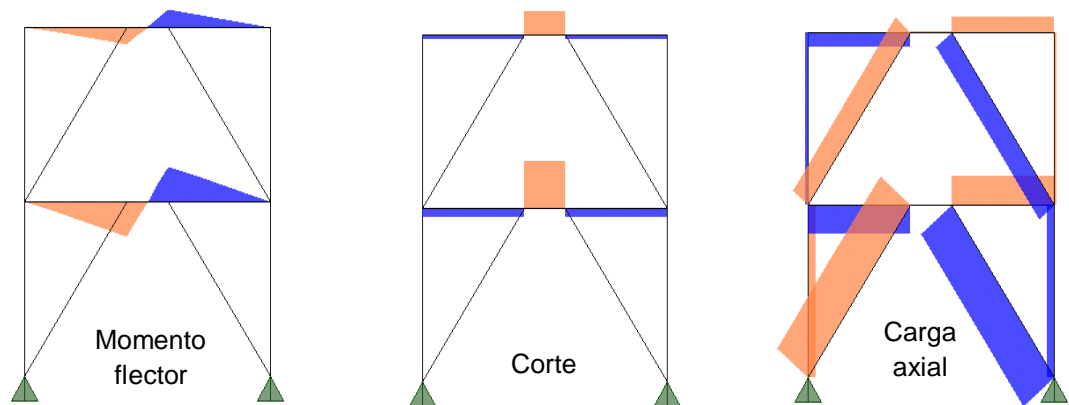


Figura 7. Diagramas de esfuerzos en un pórtico arriostrado excéntricamente.

- **Muros o tabiques de hormigón armado:** se caracterizan por una elevada rigidez lateral (en comparación con los pórticos). El mecanismo de resistencia y la ductilidad dependen significativamente de la relación de aspecto h_w/L_w (alto/largo), ver Figura 8 (a). La sección transversal más simple es la rectangular, pero usualmente se adoptan diversas formas, tales L, T, o secciones tipo cajón (por ejemplo, en el núcleo de circulaciones verticales). MDE: para tabique esbeltos ($h_w/L_w \geq 3$), formación de una rótula plástica controlada por flexión en la base del tabique; para tabique poco esbeltos ($h_w/L_w < 3$), el comportamiento está controlado por corte y la capacidad de disipación se ve significativamente reducida. Por esta razón, el factor de reducción R es función de la relación h_w/L_w .
- **Muros con placas de acero:** estos muros son estructuras formadas por placas esbeltas de acero (alma del muro), con espesores de unos pocos milímetros. Las placas se conectan, mediante soldadura o bulones, a elementos de borde horizontal (vigas) y vertical (columnas), ver Figura 8 (b). En el caso de existir aberturas, éstas deben disponer de elementos intermedios de borde que rodeen totalmente su perímetro. Las placas de acero se conectan a los elementos de borde mediante soldadura en todo su perímetro; alternatively, también pueden usarse uniones abulonadas. Este tipo de muros exhiben elevada rigidez y resistencia lateral, por lo cual se emplean normalmente para edificios en altura. MDE: las placas de acero se diseñan para fluir y pandear bajo la acción sísmica y constituyen así el principal mecanismo de deformación plástica y disipación de energía, mientras que los componentes de borde permanecen en rango elástico. Sólo se admite la formación de rótulas plásticas en los componentes de borde horizontal o vigas.

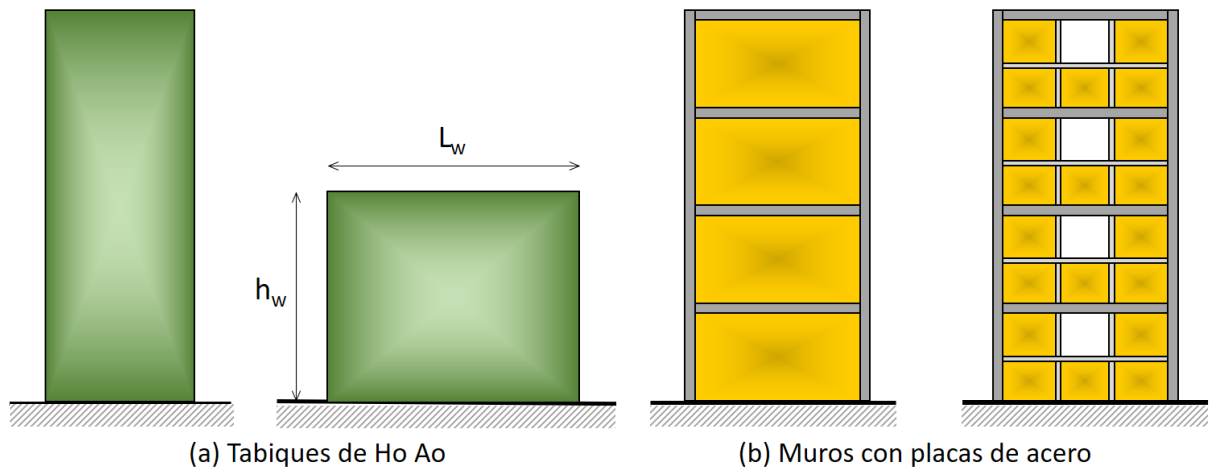


Figura 8. Ejemplos de tabique de Ho Ao y muros con placas de acero.

- **Muros o paneles de madera:** estos paneles se construyen según diferentes técnicas que van desde bastidores con parantes y travesaños de madera aserrada a los que se conectan contrachapados fenólico estructural o paneles de virutas orientadas (OSB), hasta muros macizos de madera laminada cruzada (CLT). El sistema posee elevada rigidez lateral en comparación a otras estructuras de madera. MDE: La madera no tiene, prácticamente, capacidad de deformarse en rango inelástico, de modo que la disipación de energía se realiza por fluencia de los elementos de acero en las conexiones y por fricción entre las distintas partes de la estructura. Se han desarrollado sistemas sismorresistentes que incorporan disipadores de energía por fluencia del acero a los muros de madera (para edificios de varios pisos).
- **Muros o tabiques acoplados:** este tipo de estructura está formado por dos o más tabiques que se conectan entre sí mediante vigas de acople, de modo que el sistema presenta adecuada capacidad de disipar energía junto con una elevada rigidez lateral (debida a los tabiques). Las vigas de acoplamiento deben poseer suficiente rigidez y resistencia para asegurar el mecanismo de acople, que induce esfuerzos axiales en los tabiques. De esta forma, el momento de vuelco total es resistido por flexión en los tabiques y por una cupla debida a los esfuerzos axiales. El sistema presenta una elevada rigidez lateral y capacidad de disipar energía. Usualmente se construyen de hormigón armado, pero también pueden ser estructuras compuestas (por ejemplo, muros de Ho Ao y vigas de acople de acero) o con estructura de acero. MDE: formación de rótulas plásticas en las vigas de acople y en la base de los tabiques.



Figura 9. Tabiques acoplados.

- **Muros de mampostería encadenada:** son muros formados por paneles de mampostería que se confinan en todo su perímetro mediante vigas y columnas (encadenados) de hormigón armado, ver Figura 10. La secuencia constructiva, para lograr una adecuada vinculación, requiere que primero se construya el panel

de mampostería y luego se hormigonen los encadenados. El panel de mampostería puede tener armadura horizontal en las juntas de mortero (mampostería encadenada armada) o no (mampostería encadenada simple). MDE: disipación por fricción entre las fisuras del panel o en las interfaces mampostería-hormigón y eventualmente deformaciones plásticas en la armadura de los encadenados.

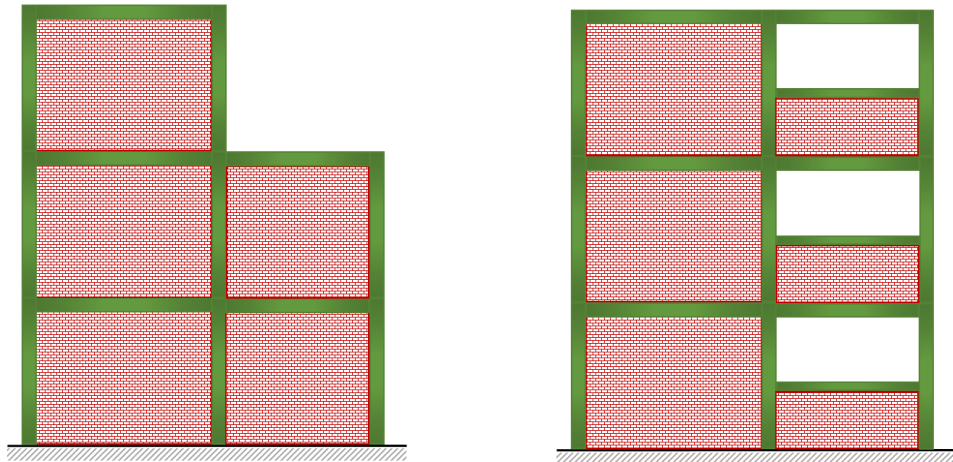


Figura 10. Muros de mampostería encadenada sin y con aberturas.

- **Diagrid o rejilla diagonal:** es un sistema de barras diagonales, usualmente dispuesto en toda la periferia del edificio. Las diagonales resisten tanto las cargas gravitatorias como las acciones laterales y se conectan en los nodos con las vigas de anillo para formar triangulaciones (estructura reticulada), como se muestra en la Figura 11. Las diagonales se construyen frecuentemente con secciones tubulares de acero, aunque también se ha usado hormigón armado en algunos casos. El ángulo de inclinación de las diagonales es un parámetro que influye significativamente en la eficiencia y costo del sistema; usualmente este ángulo varía entre 50° y 70° . Se han construido edificios con ángulo uniforme para toda la rejilla o con ángulo variable (ver Figura 12).

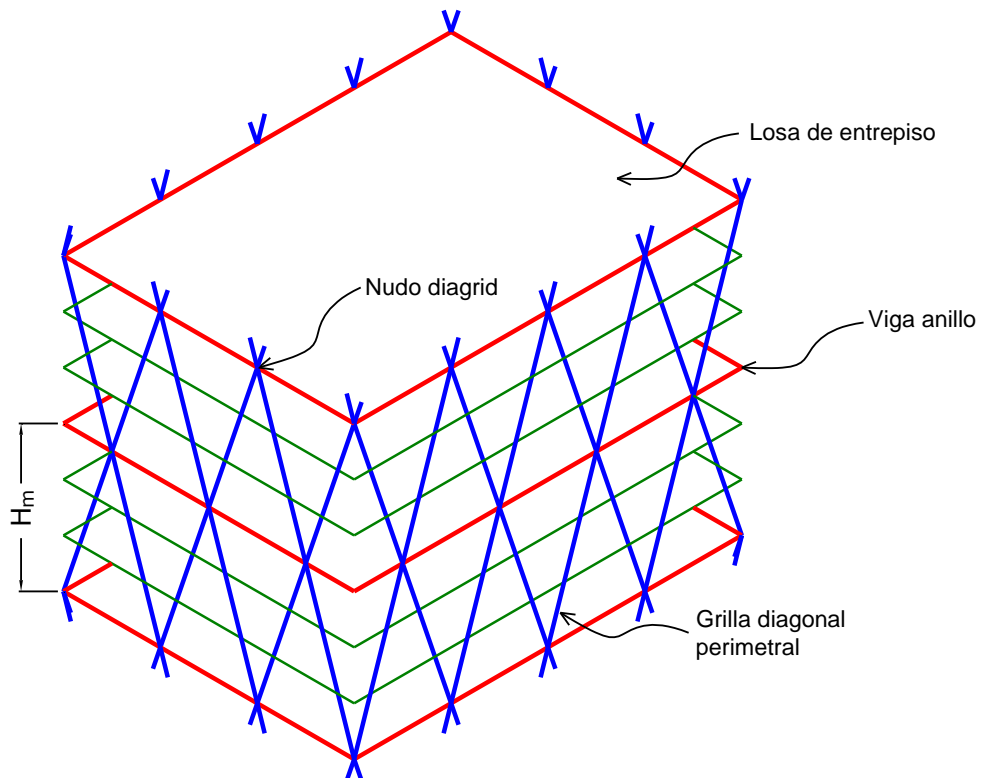


Figura 11. Esquema estructural del diagrid.



(a)

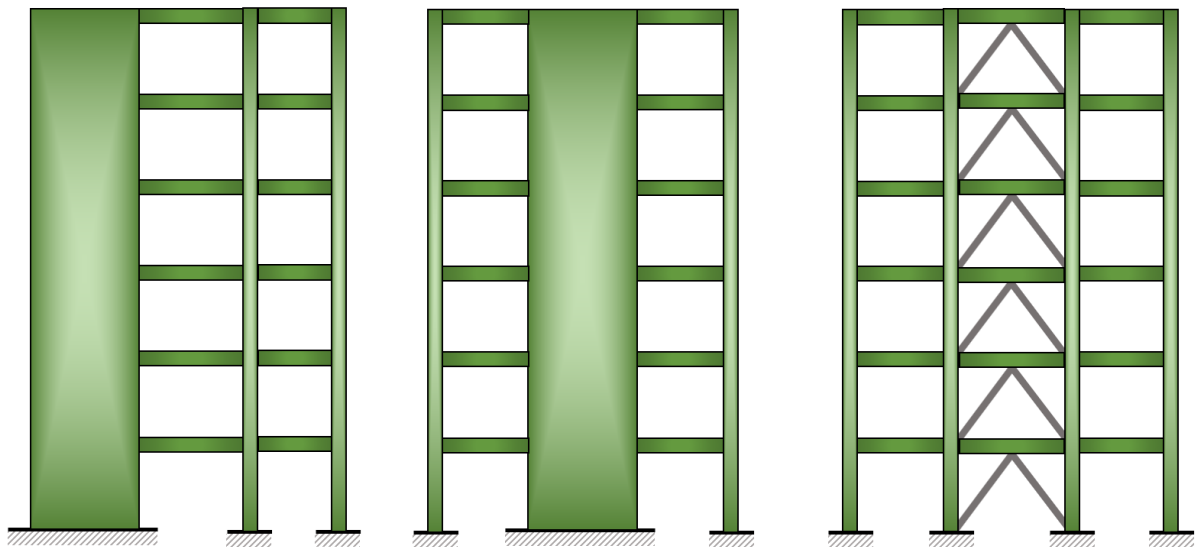
(b)

(c)

Figura 12. Ejemplos de edificios con sistema diagrid.

El sistema diagrid se usa, generalmente, edificios de muchos pisos y la altura del módulo del *diagrid*, H_m , puede abarcar varios niveles (en el caso de la Figura 11, el módulo es de 3 niveles). El sistema diagrid es relativamente nuevo, y por esa razón los códigos de diseño no incluyen aún requerimientos específicos para ellos. MDE: fluencia por tracción en las riostras traccionadas y fluencia localizada por efectos del pandeo global y local en las riostras comprimidas. La incorporación de disipadores de energía en las diagonales, tales como riostras de pandeo restringido o amortiguadores viscosos, o bien elementos dúctiles que funciona como “fusibles”, permite mejorar la respuesta sísmica del sistema.

- **Sistemas duales:** los tipos estructurales simples, descritos previamente, pueden combinarse entre sí para formar, por ejemplo, un pórtico-tabique, Figura 13 (a). De esta forma la estructura resultante presenta adecuada rigidez lateral, provista por el o los tabiques, y buena capacidad de disipación de energía mediante la formación de rótulas plásticas en las vigas del pórtico. Otra alternativa usual es disponer en un pórtico de varios vanos con arriostramientos parciales, incluso combinando materiales: pórtico de hormigón armado y riostras de acero, como se muestra en la Figura 13 (b).



(a) Estructura de pórtico.-tabique

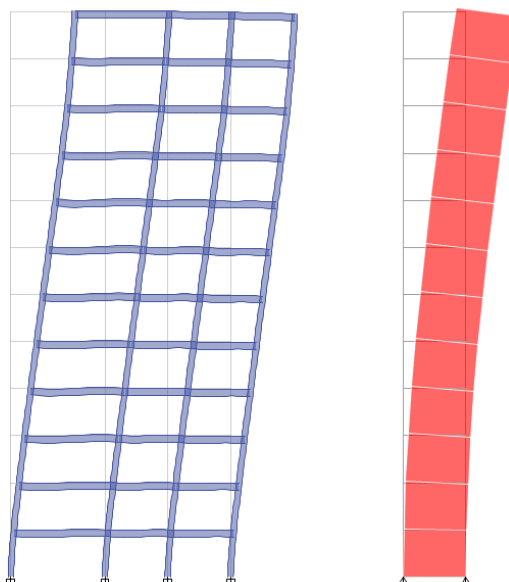
(b) Pórtico de Ho Ao parcialmente arriostrado

Figura 13. Ejemplos de estructuras duales.

La identificación de los tipos estructurales que conforman el sistema es importante para definir los factores de comportamiento R , C_d y Ω_o , cuyo valor está tabulado en el reglamento, según el tipo y material estructural. Estos factores intervienen en forma directa en la determinación de la respuesta estructural bajo acción sísmica, en términos de solicitaciones y desplazamientos.

Si bien en esta sección hemos presentado un resumen sobre el comportamiento de los distintos tipos estructurales, es interesante completar este tema analizando el patrón de deformación típico de un pórtico y de un tabique, debido a que son dos de las estructuras más usuales para edificios en altura. En la Figura 14 (a), se comparan las deformadas producidas por fuerzas laterales y se observa claramente que el pórtico presenta las mayores distorsiones de piso en los niveles inferiores, mientras que en el tabique las distorsiones máximas se dan en la parte superior.

(a) Comparación de la deformada de un pórtico y un tabique



(b) Deformada y diagrama de momentos flectores y corte en un pórtico tabique

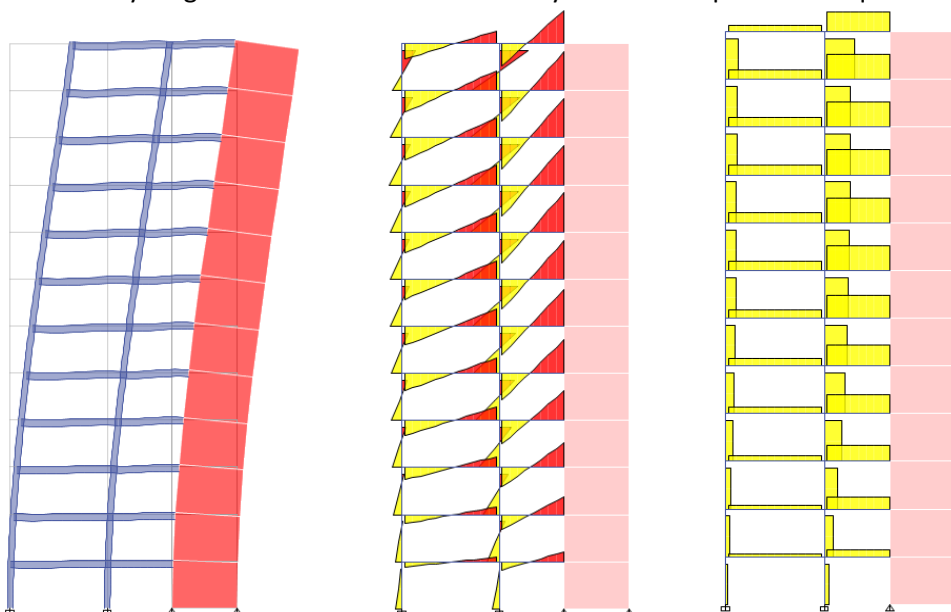


Figura 14. Deformada típica de un pórtico, de un tabique y de un pórtico-tabique (con diagramas de solicitaciones para el último caso).

La Figura 14 (b) muestra la deformada de una estructura dual, pórtico-tabique (que también es una estructura usual en edificios). En este caso, el patrón de deformación es más complejo y depende de la rigidez relativa entre el pórtico y el tabique. Se muestran también los diagramas de momentos flectores y corte en vigas y columnas del pórtico producidos por fuerzas laterales. Los diagramas de esfuerzos indican que las solicitaciones aumentan desde abajo hacia arriba, lo cual aparentemente sería erróneo. Sin embargo, esta variación de las solicitaciones del pórtico puede justificarse por la interacción que se produce con el tabique, debido a que éste es más rígido (en términos relativos) en la parte inferior y por lo tanto resiste un porcentaje mayor de la fuerza lateral aplicada.

2.4 Organización estructural

La organización estructural se define como la configuración espacial según la cual se disponen los elementos y componentes estructurales, de distintos materiales, de modo que la estructura resultante disponga de rigidez, resistencia, estabilidad y ductilidad, respetando todos los requerimientos del proyecto (funcionales, arquitectónicos, constructivos, etc). Para lograr este objetivo es importante que el ingeniero estructural trabaje en forma conjunta con los responsables del proyecto arquitectónico, para llegar a una solución adecuada que compatibilice los requerimientos del proyecto. Esta tarea es netamente conceptual, requiere de la experiencia del ingeniero estructural y de la integración de conocimientos sobre el comportamiento de los materiales y de los distintos tipos estructurales, conceptos de resistencia de materiales, análisis estructural y dinámica, técnicas constructivas, etc.

En los párrafos siguiente resumimos algunas de las ideas y conceptos más importantes, desde el punto de vista del diseño estructural, a considerar en edificios sismorresistentes:

- **Reducción de masas:** las fuerzas de inercia inducidas por la vibración sísmica son proporcionales a la masa del sistema. Por lo tanto, reducir o eliminar masas, especialmente aquellas que son estructuralmente innecesarias, es un concepto fundamental para lograr una estructura más eficiente y de menor costo.
- **Trayectoria continua de las cargas:** todos los elementos estructurales y también los componentes no estructurales deben estar adecuadamente vinculados y concertados, de modo tal que todas las fuerzas (gravitatorias, sísmicas, etc.) se transfieran a las fundaciones siguiendo un camino continuo y directo.
- **Configuración geométrica de la planta:** es conveniente que las plantas sean simétricas, sin entrantes ni salientes pronunciadas, y con las aberturas indispensables para las circulaciones verticales, a los efectos de asegurar el mecanismo de diafragma horizontal. Las plantas de forma cuadrada, circular, hexagonal, o similares, son las ideales desde el punto de vista estructural. Además, es recomendable que la forma de la planta se mantenga constante en la altura del edificio.
- **Regularidad:** es una condición que presentan las estructuras con una distribución de masa, rigidez y resistencia tal que la vibración sísmica se produce de manera uniforme. De esta forma, el movimiento en cada lado de la estructura y las distorsiones de piso son similares. Las estructuras regulares tienden a disipar la energía en forma uniforme, con lo cual el daño es menor y mejor distribuido. Este aspecto está explícitamente considerado en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte I, donde se analiza por separado la regularidad en altura y en planta (ver Secciones 4 y 5 de esta guía de estudio).
- **Redundancia:** las estructuras redundantes son aquellas en las que muchos elementos contribuyen al mecanismo de resistencia global, de modo que la falla de uno de ellos no implica la falla de todo el sistema. En otras palabras, la estructura tiene resistencia residual ante la falla de alguno de sus componentes porque se produce una redistribución interna de esfuerzos.
- **Rigidez:** la vibración inducida por los terremotos produce desplazamientos laterales en los edificios que deben ser controlados para evitar daño excesivo, particularmente en los componentes no estructurales. Los reglamentos de diseño sismorresistente indican valores máximos para las distorsiones de piso y, de esa forma, se fijan requerimientos sobre la rigidez lateral de la estructura. Es por ello que deben adoptarse materiales, tipos estructurales y secciones de los elementos componentes que permitan cumplir con

dichos límites. Además de la rigidez lateral, es importante también, que la estructura, como sistema espacial, posea una adecuada rigidez torsional (rigidez ante el giro de las plantas alrededor de un eje vertical). Ello se logra, por ejemplo, disponiendo elementos con rigidez adecuada en las fachadas o en zonas alejadas del centro del edificio.

- **Resistencia:** en forma similar a lo indicado para la rigidez, es necesario que la estructura cuente con la resistencia necesaria para soportar la acción del sismo. El nivel de resistencia requerida lo establece el reglamento a través del corte basal (el cual a su vez depende del espectro de diseño, de los factores de comportamiento, periodo de vibración, destino de la construcción, etc). Es importante aclarar que la rigidez y resistencia están directamente relacionadas, y que ambas variables no pueden establecerse en forma independiente. En general, un aumento de la rigidez implica un aumento en la resistencia y viceversa.
- **Ductilidad:** es una propiedad muy importante para que la estructura pueda soportar daño controlado sin colapso, disipando energía principalmente mediante fluencia del acero. El principal requisito para lograr una estructura dúctil es detallar adecuadamente los elementos estructurales, de modo de evitar los mecanismos frágiles de falla y asegurar la capacidad de deformación en rango inelástico. Todos los requerimientos para el detallado se indican en los códigos de diseño para los distintos materiales (hormigón armado, acero, mampostería, etc.) Sin embargo, una correcta organización estructural, por ejemplo, evitando irregularidades o plantas de forma inadecuada, también contribuye a la ductilidad global del sistema.
- **Fundaciones:** el sistema de fundaciones debe ser capaz no sólo de transmitir las cargas gravitatorias al terreno, sino también de transferir las fuerzas horizontales y momentos de vuelco generados por la acción sísmica. Además, las fundaciones deben resistir esas acciones sin deformaciones residuales que puedan afectar a la estructura soportada. Para el adecuado diseño de las fundaciones es muy importante contar con información precisa sobre las propiedades geotécnicas del terreno.

Finalmente, es conveniente aclarar que algunos proyectos se diseñan considerando requerimientos arquitectónicos o funcionales que conducen expresamente a dejar de lado uno o más de los conceptos descritos previamente. Así, por ejemplo, se busca “romper formas” para lograr proyectos audaces y desafiantes, cubrir grandes luces sin soportes intermedios, usar materiales o sistemas innovadores, etc. En estos casos, el ingeniero estructural debe, dentro de lo racionalmente posible, encontrar una solución técnica adecuada, que si bien prioriza otros aspectos por encima de los estructurales, debe siempre asegurar las condiciones necesarias de rigidez, resistencia, estabilidad y ductilidad del sistema.

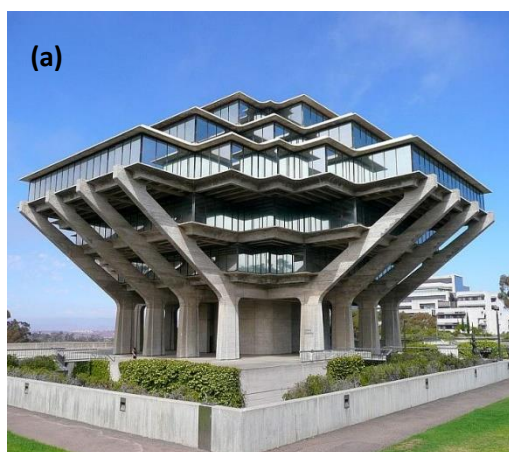


Figura 15. (a) Biblioteca Geisel, UCSD, USA: estructura masiva, con irregularidad en elevación. (b) Agora Garden, Taiwan: edificio con forma helicoidal, las plantas giran alrededor de un núcleo central.

Como ejemplo de estos casos, podemos ver en la Figura 12 (b) el edificio CCTV, en China, que presenta irregularidades en planta y elevación, con un voladizo en la parte superior del edificio. La Figura 15 muestra otros dos casos que sirven de ejemplo.

3 EDIFICIOS CON DIAFRAGMAS RÍGIDOS

3.1 Definición y grados de libertad

La condición de diafragma rígido implica que la losa puede desplazarse y girar respecto a un eje perpendicular a su plano, pero la distancia entre dos puntos cualesquiera del diafragma no experimenta desplazamiento relativo. Esta hipótesis permite considerar tres grados de libertad por diafragma, esto es dos desplazamientos horizontales, u_x y u_y , y una rotación alrededor del eje vertical, u_θ , como se indica en la Figura 16. De modo que los grados de libertad a considerar en el análisis dinámico quedan definidos por el siguiente vector:

$$\mathbf{u} = \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_x \\ \mathbf{u}_y \\ \mathbf{u}_\theta \end{Bmatrix} \quad (1)$$

donde:

$$\mathbf{u}_x = \begin{Bmatrix} u_{x1} \\ \dots \\ u_{xj} \\ \dots \\ u_{xN} \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{u}_y = \begin{Bmatrix} u_{y1} \\ \dots \\ u_{yj} \\ \dots \\ u_{yN} \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{u}_\theta = \begin{Bmatrix} u_{\theta 1} \\ \dots \\ u_{\theta j} \\ \dots \\ u_{\theta N} \end{Bmatrix} \quad (2)$$

Es importante aclarar que, en general, el número total de grados de libertad de un sistema estructural se indica con N. Sin embargo, en el caso particular de edificios, es una práctica usual designar con N el número de pisos, de modo que el número total de grados de libertad para el caso de edificios con diafragmas rígidos es de 3N.

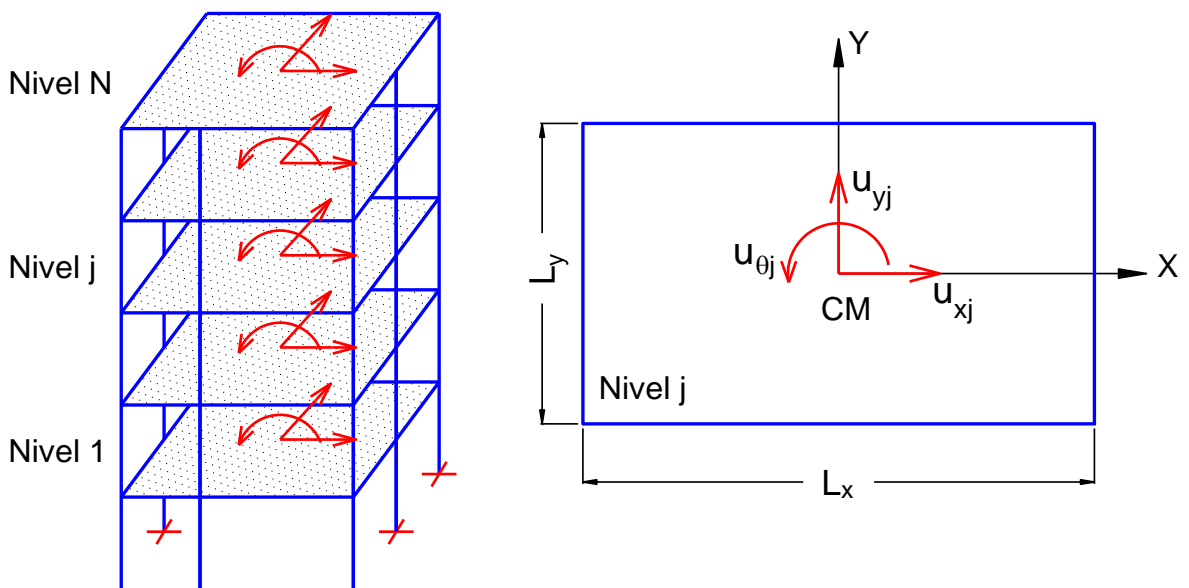


Figura 16. Edificio con diafragmas rígidos con N pisos y vista en planta de los grados de libertad considerados para formular la ecuación de equilibrio dinámico.

La condición de diafragma rígido puede expresarse matemáticamente mediante una ecuación que vincula los desplazamientos de cualquier punto del diafragma con los grados de libertad u_x , u_y y u_θ . Para deducir esa ecuación, supongamos un diafragma rígido, referido a un sistema X-Y con origen en el punto O, y consideremos un punto cualquiera A, ver Figura 17. Debido a las acciones externas, el diafragma se desplaza en las direcciones X e Y (u_x , u_y) y rota un ángulo u_θ alrededor de un eje perpendicular al diafragma.

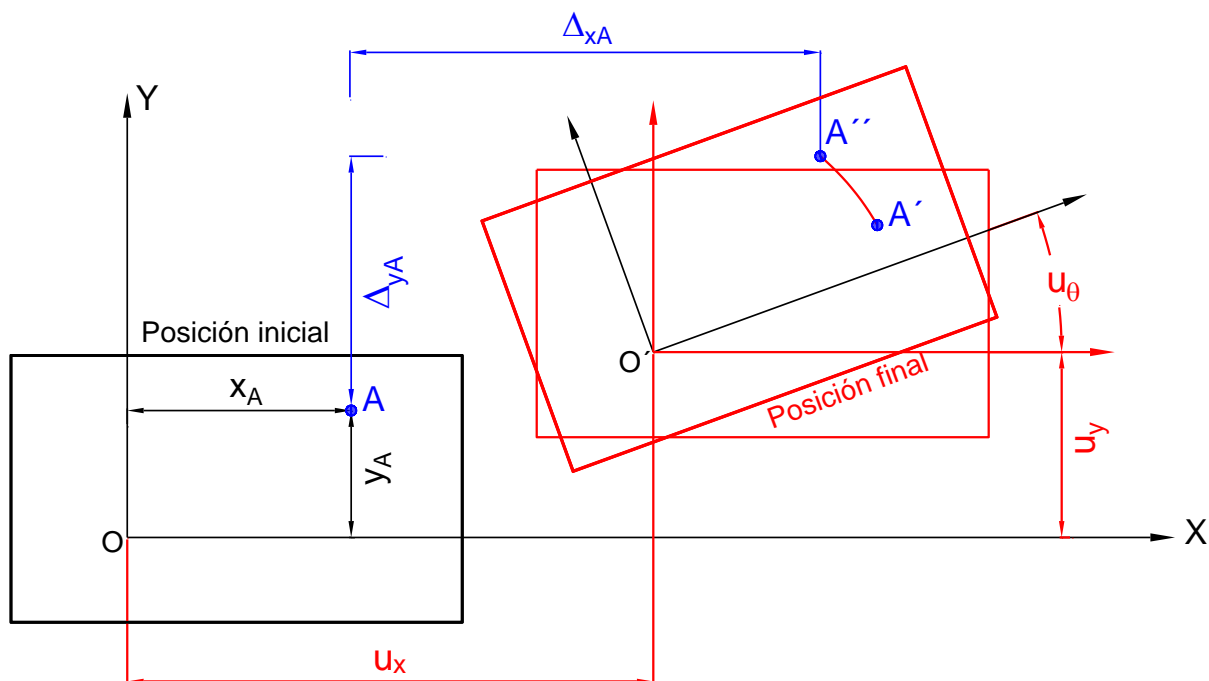


Figura 17. Desplazamiento de un punto genérico A en función de los tres grados de libertad de la planta, u_x , u_y y u_θ

Para analizar el desplazamiento del punto A en estudio, consideremos por separado cada uno de los movimientos. Por efecto de los desplazamientos u_x , u_y el punto A pasa a la posición A', mientras que la rotación produce un movimiento adicional que lo lleva a la posición A''. Este movimiento adicional es igual al producto de la rotación u_θ por la distancia del punto A al sistema de referencia (x_A e y_A). De modo que, sumando el efecto de ambos movimientos, los desplazamientos del punto A (entre A y A'') según las direcciones X e Y quedan definidos por:

$$\begin{aligned}\Delta_{xA} &= u_x - y_A u_\theta \\ \Delta_{yA} &= u_y + x_A u_\theta\end{aligned}\quad (3)$$

El signo menos en la primera ecuación surge de considerar que para un giro u_θ positivo el punto A, con coordenadas positivas, se desplaza en sentido contrario al desplazamiento u_x .

La mayoría de los programas de análisis estructural permite definir la condición de diafragma rígido mediante un "constrain", de modo que los desplazamientos de los nodos vinculados a cada diafragma se definen mediante la Ecuación 3. Esto implica que todos los nodos están conectados entre sí y se desplazan como un cuerpo rígido (las deformaciones de membrana son nulas). Sin embargo, esta condición no afecta el movimiento de los nodos en la dirección perpendicular al diafragma (deformaciones de placa). El uso de diafragmas rígidos en los modelos de edificios elimina los problemas numéricos que podrían surgir por la elevada rigidez de los diafragmas en su plano si éstos se modelaran mediante elementos membrana. Además, presenta la ventaja de reducir significativamente el número de grados de libertad a considerar en el sistema, lo cual es muy ventajoso para el análisis dinámico.

3.2 Matriz de rigidez

La definición de la matriz de rigidez y la descripción los métodos para su determinación fueron presentados en la Guía de Estudio: Sistemas de NGDL- Análisis Modal. Sin embargo, es necesario analizar el caso particular de los edificios con diafragmas rígidos. La matriz de rigidez puede calcularse por el método directo, a partir de las matrices de rigidez lateral de los distintos planos resistentes que componen la estructura. Para ello es necesario determinar la matriz de transformación que relaciona los desplazamientos horizontales de la planta con los desplazamientos globales, vector u (ver Ecuación 1) y aplicar luego el principio de contragradencia (o diagrama de Tonti) para obtener la matriz de rigidez global (para más detalles ver Cap. 9 del texto Chopra, 2012):

$$\begin{pmatrix} \mathbf{k}_{xx} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{x0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{k}_{yy} & \mathbf{k}_{y0} \\ \mathbf{k}_{0x} & \mathbf{k}_{0y} & \mathbf{k}_{00} \end{pmatrix} \quad (3N \times 3N) \quad (4)$$

donde:

$$\mathbf{k}_{xx} = \sum \mathbf{k}_{xi}, \quad \mathbf{k}_{yy} = \sum \mathbf{k}_{yi} \quad (5)$$

$$\mathbf{k}_{00} = \sum x_i^2 \mathbf{k}_{yi} + y_i^2 \mathbf{k}_{xi} \quad (6)$$

$$\mathbf{k}_{x0} = \mathbf{k}_{0x} = \sum -y_i \mathbf{k}_{xi} \quad \mathbf{k}_{y0} = \mathbf{k}_{0y} = \sum x_i \mathbf{k}_{yi} \quad (7)$$

siendo \mathbf{k}_{xi} , \mathbf{k}_{yi} las matrices de rigidez lateral ($N \times N$) de un plano resistente o elemento genérico i ubicado en la dirección X e Y , respectivamente, cuya posición respecto del sistema de referencia se define por las coordenadas x_i , y_i . Las matrices \mathbf{k}_{xx} y \mathbf{k}_{yy} (siempre positivas) representan la suma de las rigideces respecto de las direcciones X e Y , respectivamente, y las matrices \mathbf{k}_{x0} y \mathbf{k}_{y0} son los momentos estáticos de dichas matrices respecto del sistema de referencia adoptado. El signo de estas dos últimas matrices pueden ser positivas o negativas dependiendo de la posición del sistema de referencia y de la convención de signo adoptada para la rotación θ . La matriz \mathbf{k}_{00} (siempre positiva) representa el momento polar de inercia de todas las rigideces respecto del origen.

La matriz de rigidez, definida en la Ecuación 4, es válida cuando el origen del sistema de referencia se ubica en cualquier punto de la planta. En el caso particular de que dicho origen coincida con el centro de rigidez (ver Sección 4.3) la matriz se simplifica dado que se cumple que las matrices de momentos estáticos \mathbf{k}_{x0} y \mathbf{k}_{y0} son nulas:

$$\begin{pmatrix} \mathbf{k}_{xx} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{k}_{yy} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{00} \end{pmatrix} \quad (3N \times 3N) \quad (8)$$

3.3 Matriz de masas y vector de influencia

La matriz de masa también presenta características particulares cuando se analizan edificios con diafragmas rígidos. Para este caso, y considerando que el sistema de referencia se ubica en un punto cualquiera de la planta, se tiene:

$$\begin{pmatrix} \mathbf{m} & \mathbf{0} & \mathbf{S}_x \\ \mathbf{0} & \mathbf{m} & \mathbf{S}_y \\ \mathbf{S}_x & \mathbf{S}_y & \mathbf{I}_o \end{pmatrix} (3N \times 3N) \quad (9)$$

donde \mathbf{m} es la matriz diagonal ($N \times N$) con las masas traslacionales de cada nivel, \mathbf{S}_x y \mathbf{S}_y son las matrices diagonales ($N \times N$) que contienen los momentos estáticos de las masas de cada nivel:

$$\mathbf{S}_x = \begin{bmatrix} -y_{CM1} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & -y_{CMj} m_j & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -y_{CMN} m_N \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$\mathbf{S}_y = \begin{bmatrix} x_{CM1} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & x_{CMj} m_j & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & x_{CMN} m_N \end{bmatrix} \quad (11)$$

x_{cm} e y_{cm} representan las coordenadas del centro de masas, e \mathbf{I}_o es la matriz diagonal ($N \times N$) que contiene momento polar de inercia de las masas de cada nivel (ver ecuaciones para su cálculo en la Guía de Estudio: Sistemas de NGDL- Análisis Modal).

Si se adopta el origen del sistema de referencia coincidente con el centro de masas, como es usual en la práctica, los momentos estáticos \mathbf{S}_x e \mathbf{S}_y son nulos y la matriz de masas se simplifica:

$$\begin{pmatrix} \mathbf{m} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{I}_o \end{pmatrix} (3N \times 3N) \quad (12)$$

Para completar este tema vamos a definir los vectores de influencia $\mathbf{1}$ cuando el edificio se modela con diafragmas rígidos. Si se considera que el sismo actúa en forma independiente en la dirección X o Y (situación usual en la reglamentación vigente):

$$\text{Sismo en X: } \mathbf{1} = \begin{Bmatrix} \{1\} \\ \{0\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad \text{Sismo en Y: } \mathbf{1} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ \{1\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (13)$$

Alternativamente, en algunos casos se debe considerar que el sismo actúa en una determinada dirección mientras que en la dirección perpendicular se aplica una fracción del mismo. Así por ejemplo, si se requiere considerar el sismo en la dirección X y simultáneamente se aplica un 30% del mismo sismo en la dirección Y el vector de influencia $\mathbf{1}$ resulta:

$$\mathbf{1} = \begin{Bmatrix} \{1\} \\ \{0.3\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (14)$$

4 REGULARIDAD EN PLANTA

4.1 Efectos torsionales

Los edificios sometidos a acciones sísmicas pueden experimentar vibraciones torsionales, esto es vibraciones debidas al giro de las plantas alrededor del eje vertical Z (ver Figura 16). La observación de estructuras reales sometidas a terremotos, como así también los resultados experimentales y numéricos, indican que este tipo de vibración puede originar daños de importancia, e incluso el colapso. La Figura 18 muestra la deformación producida por el sismo en dos edificios diferentes. En el primer caso, la estructura es regular y simétrica de modo que el sismo produce una traslación pura del edificio. Por el contrario, en el segundo caso, la estructura presenta asimetría en la dirección X debido a dos tabiques ubicados en una fachada, lo que resulta en una estructura con excentricidad de rigidez, por lo cual la estructura experimenta desplazamientos laterales acoplados con la rotación de las plantas. Como consecuencia de ello se produce un aumento de la demanda de resistencia y desplazamiento en algunas zonas localizadas de la estructura. Se observa claramente en la Figura 18 (b) que los desplazamientos en uno de los bordes del edificio son mayores que en el borde opuesto

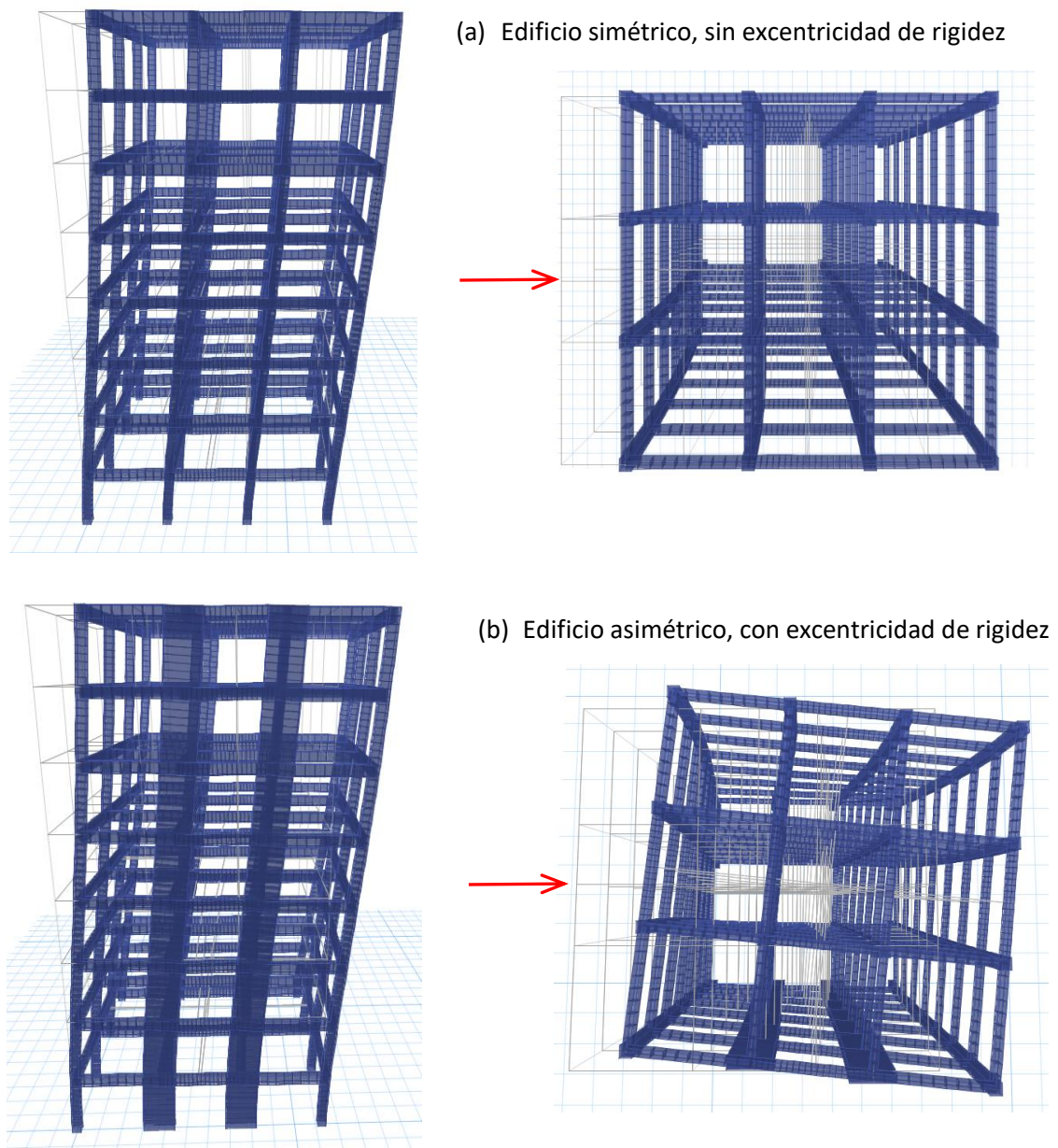


Figura 18. Comparación de la deformación por acción sísmica en un edificio simétrico y otro asimétrico.

Las vibraciones torsionales se originan principalmente por dos razones:

- Características propias de la estructura, debido a la falta de simetría en planta resultante de una distribución no uniforme de rigidez, masa y/o resistencia.
- Características propias de la excitación sísmica, que origina un movimiento asincrónico de los distintos puntos de la fundación del edificio. Ello se debe al movimiento incoherente del terreno como consecuencia de diferentes tipos de ondas, reflexiones y refracciones de las ondas alrededor de las fundaciones, etc.

En la actualidad, los reglamentos de diseño sismorresistente requieren considerar una excentricidad accidental en la posición del centro de masas de cada uno niveles. De esta forma se busca, mediante un procedimiento simplificado, incluir los efectos torsionales que podría resultar de distintas incertidumbres en la determinación de las rigideces, de las masas y de su distribución en planta. En el caso particular del reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte I, 2013, se especifica que los efectos torsionales se tendrán en cuenta, para cada dirección de análisis, mediante el desplazamiento del centro de masas una distancia igual a un porcentaje de la longitud de la planta perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas. Ese porcentaje es del 0, 5 o 10% según se trate de estructuras regulares, con irregularidad torsional media o alta, respectivamente. De modo que deben considerarse 4 casos: el sismo según dos direcciones principales, X e Y, y en cada dirección se desplaza el CM hacia uno y otro lado (excentricidad accidental e_a positiva y negativa), como se ilustra en la Figura 19. El efecto de considerar la excentricidad accidental es equivalente a incluir un momento torsor adicional. Este requerimiento aplica tanto para el análisis por el método estático como por el método dinámico.

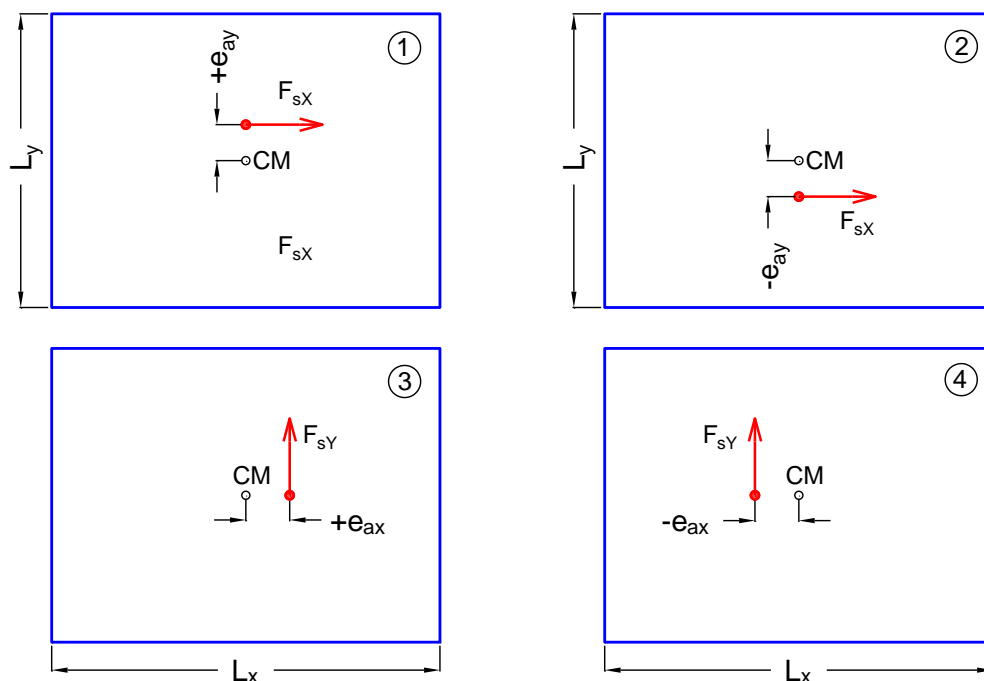


Figura 19. Consideración de la excentricidad accidental según el criterio reglamentario (4 casos).

4.2 Criterio de verificación

Las recomendaciones de diseño y los reglamentos han aplicado, a lo largo del tiempo, distintos criterios para evaluar la regularidad en planta con el objetivo principal de limitar los efectos de la vibración torsional. Así por ejemplo, se establecían límites para la relación entre la excentricidad de rigidez y la longitud de la planta, e_R/L , o de otros parámetros relacionados con la respuesta dinámica torsional (como la rigidez torsional y la inercia rotacional, etc.)

En la actualidad, el reglamento argentino (que aplica un criterio basado en la norma ASCE 7) evalúa la regularidad en planta considerando cuatro condiciones de la configuración del edificio:

- Irregularidad torsional: se determina cuantitativamente a partir del cálculo de los desplazamientos

relativos de piso (*interstorey drift*) producidos por las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes (con una excentricidad accidental del 5% de la longitud de la planta). El procedimiento requiere evaluar los desplazamientos relativos máximo, ΔR_{\max} , y mínimo, ΔR_{\min} , en cada nivel del edificio (en la dirección de la fuerza sísmica aplicada) y calcular el valor promedio, $\Delta R_{pr} = (\Delta R_{\max} + \Delta R_{\min}) / 2$, ver Figura 20. El criterio de clasificación es el siguiente:

- Irregularidad torsional baja: si $\Delta R_{\max} / \Delta R_{pr} \leq 1.2$ en todos los niveles
- Irregularidad tosional media: si $1.2 < \Delta R_{\max} / \Delta R_{pr} \leq 1.4$ en al menos un nivel
- Irregularidad tosional extrema: si $\Delta R_{\max} / \Delta R_{pr} > 1.4$ en al menos un nivel
- Irregularidad por falta de continuidad en altura de los elementos resistentes para acción sísmica, de modo que dicha acción se mantiene en un único plano vertical.
- Irregularidad por falta de ortogonalidad de los elementos o planos resistentes: según este criterio se considera que la estructura es irregular si los elementos no son perpendiculares y se disponen en una configuración asimétrica o con simetría simple. En la Figura 21 se muestran algunos ejemplos.
- Irregularidad por esquinas entrantes o retranqueos.

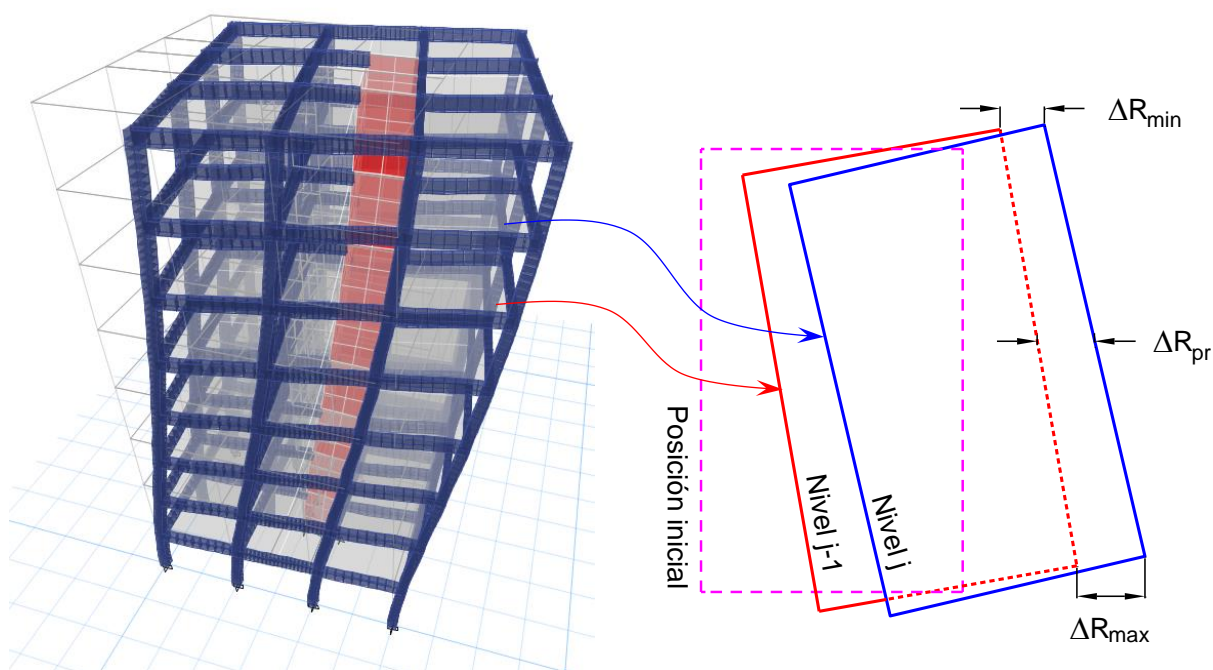


Figura 20. Determinación de los desplazamientos relativos de piso para evaluar la irregularidad torsional en la dirección X.

A partir de la evaluación de la regularidad en planta, el reglamento define el método de análisis requerido (estático o dinámico) y el porcentaje de la longitud en planta a considerar para el cálculo de la excentricidad accidental. Todos los detalles sobre la evaluación de la regularidad estructural en planta se definen en la Sección 2.6 del INPRES-CIRSOC 103, Parte I, y sus comentarios.

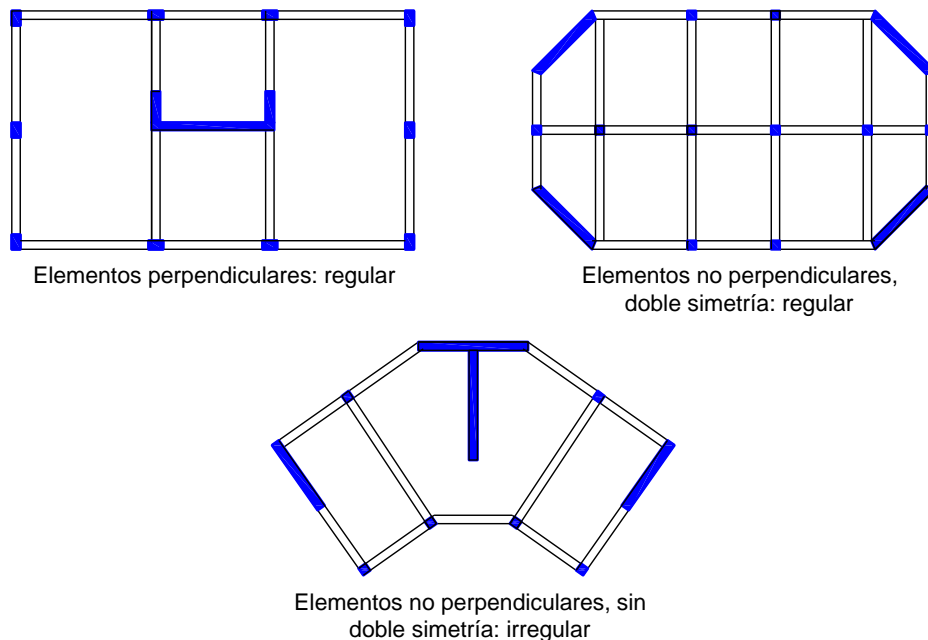


Figura 21. Ejemplos de estructuras regulares o irregulares, según ortogonalidad y simetría.

4.3 Centro de rigidez

El centro de rigidez se define como un punto de la planta en el que debe aplicarse una fuerza lateral para producir una traslación pura (sin torsión). Este concepto, cuya validez general se limita a estructuras de 1 piso con diafragma rígido, fue introducido en la década de 1950 con el objeto de cuantificar la excentricidad en planta de la estructura (distancia entre el centro de masas y centro de rigidez) y de esa forma considerar los efectos de la vibración torsional en forma simplificada. Las coordenadas del centro de rigidez, x_{CR} e y_{CR} se calculan como el baricentro de las rigideces laterales, k_{xi} y k_{yi} , de los distintos elementos resistentes de la estructura:

$$x_{CR} = \frac{\sum x_i k_{yi}}{\sum k_{yi}}, \quad y_{CR} = \frac{\sum y_i k_{xi}}{\sum k_{xi}} \quad (15)$$

De modo que el centro de rigidez depende solamente de las propiedades estructurales y de la disposición espacial de los elementos resistentes. Los reglamentos de diseño sismorresistente requerían, décadas atrás, el cálculo explícito de la excentricidad de rigidez para calcular un momento torsor (como parte de la acción sísmica en el método estático), que incluía un factor de amplificación dinámica que incrementaba dicha excentricidad.

Posteriormente, la capacidad para implementar y analizar modelos más complejos, como sistemas tridimensionales, condujo a una extensión del concepto de centro de rigidez para el caso de edificios de varios niveles. Sin embargo, la definición previa de centro de rigidez no tiene validez general, debido a que el comportamiento de cada nivel está acoplado con el de los restantes. Se puede demostrar que sólo para un caso especial de estructuras, en el que las rigideces de los distintos planos resistentes son iguales o proporcionales entre sí, el centro de rigidez cumple con la definición. En este caso particular, la posición de dicho centro es independiente de las cargas consideradas y todos los puntos se alinean en una misma vertical.

Es por ello que se han propuesto definiciones alternativas y se desarrollaron distintos métodos aproximados para determinar el centro de rigidez en estructuras de varios niveles. Algunos de esos métodos son dependientes de los estados de cargas considerados para la determinación (lo cual es incorrecto desde el punto de vista conceptual). Otros procedimientos se basan en determinar el centro de rigidez en cada una de las plantas, de modo que el diafragma rígido considerado se desplaza sin torsión, mientras que los otros niveles pueden desplazarse y rotar. Alternativamente, otras propuestas reemplazan el centro de rigidez por

el centro de giro, definido como el punto de la planta que no se traslada cuando se aplican un cierto momento torsor.

En la actualidad, la mayoría de los reglamentos de diseño sismorresistente ya no requieren el cálculo del centro de rigidez, ni para la evaluación de la regularidad en planta ni para definir la amplificación de los momentos torsores de piso. No obstante, conocer la posición del centro de rigidez y su excentricidad con respecto al centro de masas, es conveniente en el proceso de diseño para evaluar conceptualmente el comportamiento de la estructura y, si es necesario, realizar modificaciones. Es por esta razón que describimos a continuación el procedimiento que se ha implementado en el programa de análisis estructural ETABS, mediante el cual se calcula el centro de rigidez para cada uno de los niveles del edificio (ver Figura 22):

- Se aplica una carga unitaria $F_x=1$ en un punto del diafragma (usualmente, en el centro de masas) y se calcula la rotación del mismo, $u_{\theta xj}$.
- Se aplica una carga unitaria $F_y=1$ en un punto del diafragma (usualmente, en el centro de masas) y se calcula la rotación del mismo, $u_{\theta yj}$.
- Se aplica un momento torsor unitario $M=1$ en un punto del diafragma (usualmente, en el centro de masas) y se calcula la rotación del mismo, $u_{\theta\theta j}$.
- Finalmente, se determinan las coordenadas del centro de rigidez como:

$$x_{CRj} = -\frac{u_{\theta yj}}{u_{\theta\theta j}}, \quad y_{CRj} = \frac{u_{\theta xj}}{u_{\theta\theta j}} \quad (16)$$

Los signos indicados en la Ecuación 16, son válidos si se considera la rotación positiva con sentido antihorario, como indica la flecha en la Figura 22 (c). El procedimiento descrito previamente tiene que repetirse para los N niveles del edificio. Los resultados indican que los centros de rigidez así calculados pueden tener posiciones distintas en cada planta, es decir que no se ubican sobre el mismo eje vertical.

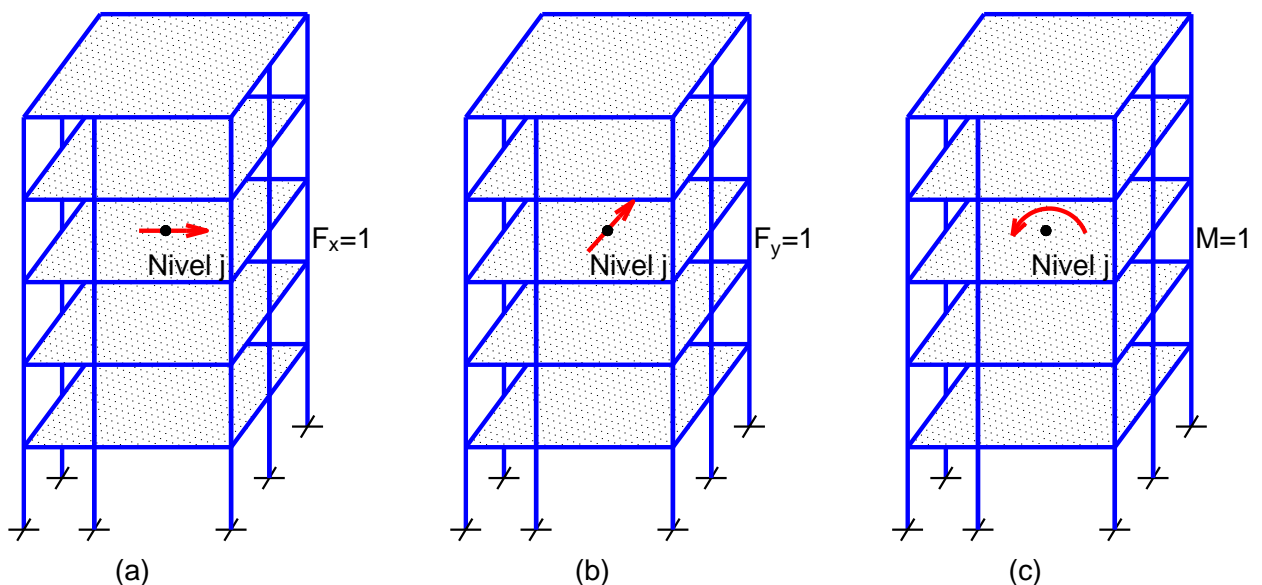


Figura 22. Estados de carga a considerar para determinar el centro de rigidez en el nivel j de un edificio de varios niveles con diafragmas rígidos.

5 REGULARIDAD EN ALTURA

5.1 Criterio de verificación

Las irregularidades en altura debidas a cambios significativos de rigidez y/o masa pueden alterar la respuesta dinámica del edificio, de modo que el método estático (que es un método simplificado) no permite calcular adecuadamente los esfuerzos internos y desplazamiento de la estructura y por lo tanto no debe aplicarse en esos casos. A su vez, las irregularidades en altura debida a variaciones de la resistencia de los elementos estructurales pueden originar un aumento concentrado de la demanda de deformación y, consecuentemente, producir un mayor daño o colapso en las zonas más débiles.

El reglamento INPRES-CIRSOC 103 incluye un procedimiento para evaluar las irregularidades en altura que considera cinco condiciones:

- Irregularidad de rigidez lateral (piso flexible): se basa en determinar la rigidez lateral de cada piso (ver sección siguiente) y compararla con la rigidez de los pisos superiores. Mediante esta condición se clasifica a la estructura en irregularidad de rigidez leve, media o extrema.
- Irregularidad de pesos (o masas): esta condición detecta cambios de la masa de un nivel con respecto a los adyacentes.
- Irregularidad geométrica en vertical: considera cambios de las dimensiones del sistema resistente.
- Irregularidad por discontinuidad en el plano vertical de los elementos resistentes: la irregularidad se produce cuando los elementos verticales no son constantes en altura o los retranqueos en su plano son mayores a la longitud del elemento.
- Irregularidad de resistencia lateral (piso débil): esta condición evalúa la resistencia lateral de cada piso (como la suma de la resistencia de los elementos que resisten el corte sísmico en el piso)

A partir de la evaluación de la regularidad en elevación, el reglamento define el método de análisis requerido (estático o dinámico). Todos los detalles sobre la evaluación de la regularidad estructural en elevación se definen en la Sección 2.6 del INPRES-CIRSOC 103, Parte I, y sus comentarios.

5.2 Rigidez lateral de piso

La evaluación de la irregularidad de rigidez lateral requiere del cálculo de este parámetro en cada piso del edificio, sin embargo, los reglamentos no explicitan cómo realizar dicho cálculo. Si bien en la bibliografía se pueden encontrar varios procedimientos, con distinto grado de complejidad, explicamos en esta sección un método que puede aplicarse cuando el edificio se modela con un programa de análisis estructural. Según este método, la rigidez lateral de piso se determina como la relación entre el corte actuante y el desplazamiento relativo. En forma genérica, la rigidez del piso j , se determina como:

$$K_j = \frac{V_j}{\Delta_j - \Delta_{j-1}} \quad (17)$$

En la Figura 23 se explica el cálculo de la rigidez de piso mediante la ecuación 17, considerando como ejemplo una estructura de 4 pisos.

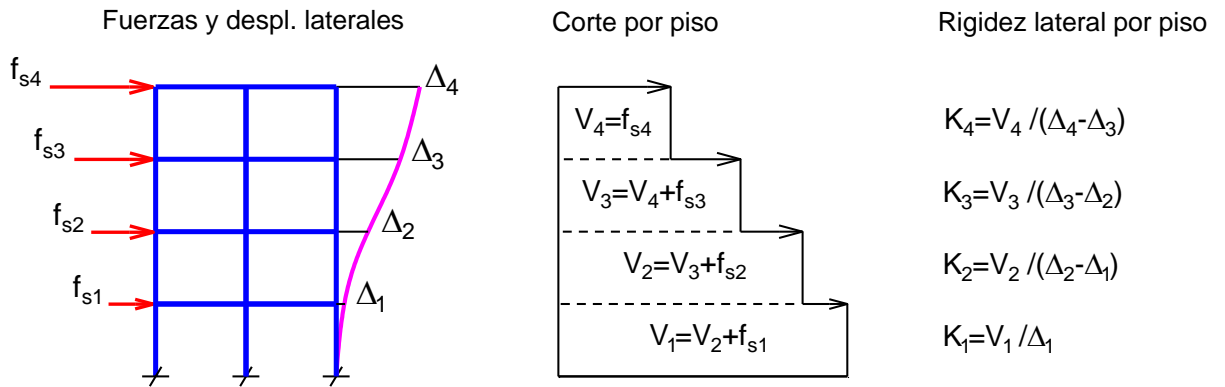


Figura 23. Ejemplo del cálculo de la rigidez lateral de piso en una estructura de 4 niveles.

6 MODELACIÓN ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS

6.1 Implementación del modelo estructural

El análisis estructural de un edificio se realiza normalmente con un programa de computación, mediante el cual la estructura puede representarse adecuadamente mediante un modelo que considera el comportamiento tridimensional. El mismo modelo, una vez implementado, permite considerar todos los estados de carga que sean necesarios, realizar las combinaciones entre ellos, y luego aplicar distintos métodos de análisis, según se requiera para el caso considerado. Es importante considerar, además, que el uso de un modelo de computación facilita la tarea del ingeniero estructural a los efectos de optimizar el diseño, debido que pueden realizarse modificaciones y ajustes en forma rápida y sencilla. Actualmente, los programas de análisis estructural cuentan con interfaces gráficas para el ingreso de datos y para la presentación y análisis de resultados.

El proceso completo de análisis estructural con un programa de computación, en general, requiere de tres etapas: (i) ingreso de datos, (ii) análisis y (iii) resultados. En la Figura 24 se indican estas tres etapas y se incluye una lista general de las tareas asociadas a cada una de ellas. Esta figura presenta un resumen que puede servir de guía para modelar y analizar la estructura. Sin embargo, el usuario de un programa de computación debe conocer en detalles las opciones y características particulares del mismo,

6.2 Métodos de análisis

El análisis estructural, como parte del proceso de diseño sismorresistente, se realiza considerando comportamiento lineal y elástico de los materiales. En algunos casos particulares, como la verificación de estructuras rehabilitadas o de edificios con aislamiento sísmico o dispositivos disipadores de energía, se considera el comportamiento no lineal de algunos o de todos los elementos que forman la estructura. Este tipo de análisis puede realizarse según diversos métodos, cuya descripción y explicación escapa a los alcances de esta guía de estudio. En particular, la consideración de la acción sísmica puede realizarse mediante el método de las fuerzas estáticas equivalente o métodos dinámicos (análisis modal espectral o análisis dinámico temporal). Estos procedimientos ya han sido explicados y desarrollados previamente, por lo cual en esta guía de estudio sólo presentamos, mediante la Figura 25, un resumen comparativo.

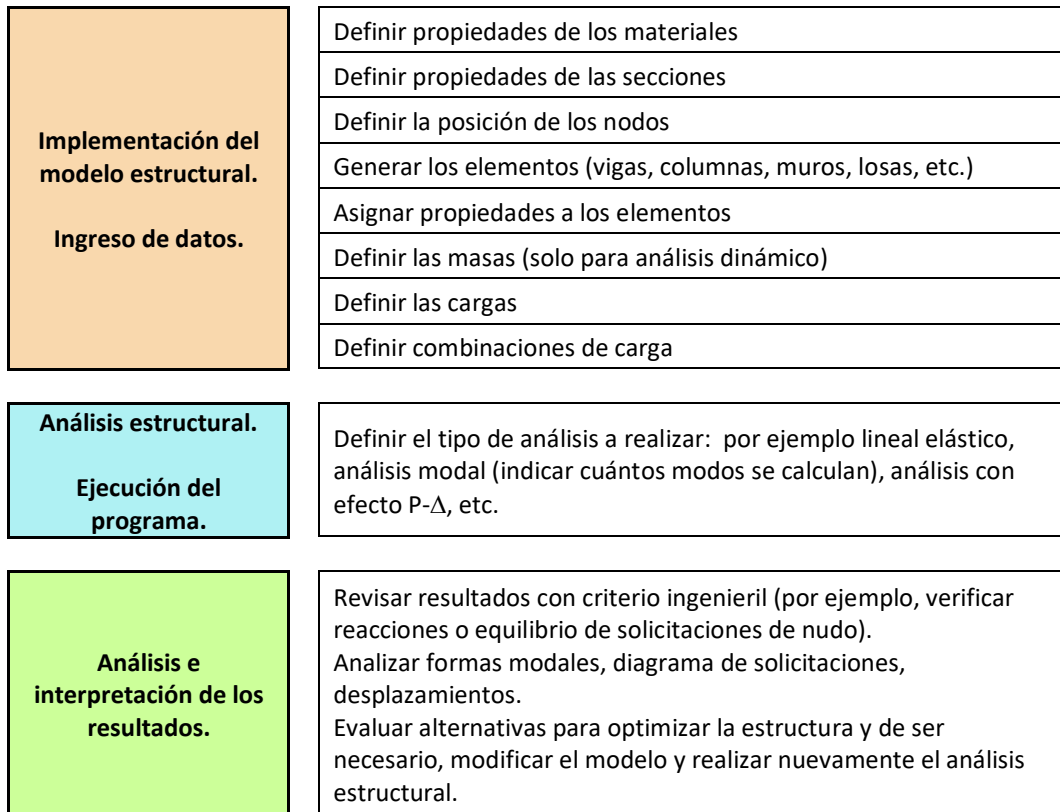


Figura 24. Etapas principales y tareas relacionadas con la implementación de un modelo para el análisis estructural con un programa de computación.

La acción sísmica, E , a considerar en el análisis estructural incluye la acción horizontal, E_H (cuya determinación depende del método a aplicar, según sea estático o dinámico) y también la acción vertical, E_V . Esta última se calcula en todos los casos mediante una aceleración espectral, cuyo valor depende de la zona sísmica y del tipo espectral, y es independiente de las propiedades dinámicas de la estructura. De modo que las combinaciones de carga deben incluir el efecto combinado de ambas componentes:

$$E = E_H + E_V \quad (18)$$

Es importante aclarar que el reglamento exige la aplicación del método dinámico en ciertos casos, según sea la zona sísmica, la altura del edificio y el tipo de irregularidades existentes en la estructura. No obstante, debe aplicarse también el método estático a modo de control. Cuando el corte basal obtenido mediante el análisis dinámico, V_{od} , es inferior al 85% del corte basal resultante del método estático, V_{oe} , las solicitaciones obtenidas por el método dinámico deben incrementarse multiplicando por un factor igual a $0.85 V_{oe} / V_{od}$.

Análisis de cargas	<ul style="list-style-type: none"> • Determinación de cargas debidas a peso propio, sobrecargas de servicio, viento, nieve, etc, según reglamentación vigente. 		
	<ul style="list-style-type: none"> • Evaluación de la acción sísmica (en dirección horizontal y vertical) <ul style="list-style-type: none"> - Zona sísmica y sitio de emplazamiento de la construcción → Espectro de diseño elástico - Destino de la construcción, γ_r - Factores de respuesta estructural: R, Ω_o y C_d. 		
	Método estático	Método dinámico	
	<ul style="list-style-type: none"> • Periodo fundamental de vibración • Coeficiente sísmico (a partir del espectro de diseño) • Corte basal, $V=C W$, y distribución en altura de las fuerzas sísmicas 	Análisis modal espectral	Análisis temporal
		<ul style="list-style-type: none"> • Espectro de diseño 	<ul style="list-style-type: none"> • Registros de aceleración (compatibles con el espectro de diseño)
Evaluación de la regularidad estructural	<ul style="list-style-type: none"> • Regularidad en planta. Efectos torsionales → Momentos torsores por excentricidad accidental. • Regularidad en elevación 		
Análisis de cargas	<ul style="list-style-type: none"> • Determinación de cargas debidas a peso propio, sobrecargas de servicio, viento, nieve, etc, según reglamentación vigente. 		
	<ul style="list-style-type: none"> • Evaluación de la acción sísmica (en dirección horizontal y vertical) <ul style="list-style-type: none"> - Zona sísmica y sitio de emplazamiento de la construcción → Espectro de diseño elástico - Destino de la construcción, γ_r - Factores de respuesta estructural: R, Ω_o y C_d. 		
	Método estático	Método dinámico	
	<ul style="list-style-type: none"> • Periodo fundamental de vibración • Coeficiente sísmico (a partir del espectro de diseño) • Corte basal, $V=C W$, y distribución en altura de las fuerzas sísmicas 	Análisis modal espectral	Análisis temporal
		<ul style="list-style-type: none"> • Espectro de diseño 	<ul style="list-style-type: none"> • Registros de aceleración (compatibles con el espectro de diseño)
Evaluación de la regularidad estructural	<ul style="list-style-type: none"> • Regularidad en planta. Efectos torsionales → Momentos torsores por excentricidad accidental. • Regularidad en elevación 		
Análisis estructural	<ul style="list-style-type: none"> • Modelación estructural • Análisis estructural para los distintos estados de carga (salvo la acción sísmica) 		
	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis estructural para la acción sísmica 		
	Método estático	Método dinámico	
	<ul style="list-style-type: none"> • Modelo estructural: Rigidez • Análisis estático con fuerzas laterales equivalentes 	Análisis modal espectral	Análisis temporal
		<ul style="list-style-type: none"> • Modelo estructural: Rigidez y masa • Análisis modal • Combinación modal 	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis modal e integración temporal, o Integración temporal del sistema de ecuaciones. • Determinación de los valores máximos de
	<ul style="list-style-type: none"> • Cálculo de esfuerzos internos (M, V, P), tensiones, desplazamientos y deformaciones. • Combinaciones de estados de carga según reglamento. • Determinación de valores máximos y mínimos para diseño (envolventes). 		

Figura 25. Comparación entre el método estático y dinámico en su aplicación al diseño sismorresistente.

6.3 Cargas gravitatorias a considerar para la evaluación de la acción sísmica

Para el cálculo de la acción sísmica horizontal y de las propiedades dinámicas de la estructura es necesario determinar las cargas permanentes D (asociadas al peso propio de los elementos estructurales, no estructurales y cualquier equipamiento fijo a la construcción), las sobrecargas de servicio L y la carga de nieve S (si corresponde). Sin embargo, debe tenerse en cuenta dos aspectos importantes para evaluar las cargas:

- Probabilidad de que las cargas de servicio y la nieve actúen en forma simultánea en el momento en que se produce el sismo (que es una carga de muy corta duración). Así por ejemplo, es poco probable que todos los entresijos y techos de un edificio soporten las cargas L y S con su valor de diseño cuando ocurre el sismo.
- Consideración de las masas que se encuentran fijas a la construcción, que son la que participan en forma efectiva de la vibración y sobre ellas se generan fuerzas de inercia. De modo que no debe incluirse la masa (y peso) correspondiente a muebles y equipamiento suelto, personas, etc.

Por las razones indicadas, el reglamento define, mediante un criterio simplificado, el peso W_j en un nivel o punto de la construcción según la siguiente ecuación:

$$W_j = D + f_1 L + f_2 S \quad (19)$$

donde f_1 es un factor simultaneidad, que varía entre 0 y 1, y f_2 varía entre 0.2 y 0.7, según corresponda. En el caso de realizar un análisis dinámico (de cualquier tipo) el modelo debe incluir las masas asociadas a las cargas (fuerzas) definidas mediante la Ecuación 19.

El reglamento también requiere incluir la acción sísmica en la dirección vertical, como se indicó previamente. Para esta determinación se considera solamente las cargas permanentes D .

6.4 Consideración del amortiguamiento en el análisis dinámico

En el análisis dinámico modal, ya sea espectral o temporal, no es necesario calcular la matriz de amortiguamiento, sino que puede determinarse la respuesta de cada modo con el factor de amortiguamiento ξ . Este parámetro presenta la ventaja de que puede determinarse mediante métodos experimentales. La Tabla 1 presenta valores recomendados por Newmark y Hall en 1982 (Chopra, 2012) para distintos tipos de estructura y considerando dos niveles para las tensiones que se desarrollan en los materiales. Es importante recordar que el factor de amortiguamiento puede determinarse mediante mediciones realizadas sobre estructuras reales según distintos procedimientos (la explicación de dichos métodos escapa los alcances de esta publicación y puede encontrarse en la bibliografía sobre dinámica estructural).

La matriz de amortiguamiento sí debe calcularse cuando se aplica el análisis dinámico con integración en el tiempo del sistema de ecuaciones diferenciales. En este caso, usualmente se determina a partir de la matriz de amortiguamiento proporcional de Rayleigh o de la matriz de Caughey (ver Guía de estudios 3: Sistemas de N grados de libertad - Análisis modal), dependiendo de las opciones con las que cuente el programa de análisis a utilizar.

Desde el punto de vista reglamentario, el INPRES-CIRSOC 103, Parte I, 2013 adopta un valor del factor de amortiguamiento $\xi = 5\%$ para todas las estructuras. Alternativamente se incluye un factor de ajuste para incrementar las aceleraciones del espectro de diseño en los casos particulares en los que se emplea un factor de amortiguamiento menor del 5%:

$$f_a = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \quad (20)$$

El uso de factores de amortiguamiento mayores a 5% no está permitido para estructuras convencionales (en el caso de construcciones con aislamiento sísmico o dispositivos de disipación de energía se considera un

factor de amortiguamiento efectivo mayor).

Tabla 1. Valores recomendados del factor de amortiguamiento ξ

Nivel de tensiones	Tipo de estructura	ξ (%)
Tensiones del orden del 50% del punto de fluencia	Acero con uniones soldadas, hormigón pretensado, hormigón ligeramente fisurado	2-3
	Hormigón armado fisurado	3-5
	Acero con uniones abulonadas, madera con uniones clavadas o abulonadas	5-7
Tensiones cercanas al punto de fluencia	Acero con uniones soldadas, hormigón pretensado (sin pérdida completa del pretensado)	5-7
	Hormigón pretensado (con pérdida completa del pretensado)	7-10
	Hormigón armado	7-10
	Acero con uniones abulonadas, madera con uniones abulonadas	10-15
	Madera con uniones clavadas	15-20

6.5 Consideraciones sobre el análisis modal

El análisis modal, por el cual se calculan las formas modales (autovectores) y sus respectivas frecuencias (autovalores), permite implementar una solución conveniente desde el punto de vista matemático porque se logra desacoplar el sistema de ecuaciones diferenciales de segundo orden. Adicionalmente, los resultados del análisis modal brindan información conceptual de gran interés sobre el comportamiento dinámico de la estructura. De modo que, aún cuando no se realice el análisis dinámico para evaluar solicitaciones y desplazamientos, es conveniente realizar el análisis modal para obtener las siguientes propiedades dinámicas:

- Periodos de vibración.
- Formas modales $\{\phi\}$.
- Factores de participación modal o factores de participación de masa (recordar que la denominación de estos factores puede cambiar según la bibliografía o el programa de computación).

La Figura 26 muestra los resultados de un ejemplo en el que analizaremos la información obtenida del análisis modal. El edificio considerado tiene una planta doblemente simétrica y es totalmente regular en altura. El primer modo se caracteriza por el giro de las plantas alrededor del eje vertical, por lo que es un modo netamente torsional. Esto indica la estructura presenta una baja rigidez torsional y sería recomendable mejorar el diseño incrementando las dimensiones de los elementos ubicados en la periferia o agregando otros nuevos, por ejemplo tabiques. El factor de participación de masa de este modo, en las direcciones X e Y es nulo. El segundo y tercer modos son traslacionales, sin rotación, debido a que la estructura es totalmente simétrica respecto de los ejes X e Y. Ambos modos presentan igual periodo de vibración porque la rigidez lateral es la misma en ambas direcciones (las dimensiones y elementos estructurales son iguales). El periodo fundamental a considerar en el cálculo de las fuerzas estáticas equivalentes corresponde al periodo del modo que tiene mayor masa efectiva en las direcciones horizontales X e Y. En este caso, el modo fundamental corresponde al de los modos traslaciones 2, en la dirección Y, y modo 3, en la dirección X, $T=0.56$ s. El factor de participación de masa de estos modos es de 73% en cada dirección.

Planta estructural (igual en todos los pisos)

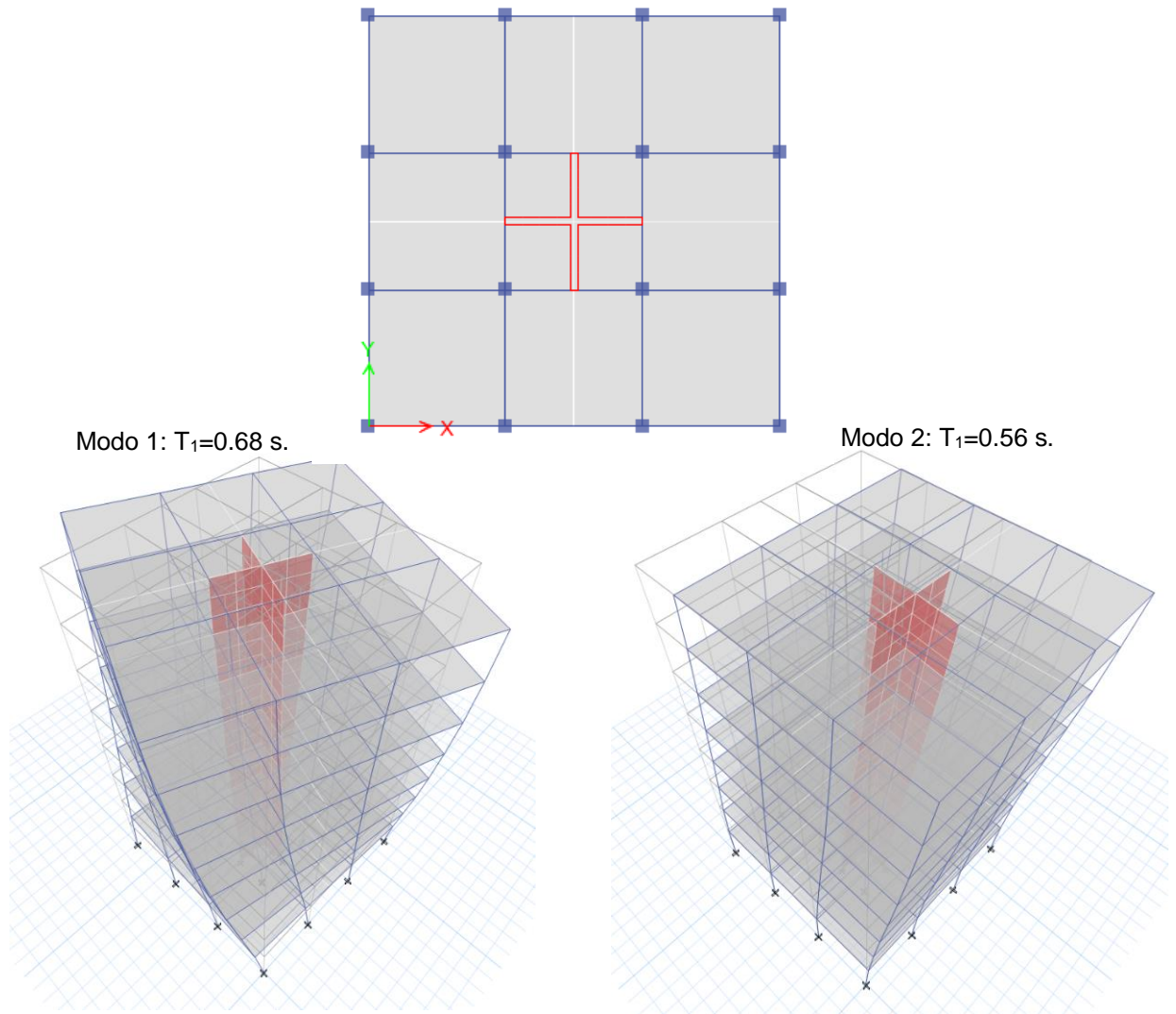


Figura 26. Ejemplo: planta estructural y modos de vibración de un edificio regular y simétrico.

Para completar este tema, consideremos como segundo ejemplo una estructura con irregularidad torsional en una dirección y regular en altura, cuya planta se indica en la Figura 27. La configuración del tabique, con sección C, desplaza el centro de rigidez en la dirección X hacia la derecha (dado que el centro de corte de la sección C no se ubica en el alma). El modo 1 es traslacional en la dirección X, sin torsión por la regularidad en planta en esa dirección; el factor de participación de masa es de 77.5%. El modo 2 es principalmente torsional, con factores de participación de masa de 77.3% y 4.5% en la dirección de la rotación torsional y de la traslación en Y, respectivamente. Finalmente, el modo 3 es traslacional acoplado con torsión; los factores de participación de masa son 69.6% y 4.6% en la dirección Y y torsional, respectivamente.

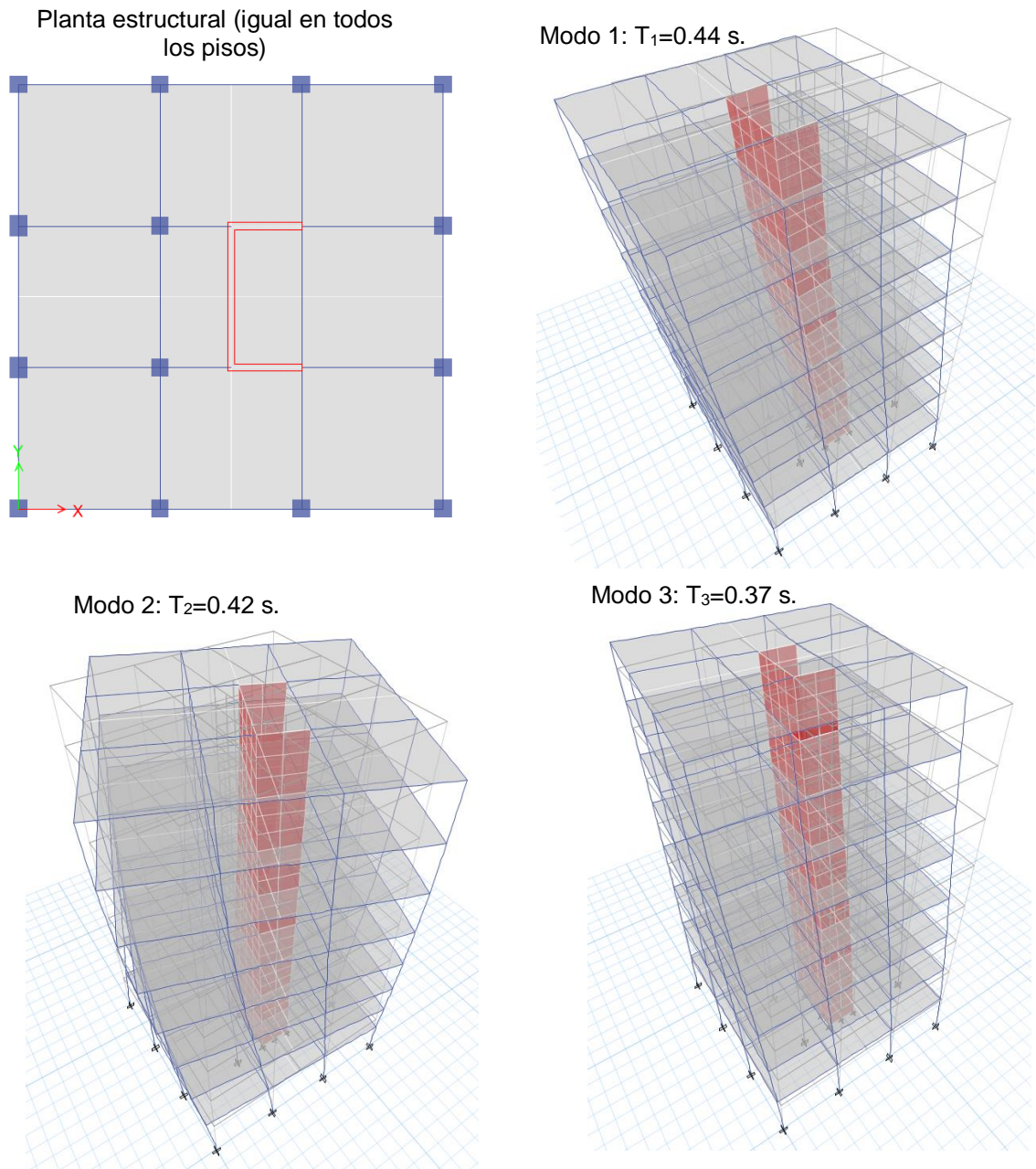


Figura 27. Ejemplo: planta estructural y modos de vibración de un edificio con irregularidad torsional en la dirección Y.

7 BIBLIOGRAFÍA

- Chopra, A. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineer. Prentice Hall, Inc., 4^{ta} Edición. 2012
- Crisafulli, F. J. Diseño Sismorresistente de Estructuras de Acero. ALACERO. 5^{ta} Ed. <https://www.alacero.org/>. 2018
- FEMA P-749. Earthquake-Resistant Design Concepts. An Introduction to the NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures. Federal Emergency Management Agency of the U. S. Department of Homeland Security. 2010.
- Paz, M. Structural Dynamics-Theory and Computation. Sixth Edition. Van Nostrand Reinhold. 2019.
- Reboledo, A. El proceso de diseño estructural.