

VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL Y NO-ESTRUCTURAL DE HOSPITALES

PROBLEMAS DE CONFIGURACION

Por su naturaleza, las construcciones hospitalarias tienden a ser construcciones de gran envergadura y complejidad, lo que conduce a que en muchos casos presenten esquemas de configuración complejos. Por configuración no designaremos aquí a la mera forma espacial de la construcción en abstracto, sino a ella en cuanto se halla en estrecha relación con el tipo, disposición, fragmentación, resistencia y geometría de la estructura de la edificación, relación de la cual se derivan ciertos problemas de respuesta estructural ante sismos. En la planeación de un hospital es necesario tener en cuenta que una de las mayores causas de daños en edificaciones ha residido en esquemas de configuración arquitectónico - estructural nocivos. Puede decirse de manera general que el alejamiento de formas y esquemas estructurales simples es castigado fuertemente por los sismos. Y además que, desgraciadamente, los métodos de análisis sísmico usuales no logran cuantificar adecuadamente la mayoría de estos problemas. De cualquier forma, dada la naturaleza errática de los sismos, así como la posibilidad de que se exceda el nivel de diseño, es aconsejable evitar el planteamiento de configuraciones riesgosas, independientemente del grado de sofisticación que sea posible lograr en el análisis de cada caso.

En el presente capítulo se expone brevemente la incidencia de la configuración en la respuesta sísmica de las edificaciones, así como los mecanismos correctivos. Debe hacerse énfasis en que, debido a su complejidad, y a su estrecha relación con el planteamiento espacial y formal de la construcción, los problemas de configuración deben ser enfrentados básicamente desde la etapa de definición preliminar del esquema espacial del edificio, y en toda la etapa de diseños formal y estructural. Por esta razón es un tema que debe ser comprendido en toda su amplitud por los arquitectos diseñadores (10).

Problemas de configuración en planta

Los problemas que se relacionan a continuación son pertinentes a la disposición de la estructura en el plano horizontal, en relación a la forma y distribución del espacio arquitectónico.

Longitud

La longitud en planta de una construcción influye en la respuesta estructural de la misma de una manera que no es fácil determinar por medio

de los métodos usuales de análisis. En vista de que el movimiento del terreno consiste en una transmisión de ondas, la cual se da con una velocidad que depende de las características de masa y rigidez del suelo de soporte, la excitación que se da en un punto de apoyo del edificio en un momento dado difiere de la que se da en otro, diferencia que es mayor en la medida en que sea mayor la longitud del edificio en la dirección de las ondas. La figura 12 ilustra este problema gráficamente para edificios cortos y largos y para ondas de movimiento horizontal y vertical. Puede verse que los edificios cortos se acomodan más fácilmente a las ondas y reciben una excitación semejante en todos sus apoyos, a diferencia de los largos. Este hecho, al parecer, produce una disminución de las aceleraciones de respuesta de la estructura, debida a la intervención de excitaciones menores en algunos apoyos. Sin embargo, aparecen ciertos esfuerzos indeseables que no tienen lugar en los edificios cortos: esfuerzos de tracción y compresión en los diafragmas y en las cimentaciones, debidos a las ondas horizontales, y esfuerzos de corte, debidos a las ondas verticales, que repercuten en toda la estructura.

En segundo lugar, los edificios largos son también más sensibles a las componentes torsionales de los movimientos del terreno, puesto que las diferencias de movimientos transversales y longitudinales del terreno de apoyo, de las que depende dicha rotación, son mayores.

FIGURA 12. INFLUENCIA DE LA LONGITUD

En términos cuantitativos, la longitud del edificio no debe juzgarse corta o larga en términos absolutos sino solamente en relación con las características dinámicas del suelo. El parámetro:

$$\tau = \frac{L}{v}$$

donde L es la longitud del edificio en el sentido del análisis y v es la velocidad de las ondas en el suelo (que puede ser tomada como la velocidad de las ondas de corte para los movimientos horizontales y como la velocidad de las ondas de compresión para los verticales), puede ser usado como criterio de medida. Puede decirse que el edificio se considera largo para valores mayores a 0,2 seg.

El correctivo usual para este problema de longitud excesiva de edificios es la partición de la estructura en bloques por medio de la inserción de juntas, de tal manera que cada uno de ellos pueda ser considerado como corto. Estas juntas deben ser diseñadas de manera tal que permitan un adecuado movimiento de cada bloque sin peligro de golpeteo, tal como se describe más adelante.

Flexibilidad

La flexibilidad de una estructura ante cargas sísmicas puede definirse como su susceptibilidad a sufrir grandes deformaciones laterales entre los diferentes pisos, conocidas como derivas. Las principales causas residen en la distancia entre los elementos de soporte (claros o luces), a las alturas libres de los mismos, y a la rigidez de los mismos. Dependiendo de su grado, la flexibilidad puede traer como consecuencias (figura 5):

- ↳ Daños en los elementos no estructurales adosados a niveles contiguos.
 - ↳ Inestabilidad del o de los pisos flexibles, o del edificio en general.
- Ambos problemas han sido examinados en el capítulo anterior.

Falta de redundancia

Tal como se describió en el capítulo 2, el diseño sismo-resistente de estructuras contempla la posibilidad de daño de los elementos para los sismos más intensos. Desde este punto de vista, el diseño de la estructura debe buscar que la resistencia a las fuerzas sísmicas no dependa en gran parte o totalmente de un número reducido de elementos, puesto que la falla de los mismos puede tener como consecuencia el colapso parcial o total en los instantes posteriores del sismo, debido a la debilidad de los restantes. Debe tenerse presente que el diseño sismo-resistente usual evalúa unas fuerzas de diseño correspondientes a sismos muy intensos y con una respuesta de la estructura a nivel inelástico, las cuales distribuye entre los elementos de acuerdo con su rigidez, es decir, según un modelo elástico. El olvido de esta contradicción ha sido causa frecuente de errores en el planteamiento estructural de edificios, pues en el momento de suceder tal sismo intenso los elementos estructurales responderán de acuerdo al esquema inelástico, es decir, según la resistencia, y dejarán atrás el esquema elástico de distribución estricta de acuerdo a la rigidez, debido al ingreso global de la estructura en el campo no lineal. Por lo tanto, si gran parte de la resistencia de la estructura se concentra en un sólo elemento (por ejemplo, las paredes

de escaleras y ascensores) y éste, como es de prever de acuerdo al diseño, falla, la estructura no queda en capacidad de absorber la energía sísmica en los instantes siguientes del sismo. En este sentido, debe buscarse que la resistencia a las fuerzas sísmicas se distribuya entre el mayor número de elementos posible, con independencia de la rigidez elástica suministrada. La figura 13 ilustra este principio.

Lógicamente el problema de la falta de redundancia está vinculado generalmente al de la flexibilidad, puesto que el menor número de elementos en un área determinada conlleva la presencia de grandes vanos entre los soportes y, por tanto, menor rigidez lateral de la estructura.

FIGURA 13. REDUNDANCIA

Torsión

La torsión ha sido causa de importantes daños de edificios sometidos a sismos intensos, que van desde la distorsión a veces visible de la estructura (y por tanto su pérdida de imagen y confiabilidad), hasta el colapso estructural. Para los fines de este apartado consideraremos tres tipos de problemas torsionales: la torsión elástica, torsión inelástica o accidental, y torsión natural.

Torsión elástica. Tal como se mencionó en el capítulo 2, la torsión, en términos elásticos, tiene lugar por excentricidad del centro de masa con relación a la rigidez. Los tres grandes casos que pueden dar lugar a dicha situación en planta son:

- ☞ Posición de la estructura más rígida de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso.
- ☞ Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto a la rigidez.
- ☞ Combinación de las dos situaciones anteriores.

Debe tenerse presente que los muros divisorios y de fachada que se encuentren adosados a la estructura vertical tienen generalmente una gran rigidez y, por tanto, al menos mientras su resistencia sea superior a la exigencia del sismo, participan estructuralmente en la respuesta a éste y pueden ser causantes de torsión, como en el caso corriente de los edificios de esquina.

Si se contempla además la situación en altura, el panorama de la torsión puede complicarse aún más cuando hay irregularidades verticales, como los escalonamientos. En efecto, la parte superior del edificio transmite a la inferior un cortante excéntrico, lo cual provoca torsión del nivel de transición hacia abajo, independientemente de la simetría o asimetría estructural de los pisos superiores e inferiores.

Cuantitativamente, puede considerarse que una excentricidad entre la masa y la rigidez es grande cuando supera el 10% de la dimensión en planta

bajo análisis. En un caso así deben tomarse medidas correctivas en el planteamiento estructural del edificio.

Torsión inelástica o accidental. Tal como se mencionó en el apartado anterior, debe tenerse presente que la respuesta efectiva de la estructura ante un sismo intenso se da, y de manera muy compleja, más en términos de resistencia que de rigidez, y por ello múltiples factores, como son el tipo de diseño, la calidad de la construcción de los elementos, las diferencias de fabricación de los mismos, los daños que se vayan presentando, etc., definen la respuesta real. Por esta razón, pueden presentarse torsiones en los diferentes pisos, adicionales a la supuesta, por el modelo elástico que no abarca más variables que la rigidez de los elementos. En consecuencia, el diseño debe contemplar en el modelo elástico una torsión adicional que usualmente recibe el nombre de torsión accidental, aunque resulta preferible considerarla más como una torsión previsible dentro de los principios de diseño no lineal que como algo fortuito, tal como sugiere la expresión. Muchos códigos de diseño contemplan que el valor de diseño total de la excentricidad entre masa y rigidez se tome como la suma de la excentricidad elástica más una excentricidad adicional por esta causa:

$$e = e_e + e_i$$

Aquí el primer término de la izquierda representa la excentricidad elástica, la cual es calculada implícitamente en el análisis espacial matricial descrito en el capítulo 2, y el segundo es la excentricidad inelástica que generalmente se toma como una fracción de la dimensión en planta perpendicular a la dirección bajo análisis. Esta fracción oscila entre el 5 y el 10 por ciento.

Torsión natural. Por su propia naturaleza, el sismo conlleva componentes rotacionales que inducen pares de torsión de la estructura desde su base. Esto hace que el fenómeno torsional deba ser considerado aun en edificios simétricos. Normalmente, esta torsión natural queda contemplada en los códigos de diseño dentro de los valores de cálculo de la torsión inelástica. Sin embargo, para ciertos edificios (largos, sobre terrenos blandos, etc.) puede ser conveniente un análisis más detallado. Newmark y Rosenblueth (II) ilustran la manera de estimar el espectro de torsión de acuerdo a los parámetros principales del sismo de diseño.

Como todos los problemas de configuración, el de la torsión debe ser enfrentado desde la etapa de diseño espacial y formal. Los correctivos necesarios para el problema de la torsión pueden resumirse en los siguientes puntos, en general:

- ☞ Las torsiones natural y accidental deben ser consideradas inevitables, debido a la naturaleza del fenómeno y a la del diseño estructural inelástico. Por esta razón, se sugiere proveer a los edificios de la llamada rigidez perimetral, la cual busca abrazar la estructura contra toda posibilidad de giro y repartir la resistencia

torsional entre varios elementos, de acuerdo con la necesidad de redundancia.

- Para efectos del control de la torsión elástica, debe estudiarse con cuidado el planteamiento de la estructura en planta y en altura, así como la presencia y la necesidad de aislamiento de los muros divisorios que puedan intervenir estructuralmente en el momento de un sismo, tal como se tratará más adelante. En todo esto el objetivo debe ser la mayor simetría posible de la rigidez con respecto a la masa.

Flexibilidad del diafragma

En el capítulo 2 se mencionó la diferencia entre los comportamientos rígido y flexible del diafragma de piso. La figura 1 ilustra claramente que en el segundo caso se tienen deformaciones laterales mayores, las cuales son en principio perjudiciales para los elementos no estructurales adosados a los niveles contiguos. En segundo lugar, el trabajo de ensamblaje de la estructura vertical por parte del diafragma resulta hecho de manera deficiente, por lo cual se presenta mayor trabajo de unos elementos y menor en otros, en comparación a lo calculado bajo la hipótesis de diafragma rígido.

Son varias las razones por las cuales puede darse este tipo de trabajo flexible. Entre ellas se encuentran las siguientes:

- *Flexibilidad del material del diafragma.* Entre los materiales de construcción usuales la madera es la que ofrece los mayores inconvenientes desde este punto de vista.
- *Relación de aspecto del diafragma.* Por tratarse de un trabajo a flexión, mientras mayor sea la relación largo/ancho del diafragma, o de un sector suyo, mayores pueden ser las deformaciones laterales del mismo. En general, los diafragmas con relaciones de aspecto superiores a 5 pueden considerarse flexibles.
- *Rigidez de la estructura vertical.* La flexibilidad del diafragma debe juzgarse también de acuerdo con la distribución en planta de la rigidez de la estructura vertical. En el caso extremo de un diafragma alargado en el que todos los elementos tengan igual rigidez es de esperarse un mejor comportamiento del diafragma que en el caso en el cual se tengan grandes diferencias en este punto.
- *Aberturas en el diafragma.* Las aberturas de gran tamaño practicadas en el diafragma para efectos de iluminación, ventilación y relación visual entre los pisos, ocasionan la aparición de zonas flexibles dentro del diafragma, las cuales impiden el ensamblaje rígido de las estructuras verticales.

Las soluciones al problema de flexibilidad del diafragma son múltiples, y dependen de la causa de la misma. En principio, para construcciones importantes, tales como hospitales, debe evitarse la construcción de pisos de materiales flexibles como la madera. En segundo lugar, al igual que por efectos de longitud, los edificios que tengan una relación de aspecto en

planta grande deben ser segmentados por medio de juntas. Con respecto a la tercera causa, debe evitarse tener diferencias de rigidez muy grandes entre los elementos de la estructura vertical. Finalmente, las grandes aberturas en el diafragma deben estudiarse con cuidado, con el fin de proveer mecanismo de rigidización o, si esto no es posible, segmentación del edificio en bloques.

Concentración de esfuerzos en planta

Este problema surge en edificios denominados de plantas complejas y es muy común en edificaciones hospitalarias. Se define así a una planta en la cual la línea de unión de dos puntos cualesquiera de la misma suficientemente alejados hace su recorrido en buena parte fuera de la planta. Esto se da cuando la planta está compuesta de alas de tamaño significativo orientadas en diferentes direcciones (formas en H, U, L. etc.). En ellas, cada ala puede asimilarse a un voladizo empotrado en el cuerpo restante del edificio, sitio en el cual sufriría menores deformaciones laterales que en el resto del ala (figura 14). Por esta razón aparecen grandes esfuerzos en la zona de transición, los cuales producen con frecuencia en ella daños en los elementos no estructurales, en la estructura vertical y aún en el diafragma.

FIGURA 14. CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN PLANTA

El estudio detallado de esta concentración de esfuerzos requiere de un análisis espacial que incluya la flexibilidad del diafragma en el modelo. Sin embargo, como en casos anteriores, es preferible optar por soluciones prácticas en lugar de optar por análisis refinados. Para este caso la solución corrientemente adoptada consiste en la introducción de juntas de separación sísmica, como las mencionadas para el caso de los edificios largos. Estas juntas permiten que cada bloque tenga su propio movimiento sin estar atado al resto del edificio, con lo cual se rompe el esquema de trabajo en voladizo de cada ala. Las juntas, obviamente, deben tener el ancho suficiente para

permitir el movimiento de cada bloque sin golpeteo. Para ello, el ancho mínimo s de la junta puede ser calculado de acuerdo a la fórmula:

$$s = \delta_A + \delta_B$$

donde los términos de la izquierda representan las deformaciones inelásticas medidas con respecto a la base, esperadas para los bloques A y B vecinos en la junta. Además, para las juntas en zonas de circulación, debe proveerse mecanismos de unión flexibles que garanticen el tránsito normal por la junta sin constituir una ligazón rígida entre los bloques.

Problemas de configuración en altura

Concentraciones de masa

El problema en cuestión es el ocasionado por altas concentraciones de la masa total del edificio en algún nivel determinado, por causa de la disposición en él de elementos pesados, tales como equipos, tanques, bodegas, archivos, etc. El problema es mayor en la medida que dicho nivel pesado se ubica a mayor altura, debido a que las aceleraciones sísmicas de respuesta aumentan también hacia arriba, con lo cual se tiene una mayor fuerza sísmica de respuesta en ese punto y mayor posibilidad de volcamiento.

Desde el punto de vista inelástico, las concentraciones de masa en un piso llevan a una mayor absorción de energía en él que en los pisos restantes, tal como se ha descrito más arriba, en la figura 11. Puede verse que casi la totalidad de la energía inelástica es absorbida en el nivel superior, por lo cual el factor de demanda de ductilidad acumulada correspondiente alcanza un valor tan alto que resulta difícil o imposible atender por los medios corrientes de diseño dúctil sismoresistente. También es claro que el factor de ductilidad de los pisos inferiores es menor que el requerido en el diseño, con lo cual queda claro que la disipación de energía es irregular en altura debido a la concentración de masa y que sólo una parte de la estructura es responsable de una gran parte de la energía inelástica, con lo que se puede producir un alto grado de daño en ese sector.

En el diseño arquitectónico de estas construcciones resulta deseable disponer los espacios que representen pesos inusuales en sótanos o en construcciones aislados aledañas al cuerpo principal del edificio. En casos en los cuales por razones topográficas se deba tener grandes almacenamientos de agua en alturas elevadas, debe preferirse construir torres independientes para ese fin, en lugar de adosarlas al edificio principal. En caso contrario, debe estudiarse con cuidado los efectos de la concentración de masa sobre la disipación de energía.

Columnas débiles

El diseño sísmico de pórticos, en el que se considera el ingreso de la estructura en el campo inelástico, busca que el daño producido por sismos

intensos se produzca en vigas y no en columnas, debido al mayor riesgo de colapso del edificio por el segundo tipo de daño. Sin embargo, muchos edificios diseñados según códigos de sismo-resistencia han fallado por esta causa. Estas fallas pueden agruparse en dos clases: 1) columnas de menor resistencia que las vigas; 2) columnas cortas.

En el primer caso, el pórtico ha sido diseñado de tal manera que la resistencia proporcionada a las vigas que llegan a un nudo es mayor que la de las columnas respectivas. Al producirse la rotación del nudo por el movimiento sísmico, las columnas entran primero en cedencia que las vigas, con lo cual la formación de rótulas plásticas se da primero en las columnas que en las vigas, y puede darse un mecanismo de colapso por inestabilidad. Algunos códigos de diseño incluyen la provisión de que la suma de resistencias a flexión de las columnas que llegan a un nudo sea por lo menos $6/5$ de la resistencia de las vigas que llegan al mismo, en cada dirección. Este mecanismo asegura que las rótulas plásticas se formen primero en las vigas que en las columnas.

El segundo caso corresponde a columnas que resultan excesivamente cortas, en comparación con las dimensiones de su sección:

$$l/h \leq 2$$

donde l es la longitud libre no soportada de la columna y h es la dimensión de la sección en la dirección bajo análisis. Varias son las causas de que el valor de la longitud libre se reduzca drásticamente:

- ↳ Confinamiento lateral de la columna por muros divisorios, muros de fachada, muros de contención, etc.
- ↳ Disposición de losas en niveles intermedios.
- ↳ Ubicación del edificio en terrenos inclinados.

Las columnas cortas son causa de serias fallas en edificios bajo excitaciones sísmicas debido a que su mecanismo de falla es frágil puesto que se da por cortante antes que por flexión. En efecto, la falla por flexión se da para una fuerza de corte equivalente de:

$$Q_u = 2 M_u / l$$

Para una columna muy corta el valor de esta resistencia equivalente resulta muy alto en comparación con la resistencia al corte directo, razón por la cual la falla se presenta por este último.

Debido a lo delicado del problema, la longitud efectiva de las columnas debe ser estudiada con detenimiento en el proyecto de la construcción. Las soluciones más adecuadas para el caso de muros de todo orden que impidan el movimiento libre de la columna consisten básicamente en la ubicación

del muro en un plano diferente al de la columna, o en la separación del muro de la misma por medio de juntas. Para el caso de edificios con niveles intermedios, el proyecto arquitectónico debe considerar la ubicación de las columnas fuera de la línea de transición entre los niveles. Finalmente, en terrenos inclinados, debe buscarse la ubicación de los cimientos de las columnas a profundidades mayores.

Pisos débiles

Varios tipos de esquemas arquitectónicos y estructurales conducen a la formación de los llamados pisos débiles, es decir, pisos que son más vulnerables al daño sísmico que los restantes, debido a que tienen menor rigidez, menor resistencia o ambas cosas. Los esquemas usuales son:

- ↳ Mayor altura del piso.
- ↳ Interrupción de elementos estructurales verticales en el piso.
- ↳ Construcción sobre terrenos inclinados.

El primer caso se da frecuentemente por la búsqueda de volúmenes mayores en ciertos niveles de la construcción, generalmente por razones técnicas (exigencias de equipos, etc.) o simbólicas (imagen del edificio en los niveles de acceso, etc.). Esto conduce a que en los pisos en cuestión se presente un debilitamiento de la rigidez, debido a la mayor altura de los elementos verticales, y de la resistencia, debido a una reducción de la resistencia equivalente a cortante por flexión Q_u de las columnas, mencionada más arriba, y a la mayor importancia de los efectos de segundo orden o de estabilidad.

La interrupción de elementos verticales de la estructura ha probado ser la causa de múltiples colapsos parciales o totales en edificios sometidos a terremotos. La razón estriba en que el piso en el cual se interrumpen los elementos es de mayor flexibilidad que los restantes, con lo cual se aumenta el problema de estabilidad, pero además y principalmente, porque se origina un cambio brusco de rigidez que ocasiona una mayor acumulación de energía en el piso más débil, de acuerdo a lo expuesto en el capítulo anterior. Los casos más usuales de tal interrupción, que ocurre generalmente por razones espaciales, formales o simbólicas, son los siguientes:

- ↳ Interrupción de las columnas.
- ↳ Interrupción de muros estructurales (muros de corte).
- ↳ Interrupción de muros divisorios, concebidos erróneamente como no estructurales, alineados con pórticos.

Sobre este punto se remite de nuevo a lo comentado alrededor de la aplicación del método de energía en la figura 11.

Escalonamientos

Los escalonamientos en los volúmenes del edificio se presentan habitualmente por exigencias urbanísticas de iluminación, proporción, etc. Sin embargo, desde el punto de vista sísmico, son causa de cambios bruscos de rigidez y de masa, y por tanto, traen consigo los problemas

correspondientes mencionados más arriba de concentración de la energía de daño en los pisos aledaños a la zona del cambio brusco. En términos generales, debe buscarse que las transiciones sean las más suaves posibles con el fin de evitar dicha concentración.

Los escalonamientos invertidos deben ser evitados en zonas sísmicas, debido a que conllevan, además, un grave riesgo de volcamiento, de acuerdo a lo mencionado con respecto a la distribución de la masa.

Las anteriores aplicaciones del método de energía confirman el hecho de que en el diseño sismo-resistente no basta con proporcionar una resistencia a unas fuerzas inerciales sin relación con la distribución de la masa, la rigidez y la resistencia. El análisis dinámico cubre en parte esta necesidad, pues tiene en cuenta la distribución de la masa y de la rigidez, lo cual lo hace superior al método simplificado, pero al ser un método elástico, deja por fuera la distribución de la resistencia; y, por otra parte, como el método simplificado, asume una distribución uniforme de la demanda de ductilidad, lo cual dista de ser cierto en los casos irregulares. Por estas razones, la aplicación de los métodos de naturaleza elástica debe ser examinada con cuidado cuando se busca la disipación de energía por medio de deformaciones permanentes de la estructura.

ELEMENTOS NO-ESTRUCTURALES En el diseño de toda estructura sometida a movimientos sísmicos debe considerarse que los elementos no estructurales de la construcción, tales como cielos, paneles, ventanas, puertas, etc., así como equipos, instalaciones mecánicas y sanitarias, etc., deben soportar los movimientos de la estructura. Por otra parte, debe tenerse presente que la excitación de los elementos no estructurales, dada por dichos movimientos de la estructura, es en general mayor que la excitación en la base, por lo cual puede decirse que la seguridad de los elementos no estructurales se encuentra más comprometida en muchos casos que la de la estructura misma.

A pesar de lo anterior, en el diseño sísmico de estructuras se concede generalmente poca importancia a estos elementos, al punto de que muchos códigos de diseño no incluyen normas de diseño al respecto. Quizás debido a ello la experiencia en temblores recientes muestra en muchos casos un excelente comportamiento de la estructura diseñada de acuerdo a los modernos criterios de sismo-resistencia, acompañado por desgracia de una deficiente respuesta de los elementos no estructurales. Sin embargo, si se tiene en cuenta las razones de seguridad de los ocupantes de una edificación y los transeúntes expuestos al riesgo de colapso de tales elementos, así como el costo de reposición de los mismos y las pérdidas involucradas en la suspensión de funciones del edificio mismo, puede comprenderse la importancia de considerar adecuadamente el diseño sísmico de los elementos no estructurales dentro del proyecto general de la edificación.

En el caso particular de hospitales, el problema es de gran importancia, debido a las siguientes razones:

- ☞ Las instalaciones hospitalarias deben mantenerse lo más intactas posible en el evento de un terremoto fuerte, debido a su

importancia para la atención del desastre sísmico en la ciudad o región de su injerencia. Esto compete tanto a los elementos estructurales como no estructurales.

↪ Los hospitales albergan en el momento del sismo un gran número de pacientes prácticamente inhabilitados para la evacuación de la edificación, en contraste con los ocupantes de un edificio cualquiera. Esto implica que la falla de elementos no estructurales no debe ser tolerada en este tipo de construcciones, como sí suele serlo en el caso de otras.

↪ Los hospitales disponen de una compleja red de instalaciones eléctricas, mecánicas y sanitarias, así como de un gran número de equipos generalmente costosos, dotaciones todas indispensables para la vida normal del hospital, así como para la atención de una emergencia. Debido a esto los hospitales no pueden permitir que el movimiento de la estructura genere fallas en dichas instalaciones y equipos, lo cual a su vez sería causa de un colapso funcional de la edificación.

↪ La relación del costo de los elementos no estructurales al costo total de la edificación tiene un valor muy superior en hospitales que en otras edificaciones. De hecho, mientras en edificios de vivienda y oficinas alcanza un valor de aproximadamente 60%, en hospitales, debido principalmente al costo de los equipos médicos y a las instalaciones especiales, se llega a valores entre el 85% y el 90%.

Análisis del comportamiento

El análisis detallado de la respuesta de los elementos no estructurales y de los apéndices adheridos a la estructura es emprendido generalmente por uno de los siguientes métodos:

↪ Análisis dinámico del conjunto estructura - componentes adheridos.

↪ Análisis de la respuesta del componente a partir del análisis dinámico de la respuesta en el tiempo del nivel en que está ubicado.

↪ Análisis de la respuesta del componente a partir del análisis dinámico de la respuesta máxima (espectral) del nivel en que está ubicado.

El primer tipo de análisis se justifica en el caso de apéndices importantes de la estructura, en razón de su peso y tamaño, tales como chimeneas, tanques, etc. Para los elementos restantes puede ser suficiente con el tercer tipo de análisis. De acuerdo con lo enunciado respecto a él, a partir de la fuerza de diseño de un piso, obtenida por medio del análisis dinámico de respuesta máxima o del análisis simplificado, puede obtenerse la aceleración del piso:

$$a_j = \frac{f_j}{m_j}$$

la cual puede considerarse como la aceleración en la base del componente. Obviamente, debido al aumento de las fuerzas con la altura, la mayor ubicación en altura de los componentes es más desfavorable. Además, es necesario tener en cuenta que los componentes no estructurales están sometidos a la aceleración total, dada como la aceleración de respuesta del piso relativa al suelo más la aceleración de éste. En consecuencia, para el diseño del componente no estructural puede utilizarse la fórmula:

$$a_{ne} = a_j + \max \ddot{u}_s$$

y por tanto, la amplificación de la aceleración con respecto a la base del edificio estaría dada por:

$$M_x = \frac{a_j + \max \ddot{u}_s}{\max \ddot{u}_s}$$

Debido a que el diseño del elemento compete frecuentemente a profesionales ajenos al manejo de variables sísmicas, las Normas ATC-3 recomiendan el uso de la ecuación:

$$M_x = I + \frac{h_x}{h_n}$$

donde:

h

$h_n =$ altura total del edificio.

Por otra parte, se hace necesario considerar la flexibilidad del sistema mismo elemento-soporte. Los componentes adheridos a un nivel determinado pueden considerarse de dos clases, rígidos y flexibles. En el primer caso, el componente responderá con la misma aceleración del piso en el que se realiza el anclaje, mientras que en el segundo su respuesta será diferente y, por lo general, mayor que la del piso, en dependencia de la flexibilidad del apoyo y del componente mismo. Este último es el caso de equipos montados sobre base resiliente con fines de aislamiento de vibración y sonido producidos por su funcionamiento. Si se supone que la aceleración del piso es sinusoidal, la amplificación adicional de la fuerza sísmica en el elemento, de acuerdo con la teoría de vibraciones armónicas, está dada por:

$$M_e = \sqrt{\frac{1 + [2\xi_e \frac{T_e}{T}]^2}{[1 - (\frac{T_e}{T})^2]^2 + [2\xi_e \frac{T_e}{T}]^2}}$$

donde el subíndice e denota las características dinámicas del elemento. La condición más crítica se obtiene cuando el período del elemento y el de la estructura son semejantes. Para una relación de períodos de 1 y un amortiguamiento del equipo de 2%, se tendría un factor de amplificación de 25. Varios son los factores que hacen pensar en que el uso de esta ecuación arroja valores demasiado altos en comparación con lo observado en sismos ocurridos y que para efectos de diseño debe considerarse una amplificación menor. Entre ellos están, (a), la consideración de la ductilidad del sistema de soporte del elemento, (b), la variación del período de la estructura por su ingreso en el campo inelástico, (c), la naturaleza caótica de las ondas de excitación sísmica. Por estas razones, las normas ATC-3 (12) recomiendan un valor mínimo de:

$$M_e = 2, \text{ si } 0.6 \leq \frac{T_e}{T} \leq 1.4$$

y de 1 para los demás casos.

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas de diseño de los elementos no estructurales es necesario considerar, finalmente, la importancia del

elemento dentro de la construcción y la importancia de ésta, con el fin de establecer un criterio de comportamiento adecuado a ambas. Los criterios de comportamiento requeridos se clasifican en tres grupos, a cada uno de los cuales corresponde un índice de comportamiento **P**:

CRITERIO DE COMPORTAMIENTO

| | Designación | Nivel de comportamiento | P |
|---|--------------------|--------------------------------|----------|
| G | S Superior | 1.5 | |
| | Bueno | 1.0 | |
| | L Bajo | 0.5 | |

De acuerdo con esto, la fuerza de diseño del componente se reduce a la siguiente ecuación en la formulación de las Normas ATC-3:

$$f_e = A_v C_e P M_e M_x W_e$$

donde:

A_v = *aceleración piso efectiva.*

C_e = *coeficiente sísmico de diseño del elemento.*

En las normas ATC-3 pueden encontrarse las tablas correspondientes a las especificaciones del coeficiente sísmico para componentes arquitectónicos y mecánicos. Formulaciones similares del cálculo de fuerzas en elementos no estructurales se encuentran en otros códigos de diseño.

Interacción con la estructura

Adicionalmente, los elementos no estructurales adosados a dos diafragmas sucesivos, tales como muros y paneles divisorios, ventanas, puertas, etc., deben ser diseñados para soportar la deriva del piso en el que se encuentren. Este requisito sobre deformación máxima difiere del referente a la fuerza de diseño mencionada más arriba, en el hecho de que aquél norma el diseño del elemento para sus propias fuerzas inerciales y éste se refiere al desplazamiento inducido por el movimiento de los diafragmas a los que se encuentra ligado (13).

El requisito es de gran importancia debido a la fragilidad usual de los

materiales usados en la construcción de los elementos en mención, tales como mampostería, asbesto, vidrio, etc. Los códigos de diseño contemplan usualmente el requisito de limitar la deriva de piso con el fin de asegurar indirectamente la protección de los elementos no estructurales adosados a los diafragmas. Un límite aceptado para hospitales por el código ATC-3 es el de 0,01 veces la altura libre del piso, para el sismo de diseño. Puede suponerse que para materiales y construcción no estructurales de buena calidad el cumplimiento de este límite los asegura indirectamente de manera satisfactoria. Sin embargo, si se tienen dudas al respecto, resulta conveniente proveer sistemas de aislamiento de tales elementos de la estructura, a fin de no recibir dichas deformaciones.

En el caso de la ventanería, por ejemplo, la alta fragilidad del vidrio hace casi obligatoria la aplicación de un aislamiento adecuado. En lo que se refiere a muros de mampostería unidos a la estructura, el aislamiento debe ser considerado con relación a la concepción global del diseño de la estructura. En efecto, si esta no contempla dichos muros como parte del sistema de resistencia sísmica, y estos a su vez pueden causar problemas de torsión debido a su posición asimétrica, o de pisos débiles debido a su concentración en solamente unos pisos, los cuales son los problemas mas comunes presentados por ellos, es conveniente aislarlos. Rosenblueth (6) presenta varios esquemas de aislamiento del muro con respecto al diafragma y al pórtico.

En el caso contrario, esto es, en el que los muros no causen problemas por su disposición en planta y en altura, es conveniente considerarlos en el análisis como parte de la estructura resistente a sismos. Este hecho es de gran importancia debido a que la respuesta sísmica de la construcción en su conjunto puede ser muy diferente de la reportada por el modelo en el que se ignore la presencia de los muros. De hecho, la variación de rigidez en el modelo conduce a fuerzas de diseño diferentes, tanto en sismos moderados como intensos. Por otra parte, las cargas verticales en las columnas son muy diferentes en un modelo y en otro.

Debido a la baja adherencia de los muros de relleno con el pórtico, y al hecho de que éste se deforma principalmente del modo flexionante y aquel del modo cortante, ocurre una separación entre ambos en las zonas de tensión, y un estrechamiento en las de compresión. Por esta razón, en la interacción entre ambos solamente trabaja a compresión una franja del muro.

Se han propuesto en la literatura internacional diversas expresiones para determinar el ancho de la franja de compresión en el muro, con la cual se puede determinar el área del elemento diagonal que se debe incluir en el analisis.

Los modos usuales de falla del muro son generalmente el de deslizamiento y el de compresión. La fuerza en la diagonal bajo la cual se inicia el deslizamiento puede ser evaluada como:

$$R_s = (0.9 + 0.3 \frac{l}{h}) f_{bs} h t$$

donde:

f_{bs}  resistencia de adherencia entre el mortero y la mampostería.

$t \equiv$ espesor del muro.

La fuerza en la diagonal, necesaria para que se produzca la falla a compresión del muro, puede ser calculada como

$$R_c = \frac{2}{3} t \alpha f_m' \sec \theta$$

con:

$$\alpha = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4 E I h_m}{E_m t \sin 2\theta} \right)^{1/4}$$

En principio resulta deseable evitar las fallas de tipo deslizante, ya que ellas conducen a la formación de columnas cortas en el pórtico. Para ello debe asegurarse la mejor calidad posible del mortero de pega de la mampostería. En lo que se refiere a la falla por compresión, es necesario tener en cuenta que aun en el caso en que suceda debe evitarse la caída del muro, con el fin de no poner en riesgo las vidas humanas en el interior y en el exterior del edificio. Para ello, es conveniente colocar mallas de retención del muro en el acabado del muro, las cuales a su vez, pueden utilizarse como dispositivo para aumentar la ductilidad de la construcción.

Aislamiento

La decisión sobre aislamiento de la mampostería de la estructura debe tomarse con cuidado, debido a la necesidad de asegurar un adecuado anclaje de la misma para compensar su independencia de la estructura y prevenir su colapso, el cual en el caso de hospitales puede resultar catastrófico. Generalmente, es recomendable aislar la mampostería de la estructura en los siguientes casos:

- ↳ Cuando su disposición en planta tienda a causar fuertes excentricidades de la rigidez y, por ello, grandes pares de torsión.
- ↳ Cuando tienda a producir excesiva rigidez de uno o varios pisos en relación con los restantes, los cuales en tal caso pasarían a ser relativamente débiles.