

El Concreto y los Terremotos

Por: Mauricio Gallego Silva, Ingeniero Civil. Binaria Ltda.

mgallego@binaria.com.co

Resumen

Para diseñar una edificación de concreto reforzado que sea capaz de resistir eventos sísmicos es necesario tener control total de cinco variables fundamentales: 1) **Rigidez**, 2) **Masa**, 3) **Resistencia**, 4) **Capacidad dúctil** y 5) **El peligro sísmico**. El hecho de manejar estas cinco variables mediante el uso del raciocinio, el buen juicio y la experiencia llevarán, sin duda, a lograr el objetivo prescrito. El artículo busca orientar sobre el conocimiento de las variables que hacen parte del problema, para que se desarrolle un sentido crítico sobre las bases del comportamiento del concreto reforzado ante cargas cíclicas. Se muestra sucintamente la filosofía e importancia del conocimiento y uso adecuado de las variables mencionadas para garantizar una construcción económica y segura ante siniestros sísmicos, lo cual fue publicado, por el mismo autor, en un libro de Asocreto recientemente.

Introducción

Los daños en edificaciones civiles y la forma de evitarlos han sido la tarea, de los últimos 100 años, más perentoria para las sociedades y la ingeniería civil; sin embargo, los problemas y daños siguen presentándose, dependiendo del tipo de estructura y del tipo de fenómeno que las ataque, ya que las variables involucradas son múltiples y no siempre fáciles de evaluar. La incertidumbre inherente al problema y sus variables ha hecho que las aproximaciones estadísticas y probabilísticas se impongan en la toma de decisiones dentro del diseño óptimo que involucra el hecho de concebir y construir edificaciones de concreto reforzado para que soporten eficientemente la embestida de un terremoto y, al mismo tiempo, sean viables económicamente para su proyección y desarrollo.

Hoy en día se tienen identificados plenamente las causas principales asociadas con los daños en las edificaciones civiles ante terremotos; estas causas varían dependiendo del tipo de edificación, del tipo de construcción y de su localización. El problema es que estas causas se repiten sistemáticamente y poco aprendemos de las lecciones anteriores. Ese es uno de los motivos de este artículo: mostrar el concepto, el criterio y las variables del problema del diseño de edificios de concreto ante terremotos, para que por medio de las lecciones aprendidas en errores pasados, que se encuentran documentadas, se consolide un conocimiento básico que no nos condene a repetir las fallas típicas ocurridas.

Solamente a partir del terremoto de Nubi en 1891, el de Messina en 1908 y el de San Francisco en 1906, se comenzaron a hacer algunas consideraciones sobre los efectos de los temblores en las obras civiles que el hombre requiere para su desarrollo. Tal vez, la verdadera iniciación del estudio de las construcciones resistentes a la acción de los sismos intensos ocurrió con motivo del sismo de Edo en 1855. Un año después de este sismo, se puso en circulación un folleto referente a la prevención de los riesgos de incendio en las edificaciones. El comportamiento de los edificios de

concreto sometidos a los sismos nace formalmente en el siglo XX con el desarrollo de la dinámica de sistemas de un grado de libertad. Sismos como el de San Francisco (1906), Messina (1908), Kwanto (1923) y Santa Bárbara (1933) infringieron las primeras pérdidas de edificios de concreto a nivel mundial e iniciaron la tarea de investigación por evitarlo.

Con rigor las ecuaciones diferenciales existentes para el desarrollo de sismógrafos durante finales del siglo XIX y principios del XX dieron las herramientas básicas para la comprensión del problema de edificios sometidos a cargas variables en el tiempo. La ingeniería había propuesto la mayoría de los postulados de diseño desde el desarrollo de la teoría de la elasticidad para problemas estáticos y gravitacionales; es decir, en principio existió argumentación matemática para resolver el problema ante cargas no variables en el tiempo y verticales, correspondiendo a las cargas muertas y vivas convencionales.

Los sismos, por el contrario, resultaron ser cargas diferentes; resultaron ser cargas variables en el tiempo, que cambian de sentido y, además, en sentido horizontal y vertical, simultáneamente variables. No es un secreto que cualquier edificación soporta mucho menos carga horizontal que vertical, de hecho, se habla de que la capacidad a carga horizontal sólo llega a ser del orden de $\frac{1}{10}$ o $\frac{1}{12}$ de la capacidad vertical de carga. Y ya que los sismos son cargas horizontales, en gran medida, resultaron ser letales para edificaciones diseñadas para cargas verticales únicamente, incluyendo obviamente, las construidas de concreto reforzado. Edificios diseñados sólo para cargas verticales pululan en todas las ciudades de Colombia y el mundo; se reconocen por tener columnas pequeñas a pesar de tener cinco o más plantas de elevación.

Como los sismos en las edificaciones son un problema con **masas** en movimiento que reaccionan inercialmente a un movimiento en la base, el análisis del problema se debe llevar a cabo mediante la dinámica estructural; quiere decir esto, que no hay una solución instantánea al problema, sino más bien, una historia de respuesta contra la que se debe realizar un diseño. Para que exista un problema dinámico es necesario que existan **masas** en movimiento, pero además, se necesitan sistemas con **rigidez** que hagan que las **masas** en movimiento tengan un movimiento periódico, siguiendo una oscilación que la hace desplazarse con respecto a un eje de referencia. Es decir, si las **masas** están en movimiento pero no hay una **rigidez** restauradora de por medio, entonces el problema es cinemático, no dinámico. Un auto en movimiento es un problema de cinemática, pero un péndulo, un columpio o un edificio, son un problema dinámico.

Por eso, para diseñar una edificación de concreto reforzado que sea capaz de resistir eventos sísmicos es necesario tener control total de cinco variables fundamentales: 1) **Rigidez**, 2) **Masa**, 3) **Resistencia**, 4) **Capacidad dúctil** y 5) **El peligro Sísmico**. El hecho de manejar estas cinco variables mediante el uso del raciocinio, el buen juicio y la experiencia llevarán, sin duda, a lograr el objetivo prescrito. Por el contrario, que difícil puede serlo cuando se hace sin la receta anterior. Iniciaremos con las dos primeras variables: **Rigidez** y **masa**, que se condensan en el periodo estructural y resultan ser las mejor controladas. Las otras variables, menos controladas, se muestran hacia el final del artículo.

Frecuencia

Los problemas dinámicos tienen **masas** en movimiento con rigideces presentes que logran que el sistema tenga una frecuencia propia o, su inverso periodo propio de oscilación. Además, el hecho de que exista un movimiento en una **masa**, establece una energía cinética E_k , que depende de la velocidad lineal, v al cuadrado y de la **masa** m como $E_k=mv^2/2$. La energía inducida al sistema se vuelve, por completo, cinética cuando la velocidad es máxima y la **masa** pasa por el origen o sitio donde la edificación arrancó del reposo; mientras que cuando la **masa** llega a la máxima amplitud, y tiene velocidad nula, la energía inducida se vuelve, dentro del sistema, energía potencial pura; en este caso, la energía potencial E_p , depende de la **rigidez** del sistema k y de la amplitud del desplazamiento x de la forma $E_p=kx^2/2$. De cierto modo, el sistema se puede idealizar como un resorte que sostiene una **masa** que cuelga de él; mientras no exista una excitación o carga externa, el resorte no oscilará.

Después de una perturbación primaria que inicie el movimiento, necesariamente existe un punto intermedio, en medio del movimiento periódico, donde el sistema tiene una energía cinética igual a la energía potencial, las cuales resultan ser, cada una, la mitad de la energía total del sistema; en ese punto $E_p=E_k$, es decir $mv^2/2=kx^2/2$. Ya que el movimiento es armónico, más no lineal, la velocidad lineal v , se puede transformar en frecuencia angular ω , que multiplicada por el desplazamiento x , da como resultado la velocidad lineal v ; es decir, que, en algún momento en medio del movimiento periódico, las energías se igualan y toman la forma $m\omega^2x^2/2=kx^2/2$. Esta ecuación permite calcular la frecuencia circular de un sistema como $\omega=\sqrt{k/m}$. La frecuencia circular ω , es la frecuencia natural f multiplicada por 2π ($\pi=3.141592\dots$), ya que 2π es el ángulo en radianes del círculo, es decir, $\omega=2\pi f$. Debido a que el periodo de un sistema T , es el inverso de la frecuencia natural f , entonces la frecuencia circular ω , es en términos del periodo T , igual a $\omega=2\pi/T$. Lo anterior quiere decir que el periodo estructural T , en función de la **rigidez** k , y la **masa** m , es igual a $T=2\pi\sqrt{m/k}$ y, la frecuencia natural de un sistema $f=2\pi\sqrt{k/m}$.

El periodo estructural en una edificación es el tiempo que le toma en desplazarse para llevar a cabo un ciclo completo de oscilación; a su vez, la frecuencia es el número de ciclos que puede llevar a cabo la edificación en una unidad de tiempo. Las unidades de periodo usadas en ingeniería son segundos, mientras que la frecuencia toma las de ciclos por segundo o Hertz. Las ecuaciones anteriores permiten discernir que un sistema con **masa** grande tendrá mayor periodo que un sistema de **masa** pequeña con la misma **rigidez** y, al contrario, un sistema con **rigidez** grande tendrá menor periodo que un sistema de **rigidez** pequeña con la misma **masa**.

Cuando se calcula el periodo de una edificación se le llama periodo estructural. Por simple definición, todas las edificaciones que tienen **rigidez** y **masa** tienen un periodo propio. Éste se convierte por ende en una propiedad estructural clásica para conocer el estado de una edificación. Por ejemplo, los periodos de casas pequeñas, son muy bajos en el orden de $1/10$ a $1/3$ de segundos, mientras que edificios de mediana altura, hasta cinco pisos, oscilan entre $1/2$ y $3/4$ de segundo. A medida que las edificaciones crecen en altura, crecen en **masa** mucho más rápido de lo que lo hacen en **rigidez**, por lo que el periodo se incrementa dramáticamente. Edificaciones de 20 pisos o más, tienen periodos de vibración de más de 2 segundos, y en altos edificios los periodos son tales que en muchas ocasiones, cuando la estructura se mueve, las personas que habitan o trabajan en los pisos

elevados, antes que movimiento, sienten mareo y nauseas. Los periodos en edificios de más de 50 pisos tienen periodos que superan los cinco segundos, y se ha llegado a descubrir que grandes puentes colgantes llegan a tener más de 10 segundos de periodo de vibración natural.



Figura 0 Estructuras de Televisa (Colapsada), Telmex (Antenas) y Torre Latinoamericana que sufrieron del mismo tipo de movimiento. Fuente: Karl V. Steinbrugge Collection, Earthquake Engineering Research Center; University of California at Berkeley.

El periodo de una edificación puede condenarla o salvarla durante un movimiento sísmico, dependiendo de condiciones como el origen del evento, la distancia al epicentro y los suelos presentes en el lugar. La figura 0 muestra una fotografía tomada en la avenida Chapultepec de México D.F., después del terremoto del 19 de septiembre de 1985. En primer plano se muestran las instalaciones de los estudios de Televisa, edificaciones que contaban con columnas de gran altura y una **rigidez** diezmada por tal efecto; una estimación del periodo de esta edificación, teniendo en cuenta concentraciones de **masas** por equipo pesado de televisión, archivos y carga pesada, mostró un periodo estructural cercano a los dos segundos, a pesar de no contar con más de seis o siete pisos de gran altura cada uno. (Lo anterior es importante de recordar porque existe la tendencia general de usar "reglas de dedo" que relacionan el periodo estructural tan sólo con el número de pisos, lo cual puede llevar a fuertes errores cuando existen concentraciones de **rigidez** o **masa** en edificaciones irregulares)

En segundo plano aparece la torre de las antenas de transmisión de Telmex, ubicada a un par de cuadras del primero. La torre de antenas de Telmex aunque mucho más elevada, fue hecha sobre pilotes hasta un estrato de suelo resistente, y cuenta, como se ve en la figura, con una gran **rigidez** y muy poca **masa**, lo que se tradujo en un periodo estructural del orden de un segundo. En tercer plano, hacia la avenida San Juan de Letrán, se encuentra a medio kilómetro de distancia, pero en la misma zona de concentración de daños y tipo de suelos, la Torre Latinoamericana, que hasta hace poco tiempo fue una de las más altas de México, la cual, diseñada hace más de cincuenta años y teniendo en cuenta técnicas modernas de diseño sismorresistente ha soportado, no sólo el evento de 1985, sino más media docena de eventos desde hace medio siglo, cuando fue construida. La Torre Latinoamericana cuenta con un periodo estructural superior a los cuatro segundos, eso la sacó del problema, claro que cuando se diseñó el edificio, no se conocía el fenómeno del suelo en el sitio; fue un asunto de suerte.

En esta zona del lago del Valle de México, los periodos de vibración de los suelos se acercan a los dos segundos, por lo que cualquier movimiento incidente será filtrado por los suelos y aflorará en la superficie con un periodo predominante similar a los dos segundos. Las edificaciones con periodo similar a dos segundos en esta zona serán sometidas a una mayor carga que las demás, como fue el caso de las instalaciones de Televisa, donde el movimiento de la estructura entró en la misma fase del movimiento del suelo llevándola a tener desplazamientos inadmisibles, que después de cierto número de ciclos, conllevaron a la edificación al colapso. En cambio, aquellas edificaciones con periodos

diferentes a los del suelo subyacente, puede que no sufran daños, así no hayan sido diseñadas sismorresistentemente, porque el nivel de carga será ínfimo, debido a que el movimiento de la estructura, en este caso, está fuera de fase con el movimiento del suelo y no se amplifica; estos aspectos se estudiarán con más detalle cuando se estudie el **peligro sísmico** sobre sitios de suelo blando.

Nótese la importancia de otorgarle un cierto periodo estructural, mediante el manejo de la **rigidez** y la **masa** a una edificación dependiendo del sitio y la condición de peligro presente. Hoy en día, el periodo estructural que queda en una edificación es una consecuencia del diseño, más no, una decisión en el mismo como debería ser, lo cual puede asociar, en el caso sísmico, consecuencias funestas dada la importancia del conocimiento del periodo en la deducción de la demanda sísmica.

El periodo estructural está íntimamente relacionado a los desplazamientos del sistema; los periodos bajos están relacionados a movimientos de pequeña amplitud, alta frecuencia y alta aceleración, mientras que los periodos altos están correlacionados a movimientos amplios, lentos y de baja aceleración. Esto quiere decir que una edificación tendrá una forma diferente de moverse dependiendo del periodo que tenga. Las edificaciones pueden moverse con su periodo propio, dependiendo de muchos factores como el tráfico interno en el edificio, la vibración ambiental del tránsito automotor, el viento que choca contra su fachada, una explosión, el choque de algún fluido o el movimiento inducido en la base por un terremoto.

Masa

La **masa** de una edificación depende del peso de todo lo que contiene; de hecho en la Tierra, resulta del peso dividido por la aceleración de la gravedad terrestre. El concreto reforzado tiene un peso específico de 2.2 a 2.5 toneladas por metro cúbico. Es decir que una columna de 30 centímetros de lado y 3 metros de altura pesa unos 250 kilogramos. Los muros de ladrillo tienen un peso específico de 1.5 a 1.8 toneladas por metro cúbico, por lo que un muro de 3 metros de alto y 3 de largo con espesor de 12 centímetros puede pesar hasta una tonelada. Hay **masas** que concentramos en ocasiones cuyo valor es supremamente elevado; por ejemplo los libros y el papel en general, pesan en promedio 1.2 toneladas por metro cúbico, lo que hace que cuatro o cinco metros lineales de libros o expedientes en una biblioteca, pesen del orden de media tonelada.

De manera general, un edificio de uso civil puede tener un peso por unidad de área de unas 1.5 toneladas por metro cuadrado; eso quiere decir que un edificio residencial típico de 12 metros de frente por 12 metros de fondo y 5 pisos de altura, con unos 1.000 m² de construcción, puede pesar en el orden de 1.000 a 2.000 toneladas. La **masa** es el peso dividido por la aceleración de la gravedad, en este caso la de la Tierra; es decir, la **masa** oscila entre 150 y 200 Ton-s²/m. En dinámica estructural es necesario tener bien claros los significados de peso y **masa**, ya que son fuente común de mal interpretaciones y de omisiones por inexpertos en los programas de cálculo de edificaciones. Sucede que hoy en día, en algunos casos, diseña el programa, no el ingeniero con conocimiento de causa preciso, siendo estas omisiones letales.

Dentro de los conceptos básicos de diseño de una edificación para soportar un sismo, el problema dinámico que se establece por el movimiento de la base, tiene que ver directamente con una masa

que por reacción inercial establece un movimiento en sentido contrario al de la base. Necesariamente esa **masa** en movimiento, establece una fuerza inercial que depende de la segunda ley de Newton: $Fuerza=masa * aceleración$. De aquí se concluye que la fuerza interna elástica sobre los elementos con una **rigidez** conocida, provocada por la reacción inercial del movimiento en la base y dependiente de la **masa**, crecerá por cualquiera de estas dos razones: o crece la aceleración del sismo mediante un evento de mayor tamaño, o crece la **masa** de la edificación, lo cual depende de los materiales de construcción, del uso que le demos a la edificación, y de las cargas muertas y vivas que queden sobre la estructura.

Puede que no se tenga control sobre la aceleración que induce el capricho de la naturaleza, pero por lo menos, queda el consuelo de tener control sobre la **masa** que el diseñador y el usuario colocará sobre la edificación. Consecuentemente reviste gran importancia en el uso de un edificio, que no crezca la **masa** de forma desproporcionada y que no se añada **masa** a una edificación diseñada para tener cierta **masa** u otro uso. Hacer crecer la **masa** incrementa la fuerza inercial del evento sísmico sobre los elementos de la estructura e incrementa los efectos de no-linealidad geométrica, así como el cabeceo y el efecto $P-\Delta$ en edificaciones esbeltas y elevadas. Incrementar la **masa** de forma desproporcionada sin tenerlo en cuenta en el diseño, es tan irresponsable como reducir las secciones de los elementos o la calidad de los materiales.

Muchas de estas consideraciones deben tomarse con cuidado en las labores de diseño, reflexionando en cada instante, que incidencia tiene sobre el diseño final cualquier decisión en el proceso. Esto se hace cada vez más difícil de alcanzar por el uso indiscriminado de software en las actividades de diseño por parte de personas que desconocen las bases del problema; en muchos sistemas de cálculo esta distribución de **masas** se logra de forma automática y el modelo matemático puede cambiar mucho de una distribución a otra.

El uso del software en si no es algo negativo, lo negativo es cuando se deja la capacidad de decisión en la caja negra que representa para muchos los algoritmos que lo controlan. Con falta de criterio, buen juicio, conocimiento detallado de las variables y experiencia, es prácticamente imposible tener elementos apropiados para un buen diseño de edificaciones de concreto reforzado, ya que el diseño va mucho más allá del cumplimiento estricto de códigos y ecuaciones prescritas. El diseño de una edificación puede cumplir con todos los requerimientos de una norma o código, y al mismo tiempo, estar condenada a tener un comportamiento deficiente y peligroso, todo depende de quien y cómo lo haga.

Rigidez

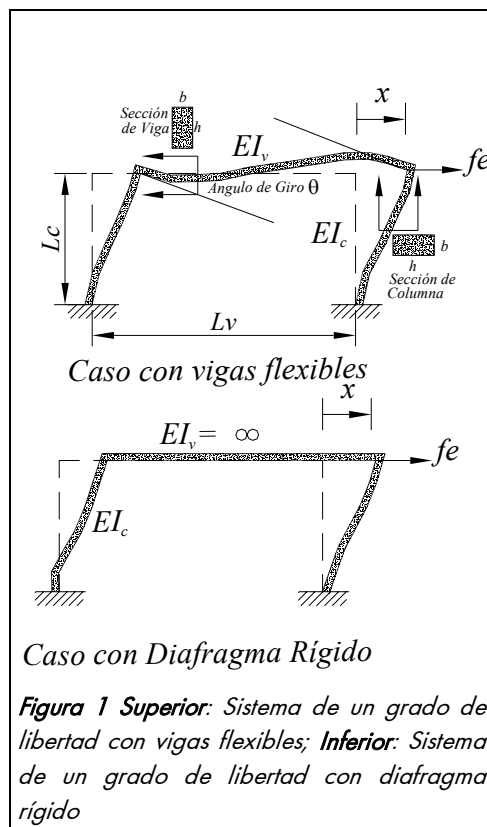
La **rigidez** es un concepto relacionado con la fuerza necesaria para lograr una deformación, que puede ser de diferente forma dependiendo del movimiento. La **rigidez** de una edificación depende del tamaño de los elementos de soporte, como columnas y vigas, depende de la elasticidad del material; asimismo depende de que tipo de movimiento se presenta sobre cada elemento. La forma del elemento está dada mediante la longitud del mismo L , así como su base b y su altura h .

La **rigidez** depende normalmente de estas secciones en función del segundo momento de inercia, la sección de área transversal portante y el módulo de elasticidad del concreto, E_c . Dentro del

movimiento global de una edificación, se pueden presentar movimientos de tipo traslacional, axial y rotacional; estos a su vez inducirán tres esfuerzos fundamentales sobre los elementos que constituyen la edificación. Se pueden presentar esfuerzos de corte, por concepto de desplazamiento relativo entre columnas o vigas con respecto a un eje original de referencia; aunque también se pueden presentar esfuerzos de corte por la rotación en los nudos.

De manera formal, los sismos no son cargas sobre la estructura de una edificación, las fuerzas internas que se generan son el resultado de la reacción inercial de las **masas** en movimiento que tienden a regresar a su estado original para que no exista movimiento relativo entre los ejes de columnas. Sin embargo, se puede hacer una analogía con cargas externas como la mostrada en la figura 1 superior, donde se aprecia un pórtico que es sometido a una carga horizontal que genera un efecto de desplazamiento de las columnas con respecto a su posición original de forma inversa a como ocurre en un sismo desde la base. En este caso, existe una **rigidez** al corte de las columnas que se opone al movimiento horizontal y que depende la elasticidad del material, del momento de inercia en el sentido del movimiento, de la longitud y la altura de la columna, o la suma de columnas que están oponiéndose con **rigidez** al movimiento transversal.

La **rigidez**, para este primer caso, está determinada por la fuerza necesaria para generar un desplazamiento horizontal unitario en las columnas y toma la forma $k_h = \#12E_c I_c / L_c^3$, donde E_c es el módulo de elasticidad del concreto, $\#$ es el número de columnas en el eje, en este caso 2; I_c el segundo momento de Inercia, para el caso rectangular la inercia es igual a $bh^3/12$, y para el caso de una sección circular la inercia es $\pi r^4/64$, donde r es el radio. Nótese que en este caso la **rigidez** es fuertemente influenciada por la longitud de la columna L_c , debido a que está afectada por una potencia de 3, lo cual hace que para pequeños incrementos de altura de la columna, la **rigidez** a movimientos horizontales se vea fuertemente disminuida, por ello no se debe abusar de columnas muy altas y esbeltas en las primeras plantas. Los valores de **rigidez** al corte global de edificaciones convencionales oscilan en valores de toneladas fuerza por centímetro de desplazamiento global medido en la azotea, sin sobrepasar valores de 20 toneladas por centímetro; entre más alta es una edificación los valores de **rigidez** global al desplazamiento se reducen rápidamente.



Garantizar gran **rigidez** a una edificación pequeña no tiene ningún problema, pero a medida que la edificación es más elevada se vuelve más complicado suministrar este parámetro, ya que los materiales y sus secciones no pueden crecer fácilmente en elasticidad y tamaño, y porque cuando el edificio crece la **rigidez** estructural empieza a estar limitada por las condiciones de **rigidez** del suelo subyacente, es decir, puede crecer la **rigidez** estructural, pero la **rigidez** del suelo hace que el sistema completo suelo estructura mantenga una

rigidez global controlada precisamente por la del suelo y el tipo de cimentación de la edificación. Asimismo, el valor del peralte de la columna h o el radio r , del que depende fuertemente la **rigidez** al corte, es modificado por el agrietamiento de las secciones cuando se presenta la flexión, hasta donde se encuentra el acero de refuerzo. Esto reduce el momento de inercia, así que la sección inicial de un elemento se transforma en una más pequeña de menor **rigidez**. También se reduce el momento de inercia de una sección cuando se hace pasar una tubería sanitaria a través de la viga en el sector del nudo, como algunos irresponsables acostumbran.

No obstante, hacer crecer el peralte de columnas h , es una vía directa y fácil de incrementar la **rigidez** del sistema, porque esta variable depende en gran medida del segundo momento de inercia I_c , el cual está elevado en términos del peralte h a una potencia de 3, lo que logra gran incremento de **rigidez** con pequeñas variaciones; cuando el peralte de la columna h se incrementa a un valor que oscila entre $\frac{1}{3}$ y $\frac{1}{2}$ de la altura del entrepiso o más de 3 veces la base b del elemento, la columna se transforma en un muro de cortante (nombre derivado de su forma de actuar estructuralmente, la cual incluye una generosa **resistencia** al esfuerzo cortante; estos fueron inicialmente ideados para resistir cargas de viento), el cual se vuelve un elemento sobre el que se concentra la exigencia sísmica de carga inercial horizontal de manera relevante. Es práctica normal ubicar los muros de cortante en la periferia de la edificación y en los núcleos de ascensores, para que las columnas de menor peralte asuman las cargas verticales, generando así, grandes espacios abiertos.

Colocar muros de concreto de grandes dimensiones en una edificación incrementa la **rigidez**, reduce el periodo, pero además, genera esfuerzos inerciales más grandes que aquellos en edificaciones convencionales, lo que se traduce en una mayor transmisión de cortantes y momentos a la cimentación. En estos casos es importante asegurar la estabilidad global al vuelco de la edificación para los sitios de suelo blando, ya que esta puede ser tan rígida por los muros, que los momentos superen la capacidad en fricción negativa de los pilotes y se pueda tener una reducción dramática en el factor de seguridad al vuelco, amenazándose así, la estabilidad global de la edificación.

Entre mayor peralte h del muro de concreto, es cada vez más difícil que un muro de este tipo disipe más energía mediante su agrietamiento y entrada de su refuerzo en fluencia, más bien, guardará un comportamiento elástico en un gran rango de trabajo, y si la cimentación no le responde con capacidad de resistir momento, el muro no se agrietará, transmitiéndole, aún más carga a la cimentación, en un ciclo que puede llevar al colapso por volcamiento. Este caso es de particular importancia en edificios esbeltos, con muros de gran **rigidez** ubicados sobre suelo blando de poca capacidad.

Por ello, cuando al rehabilitar edificaciones se busca rigidizar la edificación, se debe garantizar que la nueva carga axial sobre columnas, así como el cortante, y momento generado en la base, tendrán como respaldo una cimentación eficiente que soporte la nueva carga, la cual debe ser revisada a fondo. No hacerlo puede acarrear daños peores posteriores en un evento, ya que se amenaza la estabilidad global; los casos en México D.F., después del sismo del 19 de septiembre de 1985, fueron evidencia incontrovertible al respecto.

El valor de 12 que acompaña a la **rigidez** al corte k_h , es valido siguiendo la **resistencia** de materiales clásica, únicamente cuando no existe carga axial. Según la teoría de no-linealidad geométrica, en el caso de carga axial de tensión, ese valor se incrementa dependiendo de la magnitud de la tensión, pero con la compresión, ese valor se reduce en función de la fuerza compresora; esto es, que entre más cargado un sistema, la condición de no-linealidad geométrica reduce la **rigidez** al desplazamiento horizontal de las columnas, algo que resulta ser terrible para fines de afrontar un terremoto. Lo peor, es que lo anterior está lejos de tenerse en cuenta en los diseños o reglamentos y, más bien, se absorbe por medio de factores reducción de **resistencia** y factores de incrementos de las cargas que buscan una confiabilidad admisible.

La carga axial obviamente depende de forma directa de la **masa** del sistema, y si no se controla, no hay dominio sobre la no-linealidad geométrica del sistema. El hecho de no contar con un manejo claro de las variables y sus fuertes variaciones en el proceso de diseño, hace que los diseñadores naveguen en un mar de incertidumbres sin siquiera saberlo y más aún, cometer errores que aunque sistemáticos, sólo se revelan hasta que llega la prueba de siempre, la de un fuerte terremoto que muestra de forma inequívoca los errores o las omisiones, que para el caso, vienen siendo lo mismo.

Cuando existe el desplazamiento horizontal sobre el mismo pórtico de ejemplo, las columnas se deforman y toman un ángulo con respecto a la vertical, por efectos de continuidad esta rotación es absorbida por la viga a la que se encuentra conectada. En este caso también existe una fuerza rotacional (esto es una **rigidez** en términos de momento) que se opone a dicha rotación. Este momento necesario para generar un ángulo unitario se denomina **rigidez** al giro y depende de $k_r=4E_cI/L^2$. Como columna y viga giran mancomunadamente, la **rigidez** al giro resultará de la suma de las rigideces de ambos elementos unidos de columna y viga: $4E_cI_v/L_v^2+4E_cI_c/L_c^2$; en este caso al igual que en el anterior, los efectos de no-linealidad geométrica provocan variaciones sobre el valor constante de 4 que acompaña esta **rigidez**, dependiendo del estado de compresión o tensión del elemento.

Ese mismo empuje horizontal, genera, en el pórtico de ejemplo de la figura 1, sobre la columna derecha un efecto de compresión y en la columna izquierda un efecto de tensión, lo cual a su vez genera una deformación axial de estos elementos. La fuerza necesaria para generar una deformación unitaria en el sentido axial de los elementos se denomina **rigidez** axial y, en este caso depende de $k_a=E_cA_c/L_c$, donde A_c es el área de la sección de columna, $A_c=b*h$. De manera general vemos como para una misma sección, la **rigidez** axial k_a , es muy superior que la **rigidez** al corte k_h , ya que mientras la primera tiene como divisor la longitud del elemento L_c , la segunda tiene la misma variable pero elevada al cubo L_c^3 . La **rigidez** a la rotación, k_r , se ubica entre las dos anteriores ya que tiene como divisor la longitud de la columna, L_c^2 o la longitud de la viga elevada al cuadrado L_v^2 ; aquí se fundamenta el hecho que los edificios resistan mucha más carga vertical que horizontal.

Por la anterior razón, para simplificar los problemas de modelación de edificaciones convencionales, es práctica normal asumir que la **rigidez** axial de elementos de concreto es tan grande que se considera infinitamente rígido axialmente en vigas y columnas; de hecho así sucede en realidad, donde un entrepiso es tan rígido a la compresión y a la rotación que hace desplazar de manera idéntica a las columnas que lo soportan tal y como se muestra en la figura 1 inferior; esta condición se denomina diafragma rígido.

La última variable que hace parte del problema de evaluación de la **rigidez** es el módulo de elasticidad del concreto E_c . En todos los casos de desplazamientos o rotaciones, a mayor E_c , mayor rigidez, es decir que a mayor E_c , menor será el desplazamiento, la deformación axial o la compresión. Es practica común, por razones históricas, determinar el valor de E_c para el concreto a partir de relaciones con la **resistencia** a compresión f'_c . En estos casos se ha llegado a estimar, según la famosa formula empírica de A. Pauw publicada en el *ACI Journal* durante 1960, que $E_c = a_c \gamma_c^{3/2} \sqrt{f'_c}$; donde γ_c es el peso volumétrico del concreto y a_c una constante adimensional que, según regresión estadística, A. Pauw, encontró que variaba entre 27 y 33. Para concretos convencionales de peso volumétrico medio $\gamma_c = 150 \text{ lb/pie}^3$, $a_c \gamma_c^{3/2}$ varía entre 50.000 y 60.000; cuando se usan unidades de Bares (Kg./cm^2), la constante adimensional $a_c \gamma_c^{3/2}$ toma valores que oscilan entre 9.000 y 14.000; cuando se usan unidades de de Mega pascuales (N/mm^2), MPa, $a_c \gamma_c^{3/2}$ varía entre 3.500 y 5.500. Esta es una variación supremamente grande y peligrosa porque, como se ha hecho notar, si el valor del módulo del concreto E_c usado en la obra final es menor que el usado en el diseño, necesariamente los desplazamientos, rotaciones y deformaciones serán mayores que los calculados. No hay que olvidar que el daño de las edificaciones de concreto está fuertemente ligado a los desplazamientos que sufre durante un movimiento sísmico.

En otras palabras, la incertidumbre en el módulo E_c del concreto plaga, aún de más de incertidumbres a todo el esquema de solución, porque como se ha notado, E_c aparece en cada una de las rigideces de todos los elementos de la edificación. Estudios de confiabilidad indican que después de tener en cuenta sólo la variabilidad de este aspecto, los resultados de modelos analíticos pueden dar errores de hasta 30% de la estimación real. Esto puede ser la diferencia entre un desastre y la sobrevivencia de una edificación. La relación, usada por muchos, del módulo E_c con respecto a la **resistencia** a la compresión del concreto f'_c , no tiene ningún fundamento teórico valido (A. Pauw la dedujo como una función de la densidad del concreto y la carga de rotura, pero ni siquiera las unidades son consistentes), ya que resulta imposible relacionar la **resistencia** de un material con su **rigidez**, sin tener de por medio un valor aproximado de la deformación que es necesaria para su rotura, y menos aún en el caso de un material como el concreto donde la relación esfuerzo-deformación exhibe una condición no-lineal fuerte desde tempranas deformaciones.

Se estima que la deformación unitaria necesaria para llegar a esfuerzos de rotura del concreto simple es del orden del 2 al 3 por mil, una cifra que pocas veces es usada en las faenas de diseño, donde priman más que rigor, las costumbres, experiencias y reglamentos de construcciones.

Formalmente, siguiendo la teoría clásica de elasticidad, el valor del módulo de elasticidad se puede evaluar sin necesidad de romper nada a partir de la evaluación de la velocidad de ondas P y S dentro del material. En efecto, si se conocen las velocidades de las ondas P y S , es posible evaluar las constantes elásticas del medio recorrido. De estas constantes, la relación de Poisson ν_c , el módulo de Young E_c , el módulo de cortante G_c , y el módulo volumétrico K_c , desempeñan papeles de importancia. Según la teoría de elasticidad el módulo de elasticidad E_c , guarda relaciones con el módulo volumétrico K_c , la relación de Poisson ν_c , el módulo cortante G_c , el peso volumétrico γ_c , la densidad del medio ρ_c (en el caso del concreto simple el peso volumétrico γ_c es 2.2 ton/m^3 y para el concreto reforzado 2.4 Ton/m^3 , la densidad volumétrica ρ_c resulta de dividir el peso volumétrico γ_c

por la gravedad terrestre de 9.81 m/s^2) y, las velocidades de ondas longitudinal c_p y de corte c_s del concreto de la siguiente forma:

$$E_c = 3K_c(1 - 2\nu_c) = 2G_c(1 + \nu_c)$$

$$E_c = \gamma_c \frac{3c_p^2 - 4c_s^2}{(c_p/c_s)^2 - 1} \quad (1)$$

A su vez, la relación de Poisson ν_c , que tiene valores bastante bien acotados para el concreto entre $1/4$ y $1/6$ como mucho; guarda relación con las constantes elásticas E_c , G_c , y K_c , el parámetro de Lamé del concreto λ_c , y las velocidades de onda en el mismo material, c_p y c_s mediante:

$$\nu_c = \frac{\lambda_c}{2(\lambda_c + G_c)} = \frac{1}{2} - \frac{E_c}{6K_c} = \frac{1 - 2G_c/3K_c}{2 + 2G_c/3K_c}$$

$$\nu_c = \frac{E_c}{2G_c} - 1 = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{1}{(c_p/c_s)^2 - 1} \right) \quad (2)$$

Esto indica que la relación de Poisson ν_c , depende exclusivamente de la relación de velocidades c_p/c_s ; algo bastante útil, ya que teniendo en cuenta que el valor de ν_c , no es muy variable en el caso del concreto, la medición de una sola de las velocidades de onda, permite estimar, de manera aproximada, la otra velocidad de la onda complementaria a través del uso de ν_c . Teniendo en cuenta lo anterior, las velocidades longitudinales y de corte se pueden evaluar de diferentes formas dependiendo de las constantes elásticas E_c , G_c , y K_c y la relación de Poisson ν_c , tal y como se muestra a continuación:

$$c_p^2 = \frac{K_c + 4/3 G_c}{\gamma_c} = \frac{\lambda_c + 2G_c}{\gamma_c} \quad \text{y} \quad c_s^2 = G_c/\gamma_c$$

$$c_p^2 = \frac{3K_c}{\gamma_c} \frac{1 - \nu_c}{1 + \nu_c} = \frac{2G_c}{\gamma_c} \frac{1 - \nu_c}{1 - 2\nu_c}$$

La relación de velocidades se puede obtener simplemente mediante:

$$(c_p/c_s)^2 = 1 + \frac{1}{1 - 2\nu_c} \quad (4)$$

En la última expresión es importante observar que el cociente c_p/c_s depende de la relación de Poisson ν_c . Por ejemplo, en las **masas** de concreto es usual suponer un valor medio de la relación de Poisson ν_c que varía entre $1/6$ y $1/4$; (ASTM, 1994) en este caso el cociente de velocidades c_p/c_s tiene variaciones entre $3/2$ y $5/3$. Esto es, que la velocidad de onda P en el concreto tiene un valor medio de $13/8$ veces la velocidad de onda S , en el mismo material. La velocidad de onda P , c_p , en el concreto se puede evaluar en cualquier lugar a partir de técnicas de eco-impacto; esta varía entre

2.500 y más de 5.000 m/s, dependiendo obviamente del módulo E_c y de la continuidad, ausencia de grietas y porosidad.

Contando con la velocidad de onda P , se puede derivar la velocidad de la onda S y, contando con un valor medio de densidad γ_c , es posible evaluar, siguiendo la ecuación 1, un valor del módulo E_c para el concreto, que se encuentra desligado a ensayos destructivos asociados a una **rigidez** secante.

Resistencia

Difícilmente una edificación o sistema estructural se puede mantener en un régimen elástico (cuando después de una deformación vuelve a su condición inicial sin deformación residual) y lineal (siguiendo una proporción lineal entre cargas aplicadas y deformaciones alcanzadas por medio de una **rigidez** constante) durante un movimiento fuerte del suelo, menos aún en el caso de edificaciones hechas de concreto reforzado, donde las propiedades de no linealidad del concreto simple se alcanzan a tempranas deformaciones. De hecho, la filosofía de diseño sismorresistente se basa en el principio de balance económico que presupone que las edificaciones se mantendrán sin problemas a eventos pequeños, sufrirán daños admisibles para eventos de mediano tamaño y que sobrevivirán sin colapso, pero con daños permanentes, ante un evento descomunal. Lo anterior involucra una condición en el régimen no elástico y no lineal de la edificación para eventos de cierto tamaño en adelante. Normalmente para controlar este comportamiento es necesario conocer la **resistencia** de los elementos del conjunto en la búsqueda de la evaluación de la **resistencia** total del sistema.

En el material precedente se ha trabajado el problema de describir con detalle la **rigidez** y la **masa** de los sistemas en problemas elásticos y lineales (sin alcanzar nunca la rotura); esto resulta una idealización en el caso del concreto reforzado difícil de cumplir en la realidad, porque necesariamente alcanzada una deformación elevada bajo la sollicitación inercial de un sismo fuerte, los materiales constituyentes del concreto reforzado dejan de tener esas condiciones ideales y, se empieza a registrar un agrietamiento del concreto de recubrimiento, desde el sitio donde se encuentra el acero hasta la cara externa, y un trabajo en régimen elástico del acero presente sometido a tracción. Cuando se llega al punto, donde por condiciones de carga, el acero de una sección se plastifica por su llegada al esfuerzo de fluencia, se dice que la sección de concreto reforzado ha alcanzado su «*Resistencia*».

Por definición todas las edificaciones tienen una **resistencia**, que es valor de carga o momento máximo antes de que el acero presente en la sección de concreto ingrese a su régimen no lineal y no elástico una vez superada cierta deformación. Con rigor cuando se alcanza la **resistencia** en una sección, no se presenta la rotura de forma instantánea, sino que la sección sobrevive por la «*Ductilidad*» (el acero se estira más allá de su desplazamiento de fluencia, en régimen plástico, sin oponer mayor **resistencia** antes de su rotura) que suministra el acero presente hasta un valor de deformación o rotación superior; este comportamiento dentro del funcionamiento del concreto reforzado sometido a fuertes cargas cíclicas es uno de las principales mecanismos de defensa de este material combinado frente a fuertes terremotos.

La **resistencia** del acero puro se puede comprobar a partir de pruebas de las barras en máquinas de tracción universal. Sin embargo, la **resistencia** de una sección de concreto reforzado sometida a

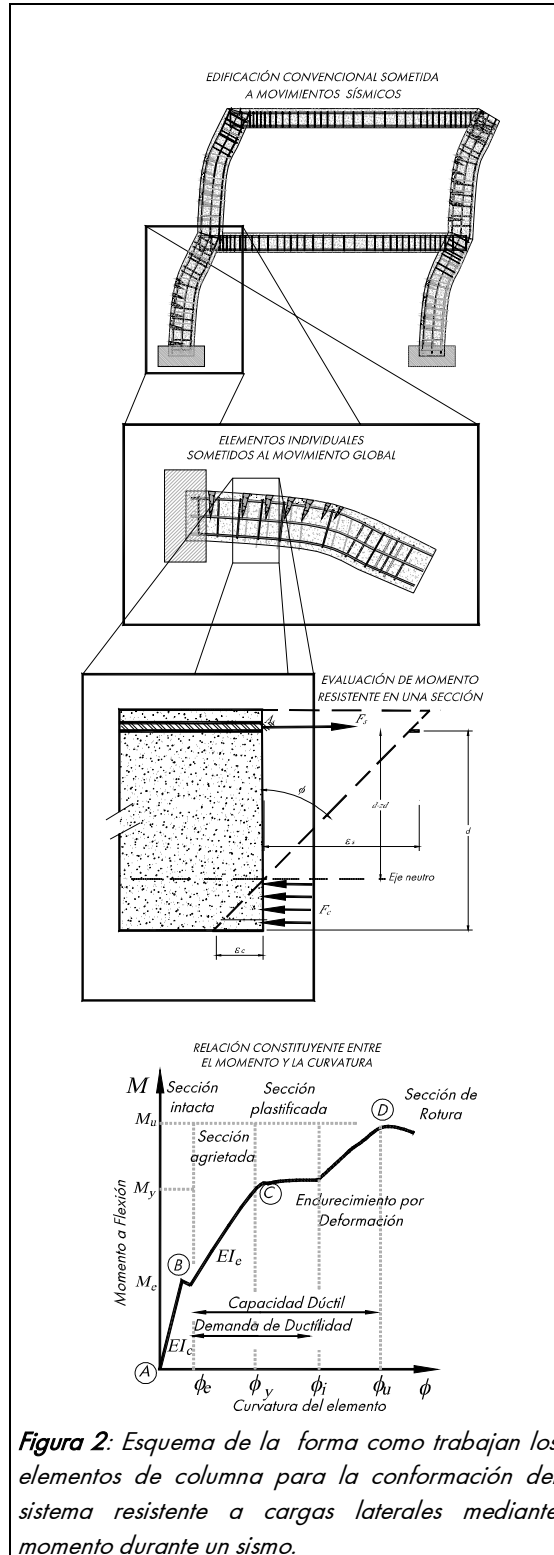


Figura 2: Esquema de la forma como trabajan los elementos de columna para la conformación del sistema resistente a cargas laterales mediante momento durante un sismo.

flexión nace de la participación mancomunada del acero en tracción, mediante una fuerza de tracción aplicada a una cierta distancia del eje neutro (sitio de la sección donde no hay esfuerzo alguno, ni de tracción, ni de compresión), y el bloque en compresión que genera el concreto al otro lado del eje neutro de una sección cualquiera.

El momento resultante total resistente, de una sección en flexión, surge del producto de la fuerza de tensión (producto del área del acero presente por su esfuerzo de fluencia) por el brazo correspondiente a la distancia que existe desde la posición de las barras (o su centro de aplicación) hasta el eje neutro, más el momento correspondiente al bloque de compresión de esfuerzos del concreto multiplicado por el área de la sección y por el brazo de palanca que existe entre el centro de presión del bloque en compresión del concreto y el eje neutro. Es importante anotar que cuando las secciones de concreto reforzado, bajo cargas de flexión, sufren del agrietamiento mencionado en las caras de la sección, la posición del eje neutro varía de una forma que rigurosamente puede ser complicada de resolver durante el proceso dinámico.

Una edificación de concreto reforzado (sin contraventeo, y de pórtico resistente a momento) sostenida por columnas, que intenta sostenerse ante el movimiento del suelo, es una muestra de estructura que trabaja fundamentalmente como un voladizo, tal y como se observa en la figura 2; por ello el comportamiento relevante que debe garantizar la estabilidad lateral de la edificación ante movimientos en el suelo es la flexión en las columnas de soporte bajo carga axial. Por ello de ahora en adelante es el comportamiento a la

flexión, que relaciona los momentos aplicados y las curvaturas en las secciones de concreto de columnas y vigas presentes, el aspecto clave a debatir dentro del análisis de **resistencia** ante cargas laterales de una edificación.

Al ser sometida una edificación a un desplazamiento global lateral, se inducen rotaciones en los elementos de columnas y vigas que siguen un comportamiento ampliamente analizado, el cual relaciona los momentos y las rotaciones o curvaturas; el comportamiento no-lineal de la estructura nace del comportamiento no-lineal de los elementos estructurales en rotación bajo la acción de momento, por ello, cuando fallan los elementos en rotación o curvatura, se dice que globalmente la estructura empieza a degradarse, porque se está perdiendo la capacidad para resistir cargas laterales mediante momento resistente.

En la figura 2 se muestra una edificación sostenida por columnas que bajo el movimiento lateral de la base intenta mantenerse en pie con la participación mancomunada de columnas, que trabajan en flexión con un comportamiento mostrado en la parte baja de la misma figura, donde se observa la relación típica entre los momentos aplicados y las rotaciones alcanzadas para el caso de secciones de concreto reforzado. El comportamiento global de la edificación tiene la contribución local de todos los elementos en rotación presentes. La construcción de diagramas que relacionan el momento y la curvatura, como el mostrado en la parte baja de la figura 2, es rutinaria durante el proceso de evaluación de capacidad estructural de la edificación.

No obstante, una edificación en bajas deformaciones permanece en régimen elástico y lineal; si tomáramos un elemento de concreto reforzado y lo empezáramos a someter a un momento monótonico (creciente y constante), el elemento de concreto en su conjunto, exhibe una condición lineal y elástica para bajas deformaciones hasta el punto *B*, como se muestra en la figura inferior 2, pero al alcanzarse una cierta flexión y rotación, el concreto que recubre el elemento del lado del acero de refuerzo en tracción se agrieta, y la sección pierde inercia (del valor de Inercia no agrietada I_c , pasa al de inercia agrietada I_e), debido a que la profundidad *h* de la columna se hace menor; en este caso, el gráfico entre momento y curvatura exhibe un súbito, rápido, pero pequeño descenso en la **rigidez** (pendiente de la curva, **rigidez** a la rotación, que resulta del producto del módulo de elasticidad por la inercia EI , donde el momento resulta del producto de la **rigidez** a la rotación EI por la curvatura ϕ alcanzada de la forma $M=EI\phi$), que resulta de la relación entre la carga aplicada y las rotaciones alcanzadas. Esto se observa en el punto *B* de la gráfica inferior de la figura 2.

En el instante en que se agrieta la sección por el sector del concreto en tensión, el acero de refuerzo empieza a trabajar en su régimen elástico a tensión con la parte del concreto en compresión, al otro lado del eje neutro, como par resistente; esto se mantiene hasta que el acero de refuerzo llega a la **resistencia** de fluencia f_y , punto a partir del cual la curva toma mucha menor pendiente, la del acero en fluencia. En este punto *C* de la misma gráfica, la sección se ha plastificado en rotación; sin embargo, el acero permanece en su sitio, debido a su **capacidad dúctil**, suministrando integridad al conjunto. Este sitio de la curva de referencia, muestra que se ha perdido la **rigidez** a la rotación en una sección, pero como en una edificación esto no se alcanza en el mismo instante en todas las secciones, se dice que la edificación se empieza a degradar y sufre un cambio en su periodo estructural. Analíticamente, esto se refleja como la anulación de las rigideces en rotación de la matriz de **rigidez**.

En resumen, cuando los elementos de columna trabajando en flexión bajo carga lateral, (y con carga axial) empiezan a registrar una rotación tal que agrieta el elemento y pone en fluencia el acero de

refuerzo presente, se dice que la edificación ha alcanzado su **resistencia** en términos del desplazamiento lateral generado; aunque las secciones en rotación son las que aportan la **resistencia**, normalmente se toma este parámetro de **resistencia** para una edificación, como la carga lateral (en función del peso propio) necesaria para inducir los momentos que plastifican las secciones en flexión. Nótese, que existe una **resistencia** local de elementos en flexocompresión que se encuentra directamente relacionada, a partir de la contribución de todos los elementos, con la **resistencia** global al desplazamiento lateral, que en últimas es la necesaria en faenas de diseño.

Capacidad Dúctil

El elemento de la figura 2, puede seguir girando sin resistir más momento del alcanzado por su valor de **resistencia** en el punto C hasta que las barras de acero se estiren tanto, más allá del esfuerzo de fluencia, que sufran su rotura. La relación que existe entre esa rotación última de rotura y la rotación del momento en que se plastifica el concreto, se denomina **capacidad dúctil** a la rotación o curvatura μ_c . Obviamente existe una relación entre **capacidad dúctil** de los elementos individuales a la rotación y la **capacidad dúctil** global al desplazamiento, que se genera por la participación en conjunto de todos los elementos en rotación.

Existe una relación entre la **rigidez** k y la **resistencia** f_y , a partir de las deformaciones del sistema, siempre y cuando el sistema se encuentre en condición lineal y de bajas deformaciones; esa relación es el desplazamiento de fluencia x_y , que es la deformación global donde se alcanza la **resistencia** del sistema. En otras palabras, a nivel global en la edificación, la relación que existe entre el desplazamiento (en la azotea) de fluencia x_y y la **resistencia** de fluencia f_y , es la **rigidez** del sistema k , ($k=f_y/x_y$) que no puede ser muy diferente a la definición previa de la **rigidez** en términos del periodo y la **masa** de la forma $k=\omega^2 m$ (donde $\omega=2\pi/T$). La figura 3, ilustra la relación existente entre el periodo estructural T , que asocia la **rigidez** k , la **resistencia** f_y (en términos del peso de la edificación W) y el desplazamiento de fluencia x_y . La figura 3 es un espectro, (no de respuesta) que muestra para cada edificación de periodo conocido, cuál es su desplazamiento global en centímetros conociendo su periodo T y su **resistencia** f_y . Para edificaciones bajas, los desplazamientos de fluencia x_y , son muy bajos, del orden de centímetros; mientras que para edificaciones elevadas, los desplazamientos

necesarios para alcanzar la **resistencia** de materiales son del orden de docenas de centímetros.

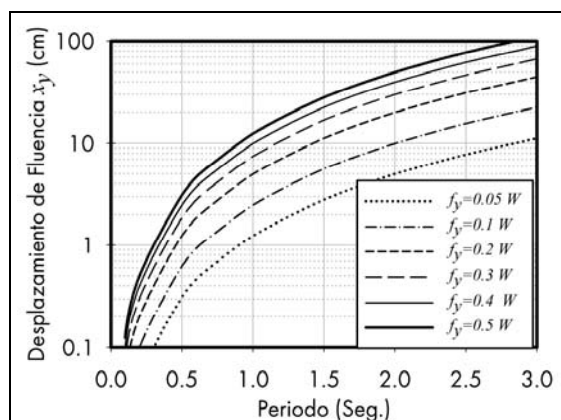


Figura 3: Espectros de desplazamiento de Fluencia para diferentes periodos estructurales con varios niveles de **resistencia**.

Para todos los casos, a mayor **resistencia** f_y , mayores los desplazamientos x_y necesarios para alcanzar la fluencia y **resistencia** del sistema. Obviamente incrementar la **resistencia** es una vía lógica para reducir los daños en cualquier edificación, pero su incremento está fuertemente ligado a la **rigidez** y al valor económico de la obra, ya que en edificaciones de concreto reforzado, incrementar la **resistencia** significa incrementar la cantidad de refuerzo presente y este tipo de material resulta ser volumétricamente

mucho más costoso que el concreto simple, sobretodo en países latinoamericanos. Así como la **rigidez** se controla por medio del tamaño de las secciones de concreto, la **resistencia** se controla es por medio de la cantidad de refuerzo que se coloca en las secciones de concreto evaluadas por medio de la **rigidez**, aunque de forma directa la **resistencia** también depende de la **rigidez**.

Como se ha mencionado, de manera general la **resistencia** global de una edificación resulta de la contribución de los muchos elementos que la componen que siguen un comportamiento similar, y lo que muestra el comportamiento de los elementos individuales, es que cuando se alcanza la **resistencia** del primer elemento, se pierde apreciablemente la **rigidez** del mismo; obviamente esto no ocurre simultáneamente en todos los elementos que componen una edificación, sino que más bien, se inicia en los elementos que presentan la primera defensa estructural, y cuando estos han alcanzado su **resistencia**, empiezan a redistribuir los esfuerzos o momentos que ya no pueden resistir a sus vecinos. Lo anterior degenera en que la pérdida de la **rigidez** global de la edificación se va logrando de forma gradual, conforme más elementos van alcanzado su **resistencia**. Lo anterior es posible de lograr siempre y cuando la edificación se haya diseñado bien mediante el uso del criterio, la experiencia, el buen juicio y, el conocimiento explícito de las variables que componen el diseño.

La búsqueda del diseño sismorresistente de edificaciones se ha enfocado en que el fenómeno de la aparición de secciones plastificadas se concentre en primera instancia en las vigas y, si son las de pisos superiores, mejor aún. Las columnas importantes de soporte de la edificación, en los pisos bajos, deben ser las últimas en llegar a esta pérdida de **rigidez** por la entrada en fluencia del acero de refuerzo, porque en ese momento se pone en riesgo la estabilidad global de la edificación. El hecho de ir progresivamente todos los elementos, fallando como fusibles, logra que la energía inducida inercialmente desde la base, se vaya disipando gradualmente de la mejor forma a lo largo del mayor número de elementos posibles, en el mayor número de ciclos posible también. Se considera que este efecto gradual de falla de elemento por elemento, es la mejor defensa de una edificación de concreto reforzado ante un evento de larga duración con gran número de ciclos.

Como ya se dijo, lo anterior es posible de ver cuando una edificación se ha diseñado bien, pensando desde el principio cual será esa distribución aproximada de elementos que deberán ir, progresivamente, fallando; al contrario, cuando las edificaciones no se diseñan y conciben bien, entonces muchos elementos de importancia fallan, colectiva y súbitamente generando una pérdida súbita de **rigidez**, que recorta drásticamente la **resistencia** y degenera en un colapso inmediato sin dar oportunidad de defensa. Asimismo cuando los muros de mampostería se dejan pegados a la estructura de concreto, entonces el primer fusible de daño, son precisamente los muros, generando pérdidas en los interiores de las edificaciones que resultan ser los elementos más costosos. Una edificación puede acatar normativas que la obligan a cumplir con desplazamientos mínimos y otras consideraciones, pero si no se incluye, mediante criterio objetivo y experiencia, la evolución de estos fenómenos en el momento de afrontar un sismo, entonces las edificaciones pueden cumplir con normas, y al tiempo, ser inseguras o, tener pérdidas inadmisibles en elementos estructurales y no-estructurales durante un evento sísmico no necesariamente grande, lejos de ser el de diseño. Los casos documentados son múltiples en diferentes continentes y terremotos, y en Latino América no han sido la excepción.

La **resistencia** para fines sismorresistentes de edificaciones se evalúa en función del peso de la edificación como una fracción del mismo; las edificaciones convencionales para ser económicamente viables manejan **resistencias** que oscilan entre $1/20$ y $1/4$ del peso de la edificación; esto quiere decir que una vez la edificación es solicitada por sismos que suministren fuerzas inerciales a más de ese rango, entra en régimen no-lineal y no-elástico. Aunque parezcan un rango de valores bajos, en realidad resulta ser un parámetro muy sensible al costo de la edificación debido al alto costo del acero de refuerzo. Pensar en **resistencias** mayores de $1/4$ del peso propio en edificaciones convencionales asegura un mayor rango en régimen lineal y menores daños, pero es algo bastante prohibitivo desde el punto de vista económico, así que es necesario realizar un balance económico entre la inversión inicial de la construcción y el suministro de propiedades de **rigidez** y **resistencia** con las pérdidas diferidas por eventos futuros; en este principio de optimización se basa gran parte de los criterios de diseño sismorresistente modernos.

Al igual que sucede con la **rigidez**, suministrar altos valores de **resistencia** a edificaciones de baja altura y reducido periodo, es relativamente sencillo; sin embargo, conforme las edificaciones crecen en altura, aumentan en **masa** muy rápido y el parámetro de **resistencia** se vuelve complicado de suministrar en altos valores; por ejemplo, para una edificación pequeña de dos o tres pisos, suministrar una **resistencia** lateral que llegue a valores de $2/5$ del peso propio, no resulta ser muy difícil de alcanzar; pero ese mismo valor de **resistencia** para una edificación de 10 o 20 pisos es una cifra complicada para cumplir, y de hacerlo, la inversión sería supremamente alta, porque el elevado valor de **resistencia** incrementa los esfuerzos y momentos sobre la cimentación, lo cual puede desenvolverse en un sobrecosto grande. Por el contrario, cuando una edificación alcanza su **resistencia**, se agrieta y los esfuerzos no-elásticos desarrollados, resultan ser menores que los elásticos en la misma condición, por lo que esfuerzos y momentos sobre el suelos resultan también ser menores.

La fuerza elástica inercial máxima que induce un sismo a través del movimiento del suelo está definida a partir del producto de la **masa** de la edificación m por la ordenada espectral de aceleración S_a . En el caso de sismos con muy grandes aceleraciones del suelo, A_{max} tales como: Morgan Hill-California, 1984, $A_{max}=1.3g$; North Nahani River, Canadá, 1985, $A_{max}=1.35g$; Chile, 1985, $A_{max}=0.67g$; San Salvador, 1986, $A_{max}=0.78g$; Armenia, Colombia, 1999, $A_{max}=0.6g$; estructuras diseñadas con $1/10$ del peso propio o menos como **resistencia** lateral hubieran colapsado por la superación excesiva de la **resistencia**, al no poder desarrollar capacidades dúctiles tan elevadas como para absorber la demanda impuesta. La mayoría de estructuras presentes en los sitios donde se registraron las aceleraciones no poseían dichas capacidades, ¿entonces como llegaron a resistir muchas edificaciones de estas ante eventos tan severos sin colapsar?. La respuesta salta a la vista; la aceleración máxima del suelo es una muy pobre variable para el diseño sísmico de estructuras, utilizada de forma aislada. Lo necesario en diseño sísmico es la ordenada espectral tanto de aceleración como de desplazamiento para tener conocimiento claro de **resistencia** y **rigidez**; pero también, al parecer, existen fuertes problemas en la estimación de la capacidad estructural siguiendo procedimientos clásicos de diseño. En algunas afortunadas ocasiones las edificaciones resisten mucho más de lo establecido en los diseños, pero, desafortunadamente, en otras ocasiones sucede lo contrario.

La figura 4 a continuación, esquematiza de forma general el comportamiento global de una edificación de estructura con pórtico resistente a momento y sometida a cargas laterales monotónicas. En un principio la aplicación de las fuerzas laterales con respecto a la deformación, establece una condición lineal y elástica, pero cuando las secciones se agrietan, el sistema global pierde **rigidez**, pero sigue siendo elástico y lineal, en este rango, el acero de refuerzo está trabajando en régimen elástico y lineal, por lo que la curva global manifiesta esta misma condición. Una vez alguna de las secciones de la edificación se plastifican por la entrada en fluencia del acero de refuerzo presente, el sistema sufre una degradación mucho más fuerte de la **rigidez**, que se manifiesta como un cambio en la pendiente de la relación fuerza desplazamiento. Posteriormente a la primera plastificación, si las fuerzas continúan aplicándose, la pendiente se sigue reduciendo, por la plastificación de otras secciones de la edificación.

Se dice que este punto de la primera plastificación representa la **resistencia** global del sistema, que necesariamente está asociada a un desplazamiento de fluencia que se ha descrito anteriormente. En este sitio la edificación sigue lejos del colapso, ya que aún sobreviven muchas secciones que no han alcanzado su **resistencia**; sin embargo, cuando las edificaciones cuentan con pocos elementos, pocas columnas de soporte o solo dos columnas por eje, el mecanismo de colapso se puede alcanzar mucho más rápido por falta de redundancia que garantice un número suficiente de elementos que permita agrandar la diferencia existente entre los desplazamientos de fluencia x_y y los desplazamientos de colapso x_u .

Esta relación es la definida como **capacidad dúctil global** al desplazamiento del sistema, que no solo depende de las curvas de momento-curvatura y la capacidad dúctil de rotación de cada sección de la edificación, sino que además depende de la redundancia mencionada que suministran múltiples líneas de defensa. No hay que olvidar que parte del problema, lo constituye el hecho de que los sismos son cargas cíclicas que someten a un sistema a su progresiva degradación; por ello como se ha mencionado, más que resistir un máximo instantáneo se trata también de resistir múltiples ciclos, que no necesariamente, superen la **resistencia** suministrada. Definitivamente cuando hay muchos elementos colocados para cumplir con esa labor, las posibilidades de sobrevivencia se incrementan, por ello, entre mayor redundancia estructural, mayor número de columnas y mayor capacidad se suministre en un diseño, se reducirán los riesgos de daño.

Desde el sitio donde se presenta la fluencia del sistema por alcanzar la **resistencia**, en la figura 4 mostrada, la relación que existe entre el desplazamiento inelástico alcanzado x_i y el desplazamiento de fluencia x_y , se denomina **demanda de ductilidad** global al desplazamiento μ . El sistema tendrá una capacidad dúctil máxima que depende del número de secciones de la edificación que se plastifiquen antes de generar la inestabilidad global de la edificación en un desplazamiento último x_u . La relación existente entre los desplazamientos últimos posibles antes del colapso y el desplazamiento de fluencia se denomina capacidad dúctil global del sistema μ_u , y normalmente este parámetro debe ser mayor que la **demanda de ductilidad** impuesta por un siniestro μ . Necesariamente existe una relación entre las demandas de ductilidad y capacidad dúctil a las rotaciones de las secciones del sistema y estos mismos parámetros del sistema global al desplazamiento, a partir de la geometría misma y las propiedades de las secciones presentes.

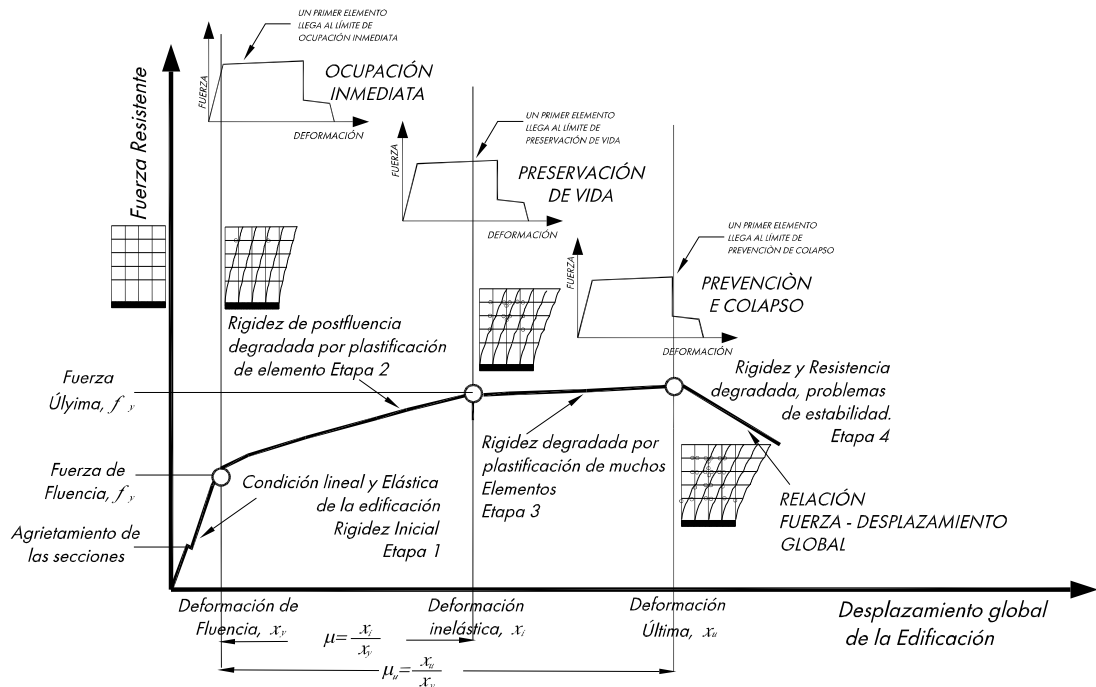


Figura 4: Curva de capacidad de una edificación ante una carga horizontal monótonicamente creciente.

En resumen, cuando la edificación alcanza la **resistencia**, a un valor de deformación de fluencia definido mediante la **rigidez** inicial ($k=f_y/x_y$), entra en su régimen inelástico donde la deformación final, más allá de la deformación de fluencia generada por la sollicitación externa genera una **demanda de ductilidad** μ , definida formalmente como la relación entre la deformación de fluencia x_y y la deformación alcanzada, en régimen no-elástico x_i . La **demanda de ductilidad** se puede presentar entorno a diferentes tipos de deformación como son la rotación, el desplazamiento lateral o combinación de ambos. Teniendo en cuenta lo anterior, μ es la **demanda de ductilidad** que se desarrolla en una estructura de capacidad conocida para un sismo determinado definida a partir de los desplazamientos inelásticos y de fluencia como x_i/x_y . μ , es una cantidad adimensional que se encuentra a partir de la demanda sísmica y la capacidad disponible de la estructura; es decir, la **demanda de ductilidad** es una consecuencia entre la capacidad y la demanda; mientras que la capacidad dúctil es una propiedad por completo de la estructura. Para mantener una integridad de los elementos, se debe buscar que la **demanda de ductilidad** sea menor que la capacidad dúctil elemento o de la edificación.

La figura 4 muestra el comportamiento global de una edificación ante cargas laterales, y normalmente se denomina « *Curva de Capacidad* ». Todas las edificaciones tienen una curva de este estilo y la evaluación analítica de las mismas son motivo de desarrollos actuales de técnicas de análisis estructural, que buscan conocer el comportamiento no-lineal de las edificaciones por medio de la inclusión del comportamiento no-lineal de todas las secciones de la misma edificación. Técnicas de análisis como el « *Pushover* » permiten construir curvas de este tipo para cualquier estructura, siempre y cuando se conozcan los diagramas momento curvatura de todas las secciones que los componen. Aún con ciertas limitaciones, como la inclusión de un modelo de carga similar al modo fundamental, la no inclusión de los modos superiores y otras falencias, no deja de ser un esfuerzo y

avance apreciable con respecto a la capacidad con que se contaba unas décadas atrás para evaluar la capacidad estructural de edificaciones de concreto reforzado.

Por si mismos como idea, los análisis no-lineales de edificaciones de concreto reforzado fueron concebidos hace mucho tiempo, pero no existía la capacidad computacional para realizarlos de forma óptima y rápida; esto ya se está resolviendo en la actualidad. Lo que no se está resolviendo, es la menor capacidad para entender la globalidad de problema, por la inclusión de normas taxativas en muchas zonas de Latinoamérica, que obligan a usar procedimientos y formulas prescritas que se desenvuelven en facilidad de desarrollo de programas de computo, que al parecer, hacen la totalidad del proceso, con absoluto desconocimiento de los algoritmos internos por parte del usuario.

El desplazamiento lateral y la distorsión de entrepiso, consecuencia directa de este, tienen influencia apreciable en los daños presentados en edificaciones de concreto reforzado bajo movimientos sísmicos. La forma como evoluciona el daño de forma global en una edificación se muestra en las abscisas de la figura 5, la figura tiene en su abscisa el desplazamiento global de la edificación y en la ordenada la **resistencia** que se opone al desplazamiento en cada sitio. Como se mencionó, cada edificación tiene una curva de capacidad, y en la figura 5 se muestran dos curvas de dos edificaciones de diferente capacidad. Como la **resistencia** de la ordenada es una función del peso propio, que a su vez, está relacionado con la aceleración espectral por medio de la **masa**, en la figura 5, las curvas de capacidad de las edificaciones como las mostradas en la figura 4, pueden ser mezcladas con los espectros radiales. Al hacer lo anterior, es posible identificar, en un solo gráfico como el de la figura 5, las edificaciones con su capacidad y, la sollicitación sísmica mediante sus espectros. La figura 5, suele denominarse «Diagrama de Demanda Capacidad» y permiten identificar el comportamiento y desempeño de una edificación ante los movimientos sísmicos, así como el cumplimiento de los estados límites que se presuponen en un diseño.

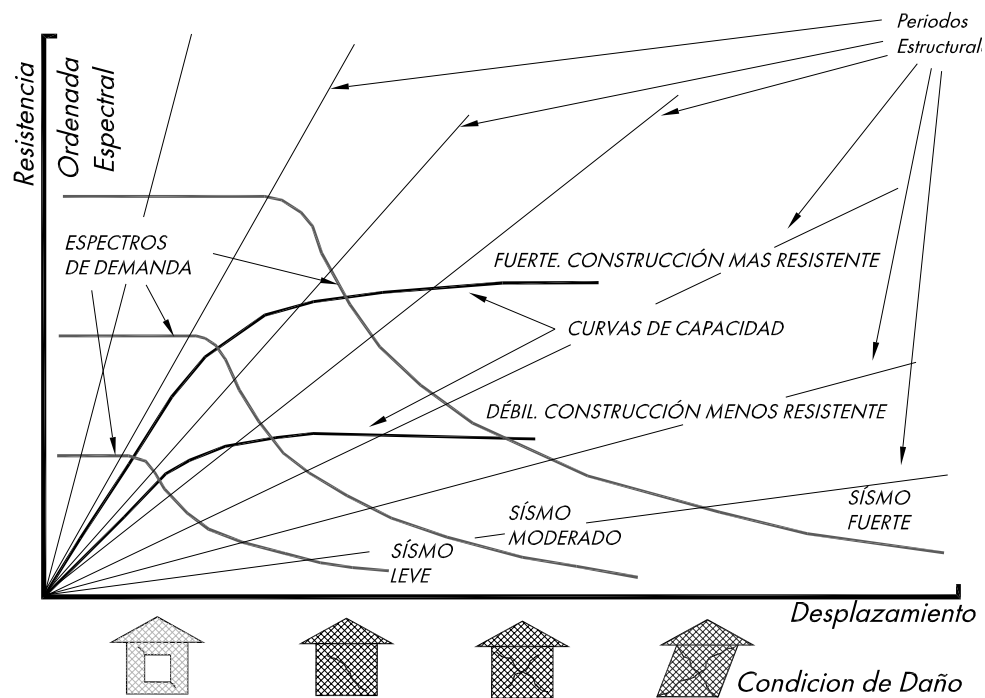


Figura 5 Comparación entre la capacidad estructural de las edificaciones y la demanda sísmica

Gran parte de los reglamentos se basan en consideraciones inerciales de diseño sísmico (es decir basados en la primera y segunda Ley de Newton, «Fuerza=*masa***aceleración*»), por lo cual presentan espectros de respuesta de aceleraciones absolutas para el diseño. Los espectros elásticos dependen de las características del movimiento y del amortiguamiento. Sin embargo, en realidad los espectros usados para fines de diseño son espectros de **resistencia**, derivados de los espectros de respuesta de aceleración absoluta y de las condiciones de **demanda de ductilidad** existentes entre el sistema y la sollicitación presente. Básicamente en un diseño sismorresistente se evalúa la **resistencia** de una estructura con período conocido para una **demanda de ductilidad** admisible y se somete a una carga dinámica en la búsqueda del cumplimiento de una distorsión de entrepiso que es la variable típica que controla el daño. Los espectros de desplazamientos relativos permiten por su parte determinar rápida y precisamente una estimación de la **rigidez** lateral de una estructura para alcanzar distorsiones de entrepiso prescritas para un cierto estado límite por medio de una **resistencia** asignada.

El Peligro Sísmico

La posibilidad de que un sismo se genere en un sitio se debe fundamentalmente a la presencia de fallas activas continentales o ambientes de subducción. Una edificación cualquiera desplantada en un sitio particular, puede verse sometida a un movimiento sísmico que puede provenir de cualquiera de las fuentes cercanas que se consideren como activas; en este caso, resulta casi imposible definir de cual fuente puede provenir el siguiente sismo que exija a la edificación, pero la posibilidad existe; asimismo, estas fuentes pueden tener miles de kilómetros de extensión y resulta complicado conocer desde cual sector de una falla particular se desarrollará el siguiente evento. Una de las fallas más estudiadas e instrumentadas del mundo resulta ser la de San Andres, en California; ni siquiera en este caso los científicos han logrado atinar en términos de cuándo, donde y de qué tamaño será el próximo evento sísmico. Existen estudios que han permitido discernir que esta falla en la zona de Parkfield, así como la zona de subducción en el estado costero de Guerrero en México, tienen energía suficiente para haber desatado un sismo grande hace por lo menos 15 años; sin embargo, estos pronósticos en sitios densamente estudiados también han fallado. Lo anterior indica que es necesario estimar este parámetro del **peligro sísmico** de forma probabilística, sobretodo en sitios donde la geología y la sismicidad de las fuentes ha sido poco estudiado, como es el caso de muchas zonas de Latinoamérica.

De forma simplificada para evaluar el **peligro sísmico** es necesario seguir pensando en términos de la recurrencia de eventos de cierto tamaño. La sismicidad es el número de eventos de cierto tamaño que se repite en un lugar o fuente determinada, la tasa de excedencia (número de eventos por unidad de tiempo) instrumental se define como la relación existente entre el número de sismos de cierto tamaño (en términos de magnitud) preestablecido. El inverso de la tasa de excedencia resulta ser el periodo de retorno. Las curvas de sismicidad mostradas clásicas muestran dos falencias para su posible uso directo en el diseño sismorresistente de edificaciones.

Primero las tasas de sismicidad son construidas a partir de datos instrumentales e históricos relativamente recientes, por lo que es posible no cuenten con la ocurrencia de eventos catastróficos que sucedieron antes de empezar la toma de datos; esto hace necesario extrapolar los datos a periodos de retorno más allá del lapso de tiempo que tomó conformar la base de datos. Segundo, la

tasa de excedencia instrumental está calculada para el parámetro de magnitud, el cual resulta inútil para el diseño de edificaciones porque, como se mostró a lo largo de este artículo, son necesarios parámetros de movimiento del suelo para conformar un análisis válido; se hace necesario transformar esa magnitud en términos de variables clásicas de movimiento para que sea útil, y eso solo es posible a partir de tener en cuenta la influencia de la distancia recorrida en el tamaño de las ondas, del evento de cierto tamaño, desde su origen en el epicentro.

Asimismo cada tasa de excedencia es calculada para una fuente en particular, y sobre un sitio cualquiera, pueden existir varias fuentes que tengan capacidad de generar movimientos, por lo que se hace necesario tener en cuenta la contribución parcial de cada fuente en la estimación total del **peligro sísmico** en un lugar cualquiera. El **peligro sísmico** entonces resulta de llevar la sismicidad instrumental de cada fuente hasta el sitio donde se desee evaluar en términos de una variable de movimiento, sumar las contribuciones de cada fuente y además hacerlo en términos de todas las magnitudes, teniendo en cuenta distribuciones de probabilidad que cubran incertidumbres en las variables que se tratan en el proceso.

El «**Peligro Sísmico**» se cuantifica en términos de los periodos de retorno (o sus inversos, las tasas de excedencia) de intensidades sísmicas relevantes (sea velocidad, aceleración, desplazamiento o cualquier otra) en el comportamiento de las estructuras. La tasa de excedencia de una intensidad sísmica se define como el número medio de veces, por unidad de tiempo, en que el valor de esa intensidad sísmica es excedido. Es posible determinar el **peligro sísmico** contando las veces en que se han excedido valores dados de intensidad en el sitio de interés. Sin embargo, la determinación directa rara vez se puede realizar porque no se dispone de catálogos completos de las aceleraciones u otros parámetros de movimiento que han producido en un sitio los sismos pasados. Por lo anterior, resulta necesario calcular el **peligro sísmico** de manera indirecta. Para ello, se evalúa primero la tasa de actividad sísmica en las fuentes generadoras de temblores, y después se integran los efectos que producen, en un sitio dado, los sismos que se generan en la totalidad de las fuentes.

El «**peligro sísmico**» se define como la medida de la frecuencia de sismos y su intensidad para un sitio determinado y un periodo de tiempo preestablecido; es decir, el **peligro sísmico** depende únicamente de las condiciones naturales que ofrece el ambiente. Para estimar el **peligro sísmico** de una estructura se hace necesario conocer aspectos tales como: 1) ubicación de epicentros e identificación de fuentes sismogénicas; 2) con qué frecuencia se presentan los eventos en una fuente; 3) distribución de los tamaños de eventos, 4) intensidades después del viaje del tren de ondas; esto es, efectos de atenuación del tren ondulatorio.

Una vez conocidas la sismicidad de las fuentes y los patrones de atenuación de las ondas generadas en cada una de ellas, el **peligro sísmico** puede calcularse considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas y la distancia entre cada fuente y el sitio donde se encuentra la edificación o proyecto.

Conclusiones

El conocimiento actual sobre el efecto de los sismos en las construcciones proviene de la observación de los daños, de los estudios de laboratorio y de rigurosos estudios analíticos. Estos conocimientos

han impulsado las técnicas de análisis estructural y han colaborado en el refinamiento de los procedimientos de diseño de construcciones resistentes a los efectos de los sismos. A pesar de los abundantes terremotos que han afectado ciudades en los últimos cincuenta o sesenta años, muchos de los cuales han sido prolíficamente documentados, hay grandes vacíos y ciertos tipos de construcciones seriamente afectadas u otras no afectadas no alcanzan a conformar una muestra lo suficiente documentada para demostrar de manera contundente si los procedimientos de diseño han sido exitosos o requieren modificaciones.

Los procedimientos de diseño que se emplean actualmente se sitúan entre el diseño por **resistencia** y el enfoque por desplazamiento. En el primer procedimiento se determina la **resistencia** estructural como criterio básico hasta lograr que esa **resistencia** iguale o supere la fuerza que le impone el sismo a la edificación aplicándole una reducción relacionada con la capacidad dúctil de la estructura. Aunque adolece de dificultades manifiestas como saber cual es el cortante sísmico basal y atinarle a la ductilidad, los resultados obtenidos se consideran satisfactorios a partir de las observaciones del comportamiento de edificaciones afectadas por sismos intensos en los cuales se ha preservado la vida aún con serios efectos sobre elementos no estructurales. El método de diseño por desplazamiento se basa en identificar las deformaciones transversales máximas para la edificación sometida a la acción sísmica y suponer una ductilidad apropiada para la edificación con el objeto de determinar a partir de estos puntos la **rigidez** y la **resistencia** necesaria para cumplir lo estipulado. Aunque también se acude a la ductilidad, la determinación de la deformación transversal puede considerarse más confiable y sencilla que evaluar la sollicitación sísmica.

El diseñador trata de llegar a un buen resultado a partir de decisiones plagadas de incertidumbres y por lo tanto, esperar que lo obtenido sea preciso no pasa de ser una utopía reforzada por el convencimiento de algunos, que creen que todo se soluciona a partir del empleo de programas de computador muy desarrollados desde el punto de vista numérico, que producen resultados muy precisos a partir de datos imprecisos o peor aún, errados. Desde luego, ese planteamiento es una equivocación muy frecuente y no es sólo de la ingeniería estructural. La síntesis de los planteamientos anotados es que el arte de diseñar sólo puede llegar a producir resultados que posiblemente sean buenos pero que nadie puede garantizar. Afortunadamente ha terminado la época en que los buenos diseñadores eran aquellos que lograban estructuras con una cantidad de acero mínima cuyas posibilidades de deformación inelástica necesariamente resulta menguada.

A pesar de la experiencia internacional derivada de muchos estudios generales y particulares pos terremoto, todavía no se logra algo satisfactorio. Por ejemplo, los daños estructurales correspondientes al colapso de construcciones resultan difíciles de describir porque el derrumbamiento de la edificación produce efectos adicionales diferentes de separar de aquellos que lo produjeron, es decir de los verdaderos efectos sísmicos. En estos casos los agrietamientos encontrados en las vigas y las columnas difieren de los resultados de ensayos de laboratorio. Se aprecia muchas veces una especie de falla explosiva porque grandes zonas del concreto están disgregadas y altamente deterioradas.

La observación de daños muy disímiles en edificaciones muy parecidas entre sí pero cimentadas sobre suelos con espesores diferentes que además muestran características mecánicas particulares se comenzó a notar desde hace más de un siglo por parte de las misiones que visitaban zonas

afectadas por sismos intensos y destructores. Ha sido largo el proceso para llegar a determinar con un margen de confianza más o menos precario el comportamiento sísmico de los suelos para introducir esta variable en el comportamiento dinámico de las edificaciones. El principal problema corresponde al enfoque simplificado denominado propagación ondulatoria unidimensional, basado en métodos lineales equivalentes desarrollados hace ya, medio siglo, que deben hacer uso de drásticas generalizaciones en cuanto a la geometría del problema y las propiedades de los suelos.

Determinar las propiedades del suelo en el sitio donde se implantará una edificación a partir de uno o unos pocos ensayos de triaxial cíclico, columna resonante, presiometro de Menard o símiles, en las raras ocasiones en que estos se emplean, no puede producir resultados compatibles con los procedimientos empleados en un buen diseño de la estructura de concreto. Por otra parte, la modelación geotécnica está muy distante de tratar de introducir efectos tridimensionales como si resulta viable para el diseño estructural.

Téngase en cuenta que en la modelación unidimensional del proceso ondulatorio que se establece para un lote resulta utópico tomar en cuenta las variaciones en la topografía del lecho rocoso sobre el cual yace el suelo y menos considerar cambios de **rigidez** del suelo en las vecindades inmediatas. Tampoco se toma en cuenta la presencia de construcciones aledañas que alteran las características geotécnicas previstas en el análisis, por sofisticado que este aparente ser. Aparte último merece el hecho de que, en ocasiones, la exploración resulta ser una fracción de la totalidad del suelo subyacente, conformando un esquema de aproximaciones, suposiciones y extrapolaciones que pone este punto del esquema, en los límites de lo real y lo inverosímil, conformando en ocasiones una aproximación a la de verdadera "Geoficción".

En pocas ocasiones se toma en cuenta la interacción suelo-estructura y es frecuente que cuando esta importante variable interviene, los ingenieros terminen especulando sobre rigideces, efectos sísmicos sobre pilotes, difracción, refracción y alteraciones del amortiguamiento general del sistema suelo-estructura con poco conocimiento de causa. En los informes de las visitas de inspección pos terremotos es frecuente leer apreciaciones vagas sobre la interacción suelo-estructura en raras ocasiones sustentadas por aspectos diferentes a la opinión de los autores. Si el tema del comportamiento sísmico de las estructuras tiene grandes vacíos en la actualidad, mucho mayores son ellos en la parte geotécnica, donde pululan las incertidumbres.

De allí que el resultado combinado, sea todavía más incierto y, en consecuencia, es en estos dominios donde resulta menos fructífero el empleo de sofisticados procedimientos numéricos que emplean parámetros básicos con inmensas variabilidades sustentados en precarios estudios. Los anteriores comentarios sirven para llamar la atención sobre las dificultades asociadas al diseño estructural integrado. Y es el diseño integrado el que debe aplicarse para poder llegar a una buena práctica de ingeniería que todavía está distante no sólo por el desconocimiento del comportamiento de los elementos que intervienen en el proceso sino también por posiciones técnicas equivocadas que confían ciegamente tanto en normativas plagadas de incertidumbres como en resultados poco sustentados.