

COMENTARIOS AL TÍTULO B-CARGAS DE LAS NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE, NSR-98

*Jairo Uribe Escamilla
Ingeniero Civil, M.Sc., Ph.D.
Profesor titular de la Universidad Nacional de Colombia, Bogotá
Profesor titular de la Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá*

RESUMEN

Las Normas colombianas de diseño y construcción sismoresistente, NSR-98 (Ref. 1), en virtud de la Ley 400 de 1997 y del Decreto 33 de 1998, reemplazaron al Código Colombiano de Construcciones Sismorresistentes (Decreto 1400 de 1984) a partir de marzo del presente año. Se basan en la norma AIS 100-97, preparada por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., AIS (Ref. 2).

En el presente artículo se presentan las filosofías de diseño que sirvieron para su formulación, a saber: el *diseño para esfuerzos admisibles* y el *diseño para estados límites*, indicando las ventajas y limitaciones de cada una de ellas. Se estipulan las combinaciones de carga que deben utilizarse en cada caso y los coeficientes de mayoración respectivos. Se señalan los cambios principales respecto al código anterior, CSR-84, y se explica la

nueva metodología para evaluar las fuerzas debidas a viento, que introduce un nuevo método de análisis para aquellos casos en que la amenaza eólica puede gobernar el diseño.

I. GENERALIDADES

El título B de la norma NSR-98 (Ref. 1), da los requisitos mínimos que deben cumplir las edificaciones en lo que respecta a cargas diferentes de las sísmicas, las combinaciones de carga que deben considerarse tanto en el diseño para estados límites como por el método de esfuerzos admisibles, los coeficientes de reducción de la capacidad de miembros de concreto en estructuras mixtas, las cargas muertas y vivas, las debidas a empuje de tierra o presión hidrostática y las fuerzas eólicas. A continuación se describen algunos de estos temas.

Teniendo en cuenta que en la norma se habla tanto de diseño para estados límites como de diseño por esfuerzos admisibles, se repasarán brevemente los fundamentos de estas filosofías.

II. FILOSOFÍAS DE DISEÑO

El Consejo sobre Edificios Altos y Hábitat Urbano indica que, en general, los formatos utilizados por los códigos pueden clasificarse por los métodos y precisión de los cálculos involucrados en tres categorías: diseño para esfuerzos admisibles, diseño para la rotura y diseño para estados límites.

A. Diseño para esfuerzos admisibles

Es el método clásico, desarrollado a comienzos del siglo XIX, con base en la aplicación directa de la teoría de elasticidad; por esta razón se le suele llamar también diseño elástico. Consiste en limitar los esfuerzos en todos los puntos de la estructura, cuando está sometida a cargas de trabajo, a valores admisibles, por debajo del límite elástico del material y suficientemente alejados del esfuerzo de falla, para que pueda garantizarse un margen adecuado de seguridad. Ese margen se logra al definir los *esfuerzos admisibles* como un *esfuerzo de falla* dividido por un *factor de seguridad*.

La principal ventaja de este método es la facilidad de aplicarle al diseño teorías matemáticas simples. Su desventaja principal radica en que, al dejar de comportarse el material linealmente, no puede predecir la verdadera resistencia de los miembros y, por consiguiente, no da una medida real del margen de seguridad.

B. Diseño para la resistencia última

El segundo método de diseño parte de la premisa de que como la existencia de un margen predeterminado entre la resistencia de los miembros estructurales y los esfuerzos causados por las cargas de trabajo no da una indicación precisa del margen de seguridad disponible, es más lógico adoptar como referencia el estado límite de falla y fijar la relación que debe existir entre la carga última y la de trabajo. En este caso, el factor de seguridad se les aplica a las cargas, mayorándolas mediante *coeficientes de carga*, lo cual, a primera vista podría hacerlo aparecer como equivalente al método de esfuerzos de trabajo, con una simple trasposición algebraica entre los dos lados de la ecuación de condición límite. Sin embargo, un estudio más cuidadoso permite apreciar que el diseño para la resistencia última presenta algunas ventajas tanto desde el punto de vista teórico como práctico.

C - Diseño para estados límites

El diseño para estados límites se basa en disminuir la probabilidad de falla de la estructura para algunos estados límites considerados importantes en valores aceptables.

Este método permite un tratamiento más racional de la incertidumbre en el diseño estructural y facilita el entendimiento de los principios fundamentales que lo rigen y la aplicación a todos los materiales de criterios medibles de confiabilidad. Requiere estudios cuidadosos de las propiedades de los materiales, del comportamiento de las estructuras al verse sometidas a cargas, de la magnitud y distribución de esas cargas en el espacio y en el tiempo, de las consecuencias económicas de la falla, de las características socioeconómicas del medio donde se va a aplicar y del riesgo a la vida que la comunidad esté dispuesta a aceptar.

Hoy día se reconoce que la teoría de confiabilidad estructural en su estado actual no es del todo adecuada para responder por el comportamiento observado de estructuras reales, ya que la mayoría de las fallas estructurales son atribuibles a errores humanos, y éste es un factor que no se ha tenido en cuenta al formular la teoría. El estudio del error humano exige la aplicación de métodos desarrollados en las ciencias sociales, muy diferentes de los utilizados tradicionalmente en ingeniería al estudiar la mecánica y confiabilidad estructurales. Están haciéndose esfuerzos para desarrollar una teoría más extensa de control de calidad estructural que integre la teoría desarrollada hasta ahora con los efectos del error humano.

El *método de la resistencia* contemplado en el CSR-84, (Ref. 3), sigue parcialmente la metodología del diseño para estados límites y es obligatorio en los casos de concreto reforzado y mampostería de muros diafragma. Por otra parte, muchos capítulos de la norma NSR-98 están escritos conforme con esta filosofía; por tanto, se recordarán a continuación algunos de sus conceptos fundamentales.

El lector interesado podrá encontrar un resumen del desarrollo histórico de este método y la deducción de las fórmulas pertinentes en dos publicaciones del autor. (Ref. 4 y 5)

1. Estados límites

Los *estados límites* se definen como aquellos más allá de los cuales la estructura deja de cumplir su función o de satisfacer las condiciones para las que fue proyectada. En el proyecto es necesario considerar todos los estados límites

posibles, de tal manera que se asegure un grado conveniente de seguridad y de aptitud para el servicio. El procedimiento usual consiste en dimensionar con base en el estado límite más crítico y verificar luego que no se alcanzan los otros estados límites. Los estados límites principales pueden clasificarse en dos categorías: a) los estados límites últimos, que corresponden al máximo de la capacidad portante; b) los estados límites de servicio, que están ligados a los criterios que rigen la utilización normal y la durabilidad.

2. Criterio de diseño

El criterio de diseño, que utiliza coeficientes de carga y de resistencia, puede expresarse mediante la siguiente fórmula general, empleada en la norma NSR-98:

$$\phi R_n > \sum \gamma_k Q_k \quad (1)$$

El lado izquierdo de la ecuación se refiere a la resistencia de la estructura y el lado derecho al efecto de las cargas que actúan sobre ella. Los términos tienen el siguiente significado:

ϕ = coeficiente de reducción de capacidad, siempre menor que uno.

R_n = resistencia nominal, calculada con una fórmula de un código estructural, utilizando las dimensiones nominales del elemento y las propiedades nominales del material.

γ_k = coeficiente o factor de carga que refleja la posibilidad de que se presenten sobrecargas y las incertidumbres inherentes al cálculo de los efectos de la carga k .

Q_k = efecto de la carga de diseño correspondiente al subíndice k . La *carga de diseño* es la estipulada en el código de construcción según el uso y las características de la estructura en consideración.

Al diseñar la estructura se debe plantear la ecuación. (1) para cada combinación de cargas que requiera estudio en los estados límites especificados. Si para cualquiera de ellas no se cumple la ecuación, se considera que la estructura ha fallado en el sentido indicado antes; en otras palabras, que se ha excedido un límite claramente establecido de utilidad estructural.

3. Modelo probabilístico de Cornell

En los Estados Unidos, el ACI, el AISC y otras entidades normativas escogieron como modelo probabilístico el debido a

Cornell (Ref. 6), por su simplicidad y por su capacidad para tratar todas las incertidumbres del problema de diseño en forma consistente.

Se trata de un procedimiento simplificado que utiliza sólo dos parámetros estadísticos: los valores medios y los coeficientes de variación de las variables relevantes, y una relación entre ellos, β , denominada *índice de confiabilidad*. El valor de éste puede fijarse como meta por el organismo competente, mediante un proceso de *calibración* con diseños que se ajusten a lo que se considera buena práctica.

Se parte del principio básico de que la seguridad estructural es función de la resistencia de la estructura, R , y del efecto de las cargas, Q , que actúan sobre ella; y de que tanto R como Q son variables aleatorias. El margen de seguridad puede definirse mediante la variable aleatoria $R-Q$, en cuyo caso la estructura es adecuada cuando $R-Q > 0$.

4. Resistencia

La aleatoriedad de la resistencia verdadera, R , de un elemento estructural resulta de las variaciones inherentes a las propiedades mecánicas del material, a las tolerancias en las dimensiones respecto a las nominales y a las incertidumbres en la teoría con que se evalúa matemáticamente su capacidad. En general, esa resistencia puede expresarse como el producto:

$$R = \phi R_n = MFP R_n \quad (2)$$

M , F y P son variables aleatorias que representan las diferencias debidas al material, a la fabricación y a las hipótesis de cálculo (o profesionales), respectivamente.

Para incorporar en forma apropiada estos parámetros en nuestro código es urgente, como el autor lo manifestó hace ya más de tres lustros (Ref. 5), adelantar las investigaciones respectivas en nuestro medio, tanto para las estructuras de hormigón como para las de acero.

Desde ese entonces en el país, Piñeros (Ref. 7), Gómez (Ref. 8), y Merchán (Ref. 9), calcularon los valores de ϕ para algunas estructuras de concreto construidas en Bogotá. En estructuras de acero no sólo entran las variaciones dimensionales en los perfiles utilizados sino las tolerancias en los procesos de fabricación y montaje; Quiroga (Ref. 10), hizo estudios de este tipo para ángulos y platinas de producción nacional. A su vez Aragón (Ref. 11), estudió la influencia de la fabricación en algunos edificios recientes construidos con estructura metálica en Bogotá.

En la discusión del título B que se hará más adelante se dan los valores de Φ estipulados para el diseño de estructuras de concreto, para edificaciones mixtas, con miembros de concreto reforzado y de acero, para estructuras de este material y para construcciones de aluminio. En los dos primeros casos se siguieron las recomendaciones del ACI (Ref.12), en el de estructuras de acero se siguieron las normas AISC y AISI (Ref.13 y 14), y en las de aluminio se hizo una adaptación de las prescripciones inglesas del BSI (Ref.15).

5. Efectos de las cargas

Al plantear la ecuación de condición es necesario estudiar todas las combinaciones que exijan los estados límites especificados. Es bien sabido que la asignación de valores realistas a las cargas que tiene que soportar una estructura es quizá la fase menos precisa del diseño. En cada caso es necesario determinar tanto la carga de trabajo como el coeficiente de mayoración correspondiente. Por las limitaciones de espacio, la discusión siguiente se limitará a la carga viva y a las fuerzas originadas por sismo y viento.

Carga viva. La carga viva incluye todas las cargas gravitacionales no permanentes y presenta dos tipos de variación: en el espacio y en el tiempo. En Coll (Ref. 20) se indican valores medios, desviaciones estándares y coeficientes de variación encontrados por diversos investigadores en otros países. Los valores medios de las cargas vivas sostenidas son considerablemente menores (1/5 a 1/3) que los valores de trabajo estipulados en los códigos.

Hasta la fecha de dicho artículo (1979), el único trabajo al respecto realizado en nuestro medio, que el autor conocía, era el presentado por Sarria (Ref.16). Posteriormente, Tamayo (Ref.17), Dussán (Ref. 18), Belalcázar (Ref.19), Coll (Ref. 20) y Bettín (Ref.21), estudiaron las cargas vivas en las aulas de diez colegios y diez universidades. Aunque la muestra es muy pequeña para sacar conclusiones definitivas, su trabajo es importante como primeros pasos en una investigación urgente. Es posible que se hayan hecho otros trabajos semejantes, pero infortunadamente no se han divulgado.

Fuerzas sísmicas. La amenaza sísmica, propia de una región, está asociada con una probabilidad de excedencia de un parámetro descriptivo del sismo. Para el CSR-84 se escogieron dos parámetros: la aceleración pico efectiva y la velocidad pico efectiva. Estos valores se definieron para un nivel de amenaza tal que hay una probabilidad del 10% de que sean excedidos en un lapso de 50 años. El período de retorno del sismo de diseño es, entonces, de 475 años. Es importante recordar que las fuerzas sísmicas calculadas con base en esos parámetros corresponden al nivel de resistencia última y, por tanto, ya incluyen el coeficiente de carga.

Las fuerzas sísmicas a que hace referencia el título B están prescritas en el título A. Sin embargo, es importante recalcar que la definición anterior del sismo de diseño se mantiene en la norma NSR-98, pero a raíz de la magnitud de los daños en elementos no estructurales ocurridos con sismos recientes de magnitud pequeña comparada con la del sismo de diseño, siguiendo la tendencia mundial se redujeron las derivas admisibles y se incluye ahora un movimiento sísmico de servicio o de *umbral de daño*, cuya consideración es obligatoria para edificaciones del grupo de uso IV, o sea las indispensables, cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alterno.

Carga de viento. La amenaza eólica es también propia de cada región. Las fuerzas producidas por esta causa sobre una estructura dependen de la velocidad del viento que actúa sobre ella, que varía con la altura sobre el piso, del grado de protección que les ofrece la topografía y las edificaciones circundantes y de las propiedades aerodinámicas de su perfil geométrico.

Los procedimientos para evaluar los factores anteriores suelen variar de un código a otro. El autor propuso (Ref. 22), que para el CSR-84 se adaptara la norma inglesa (Ref. 23), y se incorporan los valores calculados por Mejía (Ref. 24). Sin embargo, su sugerencia no se tuvo en cuenta y el CSR-84 ordena evaluar las cargas de viento con una metodología que en su opinión no es la más apropiada para construcciones donde las cargas eólicas gobiernan el diseño, como es frecuentemente el caso en estructuras metálicas.

Posteriormente, Consultoría Colombiana, firma consultora del sector privado, con base en los registros de 113 estaciones, elaboró un mapa de riesgo eólico del país donde se señalan, para un 65% del territorio nacional, las velocidades máximas de vientos con un período de retorno de 50 años, que es el parámetro básico utilizado comúnmente en los códigos modernos.

Este mapa y el trabajo adelantado por el autor, que se mencionó anteriormente, sirvieron de base para que Fedestructuras elaborara el documento "Criterios de cargas de viento para el diseño de construcciones", que fue incluido en los *Comentarios al CSR-84* (Ref. 25), y que el Comité permanente del código aceptó como procedimiento alterno de diseño. Un aspecto importante de esos criterios es tener en cuenta la variación de la presión causada por un viento dado, como consecuencia de la disminución en la densidad del aire al aumentar la altura sobre el nivel del mar, aspecto ignorado en los códigos antes citados.

La norma NSR-98 incorpora tal procedimiento en el título B. Infortunadamente, a pesar del ofrecimiento de

colaboración de Consultoría Colombiana en la actualización del mapa de amenaza eólica para tener en cuenta los registros de los últimos doce años, fue imposible conseguirlos en la entidad gubernamental encargada de su custodia, por lo cual el mapa de la nueva norma sigue siendo el mismo que se publicó en 1984.

Coefficientes de mayoración. Al suponer que se conocen las diversas cargas y sus distribuciones estadísticas, para calcular los coeficientes de mayoración respectivos puede demostrarse que esos factores podrían expresarse en función de los valores medios y de diseño, de sus coeficientes de variación, del índice de confiabilidad y de un coeficiente de linealidad (Ref. 4).

Vale la pena señalar que una de las formas de tener en cuenta la naturaleza de la falla es variando el índice de confiabilidad. Esto lo han hecho los diversos códigos fijándose como objetivo ciertos valores de β , como se indicará más adelante. Sin embargo, con el fin de independizar del material de construcción el lado derecho de la ecuación básica, se prefiere incorporar estas consideraciones en el coeficiente de reducción de capacidad.

En el caso de estructuras metálicas, los estudios indispensables para fijar los valores de β , ϕ y γ tomaron varios años y están descritos en ocho artículos publicados en 1978, resumidos en el trabajo ya citado del autor (Ref. 5). Después de estas publicaciones se desarrolló un método más refinado para la determinación del índice de confiabilidad, β , que incluye otras distribuciones probabilísticas y permite considerar situaciones de diseño más complejas (Ref. 26); este último método se utilizó en el desarrollo de los coeficientes de carga recomendados por el Instituto Nacional de Normas de los Estados Unidos (ANSI), valores que han sido adoptados tanto por el AISC como por el AISI para el diseño de estructuras de acero. Ambos métodos dan esencialmente los mismos valores de β para la mayoría de miembros y conexiones estructurales de acero. La norma ANSI sobre cargas ha sido adoptada por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles y su versión más reciente se conoce también como la norma ASCE 7-95 (Ref. 27).

Estos coeficientes fueron incorporados en el título B propuesto, respecto a estructuras metálicas y estructuras mixtas, como ya se anotó. Tan sólo se cambió un poco la nomenclatura para evitar confusiones y se adaptaron los coeficientes de la norma inglesa sobre aluminio al formato estadounidense.

a. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga prescritas dependen del método seguido en el análisis de la estructura. Por las

limitaciones de este trabajo sólo se indican las combinaciones básicas que deben considerarse en cada caso.

• Método de esfuerzos de trabajo o verificaciones del estado límite de servicio.

Las combinaciones por estudiar son:

D	(B.2.3-1)
$D+L$	(B.2.3-2)
$D+W$	(B.2.3-3)
$D+0,7E$	(B.2.3-4)
$D+L+W$	(B.2.3-5)
$D+L+0,7E$	(B.2.3-6)

D representa la carga muerta; L , la viva; W , las fuerzas eólicas y E , las causadas por el sismo de diseño.

Cuando la carga muerta reduzca la posibilidad de vuelco de la estructura, D irá multiplicada por 0,85.

En el caso de estructuras metálicas diseñadas por este método, en lugar de las ecuaciones (4-2) y (4-5) se usarán las siguientes:

$D+L+(L_r \text{ o } G)$	(B.2.3-7)
$D+L+(L_r \text{ o } G)+W$	(B.2.3-8)
$D+L+(L_r \text{ o } G)+0,7E$	(B.2.3-9)

L_r representa la carga viva sobre la cubierta y G la debida a lluvia y granizo, sin tener en cuenta la contribución del empozamiento.

Se hace énfasis en que las fuerzas sísmicas E utilizadas en las combinaciones B.2.3-4, B.2.3-6 y B.2.3-9 corresponden a los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el título A, divididos por R , cuando trata de diseñar los miembros. Cuando esas combinaciones se utilicen para verificar deflexiones en el estado límite de servicio, se omite tal división. Para edificaciones indispensables del grupo de uso IV, en vez de E deberán utilizarse las fuerzas calculadas con el sismo del umbral de daño E_d .

• Estructuras de acero y estructuras mixtas diseñadas para el estado límite de resistencia.

Cuando para diseñar las estructuras de acero con perfiles laminados se siguen las prescripciones de los capítulos F.2 y F.3 y en el diseño de estructuras mixtas, conformadas por elementos tanto de acero estructural como de concreto reforzado, deben estudiarse las siguientes combinaciones básicas:

$1.4D$	(B.2.5-1)
$1.2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ o } G)$	(B.2.5-2)
$1.2D + 1,6(Lr \text{ o } G) + (0,5L \text{ ó } 0,8W)$	(B.2.5-3)
$1.2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(Lr \text{ o } G)$	(B.2.5-4)
$1.2D + 1,0E + (0,5L \text{ ó } 0,2G)$	(B.2.5-5)
$0.9D - (1.3W \text{ ó } 1,0E)$	(B.2.5-6)

De nuevo se hace énfasis en que las fuerzas sísmicas E utilizadas en las combinaciones B.2.5-5 y B.2.5-6 corresponden a los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el título A, divididos por R , cuando se trata de diseñar los miembros. Cuando dichas combinaciones se utilicen para evaluar las deflexiones inelásticas, se omite tal división. Para edificaciones indispensables del grupo de uso IV, en vez de E deberán utilizarse las fuerzas calculadas con el sisma del umbral de daño E_d .

Las estructuras hechas con miembros de acero formados en frío se diseñan con el capítulo F.4; para ellas, en lugar de las combinaciones B.2.5-1 y B.2.5-3, se utilizarán las siguientes:

$1.4D + L$	(B.2.5-7)
$1.2D + (1,4Lr \text{ ó } 1,6G) + (0,5L \text{ ó } 0,8W)$	(B.2.5-8)

Se advierte que, en caso de estructuras mixtas, los elementos de concreto se diseñarán con los siguientes coeficientes de reducción de resistencia, en lugar de los prescritos en el título C:

Flexión, sin carga axial	0,80
Tensión axial y su combinación con flexión.....	0,80
Compresión axial y su combinación con flexión:	
elementos con refuerzo en espiral que cumplan los requisitos de C.10.3	0,70
otros elementos reforzados	0,65
Corte y torsión en elementos que resisten fuerzas estáticas	0,75
Corte en elementos de estructuras con capacidad especial de disipación de energía cuando su resistencia nominal al cortante es menor que la necesaria para desarrollar la resistencia nominal a flexión del elemento	0,55
Corte en nudos de edificaciones con capacidad especial de disipación de energía	0,80
Aplastamiento (esfuerzos de contacto)	0,65
Concreto simple	0,55

• **Estructuras de aluminio.** Las estructuras de aluminio se diseñarán de tal manera que sus componentes y cimentación excedan los efectos de las cargas mayoradas estipuladas para las estructuras de acero. Los casos básicos correspondientes son las combinaciones B.2.5-1 a B.2.5-6.

Por considerarlo de interés, en el cuadro 1 se comparan las combinaciones de carga prescritas para las estructuras de concreto o mampostería estructural con las estipuladas para las estructuras metálicas y las estructuras mixtas.

b. Cargas muertas

Respecto al código CSR-84, la norma NSR-98 presenta los siguientes cambios relacionados con las cargas muertas:

El peso prescrito de la lámina galvanizada se aumentó de 2 kg/m² a 5 kg/m². Por otra parte, el de la teja de barro, incluido el mortero, cambió de 75 kg/m² a 80 kg/m².

También el valor mínimo prescrito por concepto de acabados, que en ese código es de 100 kg/m², se incrementó a 150 kg/m².

c. Cargas vivas

- **Cubiertas.** En el CSR-84 se estipula una carga viva mínima en cubiertas de 35 kg/m². Este valor se presta a problemas de seguridad, en el caso de cubiertas horizontales que con una ampliación quedan convertidas en entrapiso.

Para obviar este problema, la norma NSR-98 prescribe que las cubiertas, azoteas y terrazas deben diseñarse para una carga viva igual a la del resto de la edificación. Sin embargo, cuando se trata de cubiertas inclinadas de estructuras metálicas y de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la estipulada en seguida pueden utilizarse estos valores:

Cuadro 1.

Comparación de las combinaciones de carga, según el material

Estructuras de concreto o mampostería estructural	Estructuras metálicas y estructuras mixtas
1,4D+1,7L	1,4D
1,05D+1,28L+1,28W	1,2D + 1,6L + 0,5(Lr o R)
0,9D+1,3W	1,2D + 1,6(Lr o R) + [(0,5 ó 1,0)L ó 0,8W]
1,05D+1,28L+1,0E	1,2D + 1,3W + (0,5 ó 1,0) L + 0,5 (Lr ó R)
0,9D+1,0E	1,2D + (0,5 ó 1,0) L + 1,5E
1,4D+1,7L+1,7H	0,9D - (1,3W ó 1,5E)
1,05D+1,28L+1,05T	Cuando F, H, P T sean importantes, entrarán así: 1,3F,
1,4D+1,4T	1,6H, 1,2P y 1,2T.

En cuanto a las cargas por muros divisorios y particiones, el CSR-84 prescribe que cuando no se haga un análisis detallado se deben utilizar como mínimo 150 kg/m², si se trata de muros de ladrillo bloque hueco de arcilla o concreto, y 200 kg/m² cuando se trate de muros de ladrillo tolete de arcilla, concreto o silical. En la nueva norma, estos valores se aumentaron a 300 kg/m² y 350 kg/m², respectivamente. Además, se incluyen para divisiones livianas valores de 50 kg/m² para las móviles de media altura, 90 kg/m² para las de lámina de yeso en ambas caras con entramado de acero liviano y 200 kg/m² para las de lámina de madera protegida y costillas de madera, pañetadas sobre malla. Estos valores están definidos para alturas libres de entrapiso de 2,20 m.

- Si la pendiente es mayor del 20%, 35 kg/m²
- Si la pendiente es menor del 20%, 50 kg/m²

• **Efectos dinámicos.** Teniendo en cuenta el peligro que representan las vibraciones en espectáculos de multitudes, la norma NSR-98 prescribe que las estructuras expuestas a excitaciones dinámicas producidas por el público, tales como estadios, coliseos, teatros, gimnasios, pistas de baile, centros de reunión o similares, deben ser diseñadas de tal manera que tengan frecuencias superiores a 5 Hz para vibraciones verticales.

d. Fuerzas de viento

Como ya se anotó, el cálculo de las fuerzas causadas por el viento según la norma NSR-98 presenta grandes cambios respecto al CSR-84. Contempla dos procedimientos que se verán a continuación.

• **Análisis simple.** Es válido cuando el viento no gobierna el diseño. Es similar al procedimiento estipulado en el CSR-84, pero la velocidad del viento ya no se considera de 100 km/hora para todo el país; ahora se obtiene del mapa de amenaza eólica mencionado. Además, se tiene en cuenta la variación de la densidad del aire con la altitud. La presión p sobre la superficie en cuestión, se calcula entonces así:

$$p = C_p q S_4 \quad (\text{B.6.4-1})$$

C_p es un coeficiente de presión, estipulado en las tablas B.6.4-2 y B.6.4-3 de la norma; q es la presión dinámica causada por el viento, que es función de su velocidad y de la altura del punto considerado sobre el nivel del terreno. Los valores de q están dados en la tabla B.6.4-1 de dicho documento para velocidades entre 60 km/hora y 120 km/hora y diversos intervalos de altura.

El coeficiente S_4 tiene en cuenta la densidad del aire y se obtiene de la tabla B.6.6. Varía entre 1,00 al nivel del mar y 0,69 a 3.000 m de altitud. Para Bogotá es 0,72.

Si con este análisis se ve que el viento no gobierna el diseño, el estudio se considera suficiente; en caso contrario, cuando el viento sí gobierna, es necesario hacer el análisis más estricto que se explica en seguida.

Análisis completo. El análisis completo contempla cuatro pasos básicos, a saber:

1. Se busca la velocidad del viento básico, V , en el sitio de la construcción, utilizando el mapa de amenaza eólica.
2. La velocidad del viento de diseño, V_s , se obtiene multiplicando dicho valor por tres coeficientes, S_1 , S_2 y S_3 , que tienen en cuenta, respectivamente: la topografía, la rugosidad del terreno, el tamaño del edificio y su altura sobre el piso: el grado de seguridad y la vida útil de la estructura. Esto es:

$$V_s = V S_1 S_2 S_3 \quad (\text{B.6.4-2})$$

Los valores de estos coeficientes están dados en la tablas B.6.5-1 y B.6.5-2, y en la figura B.6.5-2 de la norma.

3. La velocidad del viento de diseño se convierte a la presión dinámica, q , mediante la ecuación:

$$q = 0.0625 V_s^2 S_4 \quad (V_s \text{ en m/s}) \quad (\text{B.6.4-3a})$$

S_4 es el coeficiente ya visto que tiene en cuenta la influencia de la altitud (1,00 al nivel del mar; 0,73 a 2.500 m).

4. Finalmente, se multiplica esa presión q por el coeficiente de presión apropiado, C_p , para obtener la presión p , ejercida sobre cualquier punto de la superficie del edificio.

En las tablas B.6.7-1 a B.6.7-9 se presentan los valores de los coeficientes C_p para diversas configuraciones.

BIBLIOGRAFÍA

1. ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. *Normas colombianas de diseño y construcción sismorresistente, NSR-98, Ley 400 de 1997 y Decreto 33 de 1998.* Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS, Bogotá. 1998.
2. ——. *Requisitos sísmicos para edificaciones. Norma AIS 100-97.* Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS, Bogotá. 1997.
3. ——. *Código Colombiano de Construcciones Sismorresistentes,* Decreto 1400 de 1984. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS, Bogotá. 1984.
4. CORNELL, C. A. "A Probability-Based Structural Code". *Journal del American Concrete Institute, ACI*, Vol. 66, N° 12, Diciembre de 1969.5. URIBE J. *Análisis de estructuras.* 3a. impresión, Ediciones Uniandes y Ecoe Ediciones, Bogotá. 1993.
5. ——. *Diseño de estructuras de acero utilizando coeficientes de carga y de resistencia.* Memorias de las Terceras Jornadas Estructurales de la Ingeniería de Colombia, Sociedad Colombiana de Ingenieros, Bogotá. Octubre de 1979.
6. CORNELL, C. A. "A Probability-Based Structural Code". *Journal del American Concrete Institute, ACI*, Vol. 66, N° 12, Diciembre de 1969.

7. PIÑEROS, M. F. *Estudio probabilístico de los factores de seguridad para las construcciones de hormigón armado en Bogotá*. Tesis para obtener el título de magister en ingeniería civil. Profesor asesor: Luis Enrique García, Universidad de los Andes, Bogotá. 1979.
8. GÓMEZ, Pedro M. *Análisis de los factores de sobrecarga y resistencia usados en el diseño de estructuras de hormigón - columnas*. Proyecto de grado para obtener el título de ingeniero civil, Universidad de los Andes, Bogotá. 1982.
9. MERCHÁN, Rolando A. *Determinación de los coeficientes de resistencia para columnas sometidas a carga axial y para vigas sometidas a flexión y corte, hechas de concreto reforzado*. Proyecto de grado para obtener el título de ingeniero civil, Profesor asesor: Jairo Uribe Escamilla, Universidad de los Andes, Bogotá. 1990.
10. QUIROGA, P. N. *Control de calidad en estructuras de acero*. Tesis para obtener el título de Magister en ingeniería civil. Profesor asesor: Jairo Uribe Escamilla, Universidad de los Andes, Bogotá. 1990.
11. ARAGÓN, J. A. *Aseguramiento de la calidad en estructuras metálicas*. Proyecto de grado para obtener el título de ingeniero civil, Profesor asesor: Jairo Uribe Escamilla, Universidad de los Andes, Bogotá. 1995.
12. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95)*. ACI, Detroit. 1995.
13. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, 2ª ed., AISC, Chicago, 1993.
14. AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. *Load and Resistance Factor Design (LRFD) Specification for Cold-formed Steel Structural Members*. AISI, Washington, 1991.
15. BRITISH STANDARD INSTITUTION. *Structural use of aluminum. Part 1. Code of Practice for Design*. BS 8118, Part 1: 1991, 1991.
16. SARRIA, A. *Carga viva en edificios de Bogotá*. Memorias de las Segundas Jornadas Estructurales, Sociedad Colombiana de Ingenieros. Bogotá. Octubre de 1977.
17. TAMAYO, M. del P. *Determinación de la carga viva de diseño y su factor de mayoración para aulas estudiantiles*. Tesis para obtener el título de Magister en ingeniería civil. Profesor asesor: Jairo Uribe Escamilla, Universidad de los Andes. Bogotá. 1988.
18. DUSSÁN. L. *Determinación de la carga viva de diseño y su factor de mayoración para aulas estudiantiles*. 2º estudio. Proyecto de grado para obtener el título de ingeniero civil. Profesor asesor: Jairo Uribe Escamilla, Universidad de los Andes, Bogotá. 1989.
19. BELALCÁZAR. A. *Determinación de la carga viva de diseño y su factor de mayoración para aulas estudiantiles*. 3º estudio. Proyecto de grado para obtener el título de ingeniera civil. Profesor asesor: Jairo Uribe Escamilla, Universidad de los Andes, Bogotá. 1990.
20. COLL. J. J. *Determinación de la carga viva de diseño y su coeficiente de mayoración en aulas estudiantiles - 4º estudio* - Tesis para obtener el título de Magister en ingeniería civil. Profesor asesor: Jairo Uribe Escamilla, Universidad de los Andes. Bogotá. 1992.
21. BETTÍN. E. R. *Determinación de la carga viva de diseño y su coeficiente de mayoración en aulas estudiantiles*. 5º estudio. Tesis para obtener el título de magister en ingeniería civil. Profesor asesor: Jairo Uribe Escamilla, Universidad de los Andes, Bogotá. 1994.
22. URIBE. J. *Adaptación de la norma inglesa sobre cargas de viento, CP3: capítulo V, parte 2*. Preparado para la Unidad de Estudio del Código Colombiano de Construcciones Sismorresistentes, 1984.
23. BRITISH STANDARD INSTITUTION. *Code of Basic Data for the Design of Buildings. CP3: Chapter V. Loading. Part 2. Wind Loads*. BSI, Londres. 1972.
24. MEJÍA. P. *Bases para el establecimiento del riesgo eólico en Colombia; recomendaciones correspondientes en el Código de Construcción*. Proyecto de grado para optar el título de ingeniera civil. Profesor asesor: Jairo Uribe Escamilla. Universidad de los Andes, Bogotá. 1982.
25. ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. *Comentarios al Código Colombiano de Construcciones Sismorresistentes*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá. 1988.
26. ELLINGWOOD. B. et al. *Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58 Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures*. Special Publication 577, National Bureau of Standards. June. 1980.
27. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. *Minimum Design Loads for Building and Other Structures. ASCE 7-95*. ASCE, Nueva York. 1995.